U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria

Valter Alexandre Machado Lopes

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob orientação do Professor Auxiliar João Miranda Guedes, do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e co-orientação do Professor Catedrático Aníbal Costa, da Secção Autónoma de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Porto, 2009

“E tudo que os homens fazem, sabem ou experimentam só tem sentido na medida em que pode ser discutido.”

Hannah Arendt

RESUMO

A presente dissertação estuda o comportamento sísmico de chaminés de alvenaria de tijolo. A partir da caracterização genérica deste tipo de estruturas que proliferaram em Portugal entre o final do século XIX e o início do século XX, é apresentado um caso de estudo relativo a uma chaminé situada nos arredores da cidade do Porto. Neste âmbito são apresentados os resultados da caracterização geométrica realizada através de tecnologia laser scanning. A caracterização material/mecânica da estrutura foi efectuada através da inspecção visual e da realização de ensaios dinâmicos de vibração ambiental, cujos resultados foram utilizados para calibrar dois modelos numéricos construídos no âmbito do trabalho. São focados os principais aspectos relacionados com realização do ensaio dinâmico, bem como com o tratamento dos dados, discutindo-se as diferentes estratégias de calibração adoptadas. Em particular, a consideração na modelação de diferentes zonas com características materiais distintas, de acordo com as observações feitas durante a inspecção visual, é analisada, comparando-se a resposta de cada modelo com a resposta experimental obtida.

A simulação do comportamento sísmico da chaminé é efectuada com base em diferentes estratégias: considerando ou não diferentes zonas materiais na chaminé e assumindo para o comportamento da alvenaria de tijolo uma lei linear elástica ou não linear plástica, quer em tracção, quer em compressão, utilizando um modelo de dano contínuo. São então apresentados e discutidos os pressupostos referidos na bibliografia em relação ao comportamento da alvenaria, e introduzidos estes dados na calibração numérica do modelo não linear. Os resultados obtidos com cada um dos modelos numéricos são comparados, avaliando-se a importância da consideração do estado de conservação do material e do comportamento não linear na resposta da estrutura. Por fim, é testada uma possível solução de reforço com vista à melhoria da resposta sísmica da chaminé.

Com este trabalho pretende-se definir modos de actuação e avaliação do estado e da resposta de estruturas antigas em alvenaria, nomeadamente através da realização de ensaios dinâmicos de vibração ambiental que permitam de forma não destrutiva caracterizar as propriedades mecânicas da alvenaria, e da utilização de modelos de comportamento material não linear, apoiados em modelos de dano, na análise do comportamento destas estruturas face às acções regulamentares.

ABSTRACT

This work analyses the seismic behaviour of brick masonry chimneys. A case study of a chimney located near Porto city is presented after a brief historical characterization of these structures in Portugal, which were mainly constructed between the ending of the XIX century and the beginning of the XX century. The geometrical characterization of the chimney was done through laser scanning technology, and the mechanical assessment through in situ dynamic testing using ambient vibration and visual inspection. These results were used to calibrate two different numerical models built under this work. The dynamic testing characteristics and particulars are presented, as well as the signal processing procedures and the model calibration strategies. The consideration of different material characteristics in the numerical modelling, in agreement to the results of the visual inspection, is analysed and the numerical dynamic response of each model is compared to the experimental data.

The numerical simulation of the chimney seismic behaviour is then done following different strategies: considering or not different material zones in the chimney model, and considering for the masonry behaviour a linear elastic or a non-linear plastic law using a continuum damage model, both for tension and compression. The different premises found in the literature for the masonry behaviour, which provide the necessary information for the calibration of the non linear material model are presented and discussed. The main results obtained from each model are compared, focusing mainly on the importance of considering the material damage state and the non linear behaviour. Finally, a possible retrofitting solution is tested in order to evaluate its benefits to the chimney seismic behaviour.

The presented work aims to define procedures for the assessment of the damage state and the response of old masonry structures, involving, in particular, in situ dynamic testing using ambient vibration as a non destructive tool for the assessment of the mechanical properties of the masonry, and the use of non-linear numerical tools, supported by damage type behaviour models, to analyse the numerical response of such structures under code actions.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. João Miranda Guedes, pelo apoio prestado, pelos conhecimentos transmitidos e pela forma sempre disponível com que orientou esta dissertação. Ao rigor demonstrado aliou sempre uma boa disposição assinalável e um optimismo contagiante, que sem dúvida contribuíram de uma forma fundamental para a realização deste trabalho.

Ao meu co-orientador, Prof. Aníbal Costa, pela sempre preciosa ajuda que prestou no decurso deste trabalho. A sua enorme experiência prática e académica constituem uma fonte inesgotável de conhecimento e fazem dele um exemplo para todos os que com ele colaboram.

À Eng.ª Esmeralda Paupério, pela experiência transmitida ao longo dos trabalhos realizados no IC-NCREP, pelo incentivo e sobretudo pela amizade demonstrada. Ao Prof. Nelson Vila Pouca, pelos momentos partilhados e pela forma simples, prática e clara com que me transmitiu uma boa dose dos conhecimentos que possuo.

Ao Prof. António Arêde, pela contribuição fundamental na realização dos ensaios dinâmicos, sempre com um entusiasmo contagiante. Ao Sr. Valdemar Luís e ao André Martins, pelo precioso auxílio prestado na realização dos mesmos.

Às Eng.as Jacinta Moreira e Paula Marques, da Câmara Municipal de Valongo, pela cedência de material essencial à realização desta dissertação.

Aos amigos e companheiros de trabalho, nomeadamente ao Xavier Romão, Tiago Ilharco, Filipe Neves, Bruno Quelhas, Rui Ribeiro, João Milheiro, Diogo Coutinho, André Monteiro, Alexandre Costa, Hélder Figueiredo, Luís Miranda, Cilísia Ornelas, Hugo Rodrigues, João Rocha e Luís Macedo. A rotina diária torna-se bem mais agradável quando se convive com pessoas como estas.

A todos os meus amigos de sempre, pelo apoio e companheirismo constantes.

À minha família, aos meus pais, aos meus avós e ao meu irmão, por me terem proporcionado tudo o que tenho; a gratidão será eterna. Sem eles, nunca teria começado deste trabalho.

À Cristiana, pelo apoio, pelo constante incentivo, pelo carinho, por tudo. Porque durante os muitos momentos de ausência demonstrou uma compreensão inesgotável, sempre com uma palavra de alento para oferecer.

ÍNDICE

RESUMO 1

ABSTRACT 2

AGRADECIMENTOS 3

ÍNDICE 5

ÍNDICE DE FIGURAS 9

ÍNDICE DE TABELAS 16

1. INTRODUÇÃO 19

1.1. Considerações Gerais 19

1.2. Objectivos da Dissertação 19

1.3. Organização da Dissertação 20

2. LEVANTAMENTO HISTÓRICO, INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO ... 23

2.1. Introdução 23

2.2. Enquadramento Histórico 24

2.3. A Estrutura das Chaminés 27

2.3.1. Generalidades 27
2.3.2. Partes Constituintes das Chaminés 29
2.3.2.1. Base 30
2.3.2.2. Fuste 30
2.3.2.3. Coroa 31
2.3.2.4. Fundação 32
2.3.3. Critérios de Cálculo e Dimensionamento 33

2.4. Caso de Estudo 34

2.5. Caracterização Geométrica 36

2.6. Inspecção Visual e Diagnóstico 39

2.6.1. Generalidades 39
2.6.2. Inspecção e Diagnóstico da Chaminé 40
2.6.2.1. Deformação Estrutural (D1) 41
2.6.2.2. Fissuração / Abertura de Juntas na Alvenaria (D2) 42
2.6.2.3. Degradação / Falta de Material (D3) 43
2.6.2.4. Degradação das Cintas Metálicas (D4) 46
2.6.2.5. Humidade e Colonização Biológica (D5) 47

2.7. Conclusões 47

3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA 49

3.1. Introdução 49

3.2. Identificação Dinâmica *In Situ* 50

3.2.1. Noções Gerais 50
3.2.2. Ensaios Dinâmicos de Vibração Ambiental 54
3.2.3. Processamento de Sinal 57
3.2.4. Identificação Modal 58
3.2.4.1. Método Avançado de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD) 58

3.3. Caracterização Mecânica da Chaminé – Ensaios Dinâmicos de Vibração Ambiental 61

3.3.1. Construção do Modelo Numérico 62
3.3.2. Análise Modal Preliminar 66
3.3.3. Ensaio Dinâmico da Chaminé 72
3.3.3.1. Equipamento Utilizado 72
3.3.3.2. Setup de Ensaio 72
3.3.3.3. Resultados do Ensaio 75
3.3.4. Calibração do Modelo Numérico 87
3.3.4.1. Modelo 1 89
3.3.4.2. Modelo 2 92

3.4. Conclusões 97

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DA ALVENARIA DE TIJOLO 99

4.1. Introdução 99

4.2. Comportamento Mecânico da Alvenaria de Tijolo 100

4.2.1. Enquadramento 100
4.2.2. Compressão Uniaxial 102
4.2.2.1. Tensão Resistente de Compressão da Alvenaria 103

4.2.2.2. Módulo de Elasticidade ... 106
4.2.2.3. Curva de Comportamento Monotónico ... 108
4.2.2.4. Comportamento Cíclico ... 114
4.2.3. Tracção Uniaxial ... 117
4.2.3.1. Enquadramento ... 117
4.2.3.2. Curva de Comportamento ... 118

4.3. Curvas de Comportamento Adoptadas ... 119

4.3.1. Definição da Curva de Compressão ... 120
4.3.2. Definição da Curva de Tracção ... 124

4.4. Calibração do Modelo de Comportamento Não Linear ... 126

4.4.1. Modelo de Dano Contínuo – Descrição Geral ... 126
4.4.1.1. Particularidades do Comportamento em Tracção ... 128
4.4.1.2. Particularidades do Comportamento em Compressão ... 131
4.4.1.3. Parâmetros de Definição do Modelo de Dano Contínuo em Cast3M ... 131
4.4.2. Calibração do Modelo de Dano Contínuo ... 137
4.4.2.1. Parâmetros Gerais ... 138
4.4.2.2. Parâmetros de Tracção ... 139
4.4.2.3. Parâmetros de Compressão ... 140

4.5. Conclusões ... 145

5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA CHAMINÉ DE ERMESINDE ... 147

5.1. Introdução ... 147

5.2. Acção Sísmica ... 148

5.2.1. Geração de Acelerogramas ... 148
5.2.2. Combinações de Acções ... 152

5.3. Resolução do Problema Não Linear Dinâmico ... 153

5.4. Matriz de Amortecimento de Rayleigh ... 156

5.5. Resultados da Análise Estática – Peso Próprio ... 158

5.5.1. Comportamento Linear Elástico ... 159
5.5.1.1. Modelo 1 ... 159
5.5.1.2. Modelo 2 ... 159
5.5.2. Comportamento Não Linear ... 160
5.5.2.1. Modelo 1 ... 160
5.5.2.2. Modelo 2 ... 161
5.5.3. Análise de Resultados ... 162

5.6. Resultados da Análise Dinâmica – Acção Sísmica ... 163

5.6.1. Comportamento Linear Elástico ... 165
5.6.1.1. Modelo 1 – Sismo 1X ... 165
5.6.1.2. Modelo 1 – Sismo 1Y ... 166
5.6.1.3. Modelo 1 – Sismo 2X ... 167

5.6.1.4. Modelo 1 – Sismo 2Y ... 168
5.6.1.5. Modelo 2 – Sismo 1X ... 169
5.6.1.6. Modelo 2 – Sismo 1Y ... 170
5.6.1.7. Modelo 2 – Sismo 2X ... 171
5.6.1.8. Modelo 2 – Sismo 2Y ... 172
5.6.1.9. Análise de Resultados ... 173
5.6.2. Comportamento Não Linear ... 184
5.6.2.1. Modelo 1 (NL) – Sismo 2X ... 185
5.6.2.2. Modelo 1 (NL) – Sismo 2Y ... 187
5.6.2.3. Modelo 2 (NL) – Sismo 2X ... 188
5.6.2.4. Modelo 2 (NL) – Sismo 2Y ... 190
5.6.2.5. Análise de Resultados ... 191
5.6.3. Comportamento Não Linear – Estrutura Reforçada ... 202
5.6.3.1. Modelo 3 (NL) – Sismo 2X ... 208
5.6.3.2. Modelo 3 (NL) – Sismo 2Y ... 209
5.6.3.3. Análise de Resultados ... 211

5.7. Conclusões ... 211

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ... 215

6.1. Conclusões ... 215

6.2. Desenvolvimentos Futuros ... 220

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ... 223

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Exemplo de uma fábrica de arquitectura industrial, a Fábrica de Cerâmica de Jerónimo Pereira Campos, Filhos, de 1896, situada em Aveiro (actualmente alberga o Centro Cultural e de Congressos). .. 26

Figura 2.2. Exemplo de uma chaminé de planta circular. 27

Figura 2.3. Exemplo de uma chaminé de planta quadrada. 27

Figura 2.4. Exemplo de uma chaminé de planta octogonal com desenvolvimento helicoidal em altura (Pallarés 2003). 27

Figura 2.5. Vista da abertura junto à base de uma chaminé. 28

Figura 2.6. Exemplo de chaminé em alvenaria de tijolo maciço (Brasil). 28

Figura 2.7. Exemplo de chaminé em alvenaria de blocos de basalto (São Miguel, Açores). 28

Figura 2.8. Uso de tijolos furados na estrutura de uma chaminé de secção circular. 29

Figura 2.9. Esquema de revestimento interior em tijolo refractário (Pallarés 2003). 29

Figura 2.10. Partes constituintes das chaminés: (a) Vista geral; (b) Base; (c) Fuste; (d) Coroa. 29

Figura 2.11. Exemplo de uma chaminé com secção circular em planta, e com base quadrada. 30

Figura 2.12. Exemplo de uma coroa de uma chaminé com o trabalho decorativo na alvenaria. 32

Figura 2.13. Excerto de um desenho de um projecto duma chaminé de alvenaria, onde se podem as dimensões da sua fundação (elementos existentes no arquivo do Porto – Casa do Infante). 32

Figura 2.14. Vista geral do Parque Urbano Dr. Fernando Melo e do Fórum Cultural de Ermesinde. 34

Figura 2.15. Pormenor dos tijolos e argamassa da chaminé. 35

Figura 2.16. Execução de murete de betão armado na base da chaminé aquando da obra de requalificação do espaço. 35

Figura 2.17. Vista geral da chaminé. 35

Figura 2.18. Nuvem de pontos criada pelo levantamento *laser scanning*. 37

Figura 2.19. Divisão da chaminé em altura. 37

Figura 2.20. Desenho de um projecto de uma chaminé em alvenaria com indicação da variação de espessura. 39

Figura 2.21. Corte vertical na chaminé em estudo, com indicação da variação de espessura. 39

Figura 2.22. Deformada apresentada pela chaminé. 41

Figura 2.23. Corte na secção da base (vermelho) e do topo (azul) da chaminé, com indicação do valor do desvio máximo. 41

Figura 2.24. Fissuração / Abertura de juntas na alvenaria da chaminé. 42

Figura 2.25. Representação gráfica das fissuras observadas. 42

Figura 2.26. Tijolos introduzidos para colmatação das fissuras. 43

Figura 2.27. Degradação / falta de material (tijolo) junto à abertura da chaminé. 43

Figura 2.28. Degradação / falta de material nas juntas. 43

Figura 2.29. Diferentes tipos de alvenaria (tipo 1 e tipo 2) com a divisão à cota de 26m acima do solo. 44

Figura 2.30. Diferentes tipos de alvenaria (a) tipo 2; (b) tipo 1. 44

Figura 2.31. Indicação das diferentes zonas identificadas de acordo com o seu estado de degradação. ... 45

Figura 2.32. Diferentes tipos de material identificados, de acordo com a Figura 2.31 – (a) Material A; (b) Material B; (c) Material C; (d) Material D; (e) Material E; (f) Material F. ... 46

Figura 2.33. Corrosão numa das cintas. ... 46

Figura 2.34. Fissura atravessando uma cinta. ... 46

Figura 2.35. Manchas de humidade/colonização biológica. ... 47

Figura 2.36. Vista do lago adjacente à chaminé. ... 47

Figura 3.1. Representação de Bode para uma FRF expressa pela relação aceleração/força (Caetano 1992). (a) Ângulo de fase. (b) $|H(\omega)|$. ... 53

Figura 3.2. Corte horizontal na chaminé com indicação do espaçamento angular dos cortes verticais. ... 63

Figura 3.3. Malha de elementos finitos (*AutoCAD*). ... 63

Figura 3.4. Malha de elementos finitos (*GiD*). ... 63

Figura 3.5. Malha de elementos finitos (*Cast3M*), com indicação do sistema de eixos considerado. ... 64

Figura 3.6. Vista da base da chaminé, com apenas uma fiada de elementos ao longo da espessura. ... 64

Figura 3.7. Corte vertical na estrutura da chaminé com indicação a vermelho dos elementos que executam a variação de espessura. ... 64

Figura 3.8. Malha de elementos finitos (*Cast3M*). ... 65

Figura 3.9. Localização da abertura na malha de elementos finitos e correspondente sistema de eixos. ... 70

Figura 3.10. Traçados dos modos de vibração obtidos numericamente e respectivos valores das frequências próprias. ... 71

Figura 3.11. Acelerómetros unidireccionais utilizados. ... 72

Figura 3.12. Placa de aquisição de dados. ... 72

Figura 3.13. Computador portátil. ... 72

Figura 3.14. Cesto da grua móvel utilizada. ... 72

Figura 3.15. Corte numa secção da chaminé com indicação das direcções adoptadas para a colocação dos acelerómetros. ... 73

Figura 3.16. Esquema do setup de ensaio com a indicação das várias posições de leitura. ... 73

Figura 3.17. Colocação dos acelerómetros em pares, fixados a um pequeno troço de cantoneira. ... 75

Figura 3.18. Protecção das ligações dos cabos através da introdução de mangas plásticas. ... 75

Figura 3.19. Exemplo de um conjunto de registos (setup 7). ... 76

Figura 3.20. Numeração dos canais correspondentes ao setup 2. ... 77

Figura 3.21. Gráfico da amplitude do auto-espectro do canal 1 do setup 2. ... 78

Figura 3.22. Gráfico da amplitude da função de densidade espectral cruzada, para o setup 2, entre os canais 1 e 3. ... 78

Figura 3.23. Gráfico do ângulo de fase, para o setup 2, entre os canais 1 e 3. ... 79

Figura 3.24. Gráfico da função de coerência, para o setup 2, entre os canais 1 e 3. ... 79

Figura 3.25. Gráficos das médias das funções de densidade espectral de potência para os 9 setups de ensaio. ... 80

Figura 3.26. Gráficos das médias dos 4 valores singulares das matrizes das funções de densidade espectral de potência. ... 81

Figura 3.27. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 1º modo da estrutura (setup 9). ... 82

Figura 3.28. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 2º modo da estrutura (setup 9). ... 82

Figura 3.29. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 9º modo da estrutura (setup 7). 83

Figura 3.30. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 10º modo da estrutura (setup 7). 83

Figura 3.31. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 1º modo da estrutura (setup 9). 84

Figura 3.32. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 2º modo da estrutura (setup 9). 84

Figura 3.33. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 9º modo da estrutura (setup 7). 85

Figura 3.34. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 10º modo da estrutura (setup 7). 85

Figura 3.35. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 1 e Modo 2': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ. 90

Figura 3.36. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 7 e Modo 7': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ. 91

Figura 3.37. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 10 e Modo 11': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ. 91

Figura 3.38. Modelo numérico da chaminé com a consideração de diferentes zonas de diferentes características mecânicas. 93

Figura 3.39. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 1 e Modo 2'': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ. 95

Figura 3.40. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 7 e Modo 9'': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ. 95

Figura 3.41. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 10 e Modo 13'': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ. 96

Figura 4.1. Grande Muralha da China. 100

Figura 4.2. Coliseu de Roma, em Itália. 100

Figura 4.3. Ponte de Mostar, na Bósnia e Herzegovina. 100

Figura 4.4. Centro histórico da cidade do Porto. 100

Figura 4.5. Provete de alvenaria comprimido. 103

Figura 4.6. Estado de tensão no bloco e argamassa da junta. 103

Figura 4.7. Modo de rotura da alvenaria. 103

Figura 4.8. Curvas experimentais de tensão-extensão para tijolos, cubos de argamassa cimentícia de traço 1:6 e provetes de alvenaria (Kaushik et al. 2007). 105

Figura 4.9. Curvas experimentais de tensão-extensão para tijolos, cubos de argamassa cimentícia de traço 1:3 e provetes de alvenaria (Kaushik et al. 2007). 106

Figura 4.10. Variação do módulo de elasticidade de provetes de alvenaria, em função da sua tensão resistente à compressão (Kaushik et al. 2007). 107

Figura 4.11. (a) Aspecto típico da curva de comportamento da alvenaria à compressão; (b) Diagrama idealizado (parábola-rectangulo) para valores característicos; (c) Diagrama idealizado (parábola-rectangulo) para valores de cálculo (CEN 2004). 108

Figura 4.12. Esquema de aplicação de carga (Naraine and Sinha 1989). 109

Figura 4.13. Ajuste da curva dada pela equação (4.8) aos resultados dos ensaios (Naraine and Sinha 1989). 110

Figura 4.14. Modelo de Kent-Park modificado (Priestley and Elder 1983). 111

Figura 4.15. Modelo proposto por (Kaushik et al. 2007) para a definição das curvas de comportamento da alvenaria. 112

Figura 4.16. Comparação do modelo de Kaushik com o modelo Kent-Park modificado (Kaushik et al. 2007). 112

Figura 4.17. Variação da extensão de pico com o valor da tensão resistente máxima (Kaushik et al. 2007). 113

Figura 4.18. Resultado dos ensaios de compressão uniaxial cíclica (Naraine and Sinha 1989). 114

Figura 4.19. Variação da extensão de pico com o valor da tensão resistente máxima (Kaushik et al. 2007). 115

Figura 4.20. Curva de ajuste dos *"pontos comuns"* (Naraine and Sinha 1989). 115

Figura 4.21. Curva de ajuste dos *"pontos de estabilidade"* (Naraine and Sinha 1989)..... 115

Figura 4.22. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial cíclica em provetes de alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cimento Portland (Oliveira 2003). 116

Figura 4.23. Ensaios para determinação experimental da curva de comportamento da alvenaria em tracção (Oliveira 2003): (a) Ensaio directo de tracção uniaxial; (b) Ensaio de flexão. 117

Figura 4.24. Traçado tipo de uma curva de comportamento da alvenaria em tracção (Lourenço 1996). 118

Figura 4.25. Exemplos de curvas de comportamento tipo da alvenaria traccionada uniaxialmente (Lourenço 1996). 119

Figura 4.26. Curva de comportamento em compressão adoptada para o modelo 1. 122

Figura 4.27. Curvas de comportamento em compressão adoptadas para o modelo 2. 122

Figura 4.28. Curva de comportamento tipo adoptada para a tracção..... 125

Figura 4.29. Representação do conceito de tensão efectiva (Faria 1994). 126

Figura 4.30. Comportamento uniaxial do material, segundo o Modelo de Dano Contínuo (Faria 1994): (a) tracção uniaxial; (b) compressão uniaxial. 128

Figura 4.31. Alternativas para a definição do comportamento pós-pico em tracção (Costa et al. 2004): (a) lei linear; (b) lei linear com factor de redução; (c) lei exponencial. 129

Figura 4.32. Confrontação dos mecanismos de fendilhação existentes (Monteiro 2009): (a) fenda concentrada; (b) fenda distribuída. 129

Figura 4.33. Energia de fractura em modelos de fenda concentrada e fenda distribuída (Monteiro 2009). 130

Figura 4.34. Pontos de ajuste da curva de compressão (Monteiro 2009). 134

Figura 4.35. Influência da variação de FC01 na definição da curva de compressão..... 135

Figura 4.36. Influência da variação dos pontos A e B na definição da curva de compressão. 136

Figura 4.37. Influência da variação do ponto P na definição da rigidez das descargas e recargas..... 136

Figura 4.38. Exemplo de uma curva de comportamento numérico em tracção do material constituinte do modelo 1. 140

Figura 4.39. Calibração da curva de compressão do modelo 1. 142

Figura 4.40. Calibração da curva de compressão do material A e material C do modelo 2. 142

Figura 4.41. Calibração da curva de compressão do material B do modelo 2. 143

Figura 4.42. Calibração da curva de compressão do material D do modelo 2. 143

Figura 4.43. Calibração da curva de compressão do material E do modelo 2. 144

Figura 4.44. Calibração da curva de compressão do material F do modelo 2. 144

Figura 4.45. Calibração da curva de compressão das fissuras do modelo 2. 145

Figura 5.1. Zonamento sísmico em Portugal Continental (Carvalho 2007): (a) Sismo tipo 1; (b) Sismo tipo 2. 148

Figura 5.2. Acelerogramas S1-AccH e S1-AccV, correspondentes ao sismo tipo 1. 150

Figura 5.3. Espectros de potência dos acelerogramas S1-AccH e S1-AccV. 150

Figura 5.4. Espectros de resposta dos acelerogramas S1-AccH e S1-AccV, confrontados com o respectivo espectro regulamentar (EC8). 150
Figura 5.5. Acelerogramas S2-AccH e S2-AccV, correspondentes ao sismo tipo 2. 151
Figura 5.6. Espectros de potência dos acelerogramas S2-AccH e S2-AccV. 151
Figura 5.7. Espectros de resposta dos acelerogramas S2-AccH e S2-AccV, confrontados com o respectivo espectro regulamentar (EC8). 151
Figura 5.8. Evolução do coeficiente de amortecimento com a frequência angular (Guedes 1993). 157
Figura 5.9. Malha de elementos finitos e sistema de eixos adoptado. 158
Figura 5.10. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (d_{Max} = 0.65 cm). 159
Figura 5.11. Mapa de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa). 159
Figura 5.12. Mapa de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.54 MPa). 159
Figura 5.13. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (d_{Max} = 0.53 cm). 160
Figura 5.14. Mapa de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.15 MPa). 160
Figura 5.15. Mapa de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.58 MPa). 160
Figura 5.16. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (d_{Max} = 0.65 cm). 161
Figura 5.17. Mapa de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.09 MPa). 161
Figura 5.18. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} = 0.56). 161
Figura 5.19. Mapa de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.54 MPa). 161
Figura 5.20. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (d_{Max} = 0.53 cm). 162
Figura 5.21. Mapa de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.12 MPa). 162
Figura 5.22. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} = 0.29). 162
Figura 5.23. Mapa de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.58 MPa). 162
Figura 5.24. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 11.25 cm). 165
Figura 5.25. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.40 MPa). 165
Figura 5.26. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 1.19 MPa). 165
Figura 5.27. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 11.37 cm). 166
Figura 5.28. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.39 MPa). 166
Figura 5.29. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.91 MPa). 166
Figura 5.30. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 7.01 cm). 167
Figura 5.31. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.40 MPa). 167
Figura 5.32. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.97 MPa). 167
Figura 5.33. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 6.59 cm). 168
Figura 5.34. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.39 MPa). 168
Figura 5.35. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.81 MPa). 168
Figura 5.36. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 9.56 cm). 169
Figura 5.37. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.51 MPa). 169
Figura 5.38. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 1.24 MPa). 169
Figura 5.39. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 10.09 cm). 170
Figura 5.40. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ = 0.39 MPa). 170
Figura 5.41. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ = 0.95 MPa). 170
Figura 5.42. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = 6.92 cm). 171

Figura 5.43. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ **= 0.52 MPa**). 171

Figura 5.44. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ **= 1.11 MPa**)..... 171

Figura 5.45. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} **= 6.45 cm**). 172

Figura 5.46. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ **= 0.49 MPa**). 172

Figura 5.47. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ **= 0.94 MPa**)..... 172

Figura 5.48. Comparação dos valores adoptados para os módulos de elasticidade do modelo 1 e do modelo 2, assinalando-se a vermelho o valor mais elevado para cada zona (as fissuras consideradas no modelo 2 não são representadas nesta figura). 174

Figura 5.51. Modelo 1 – Sismo 1X: (a) História de deslocamentos no topo segundo *xx*; (b) FFT da história de deslocamentos no topo segundo *xx*. 177

Figura 5.52. Modelo 2 – Sismo 2Y: (a) História de deslocamentos no topo segundo *yy*; (b) FFT da história de deslocamentos no topo segundo *yy*. 177

Figura 5.53. (a) Mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 1 – Sismo 1X; (b) Deformada máxima do Modelo 1 – Sismo 1X; (c) 1º modo de vibração (ordem 1); (d) 3º modo de vibração (ordem 2). 178

Figura 5.54. (a) Mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 2 – Sismo 2Y; (b) Deformada máxima do Modelo 2 – Sismo 2Y; (c) 2º modo de vibração (ordem 1); (d) 4º modo de vibração (ordem 2); (e) 6º modo de vibração (ordem 3). 179

Figura 5.55. Comparação dos mapas de envolventes de tensões principais de tracção dos modelos 1 e 2 face aos resultados obtidos para o sismo 2Y. 181

Figura 5.56. História de deslocamentos no topo segundo *yy*: (a) Modelo 1 – Sismo 2Y; (b) Modelo 2 – Sismo 2Y. 182

Figura 5.57. FFT da história de deslocamentos no topo segundo *yy*: (a) Modelo 1 – Sismo 2Y; (b) Modelo 2 – Sismo 2Y. 182

Figura 5.58. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} **= 7.54 cm**). 185

Figura 5.59. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ **= 0.10 MPa**). 186

Figura 5.60. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ **= 0.94 MPa**)..... 186

Figura 5.61. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**)..... 186

Figura 5.62. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} **= 7.15 cm**). 187

Figura 5.63. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ **= 0.10 MPa**). 187

Figura 5.64. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ **= 0.81 MPa**)..... 187

Figura 5.65. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**)..... 188

Figura 5.66. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} **= 7.26 cm**). 188

Figura 5.67. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ **= 0.13 MPa**). 189

Figura 5.68. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ **= 0.94 MPa**)..... 189

Figura 5.69. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**)..... 189

Figura 5.70. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} **= 5.87 cm**). 190

Figura 5.71. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11, Max}$ **= 0.13 MPa**). 190

Figura 5.72. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33, Max}$ **= 0.79 MPa**)..... 190

Figura 5.73. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**)..... 191

Figura 5.74. Exemplo do diagrama de tensões de corte (τ) numa dada secção transversal..... 192

Figura 5.75. Confronto da localização das maiores curvaturas (a) com a zona de maior dano (b) e com o zonamento da malha (c). 193

Figura 5.76. Comparação da zona superior da chaminé do mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 1 – Sismo 2X (linear elástico) com o Modelo 1 (NL) – Sismo 2X (não linear) – Vista de -*x*..... 194

Figura 5.77. Comparação do mapa da envolvente de tensões principais de tracção com o mapa de dano em tracção – Modelo 2 – Sismo 2X, vista de +*x*..... 195

Figura 5.78. Comparação do mapa da envolvente de tensões principais de tracção com o mapa de dano em tracção – Modelo 2 – Sismo 2X, vista de -*x*..... 195

Figura 5.79. Mapa de dano em tracção do Modelo 1 (NL) – Sismo 2X no final da actuação do sismo: (a) vista de +*y*; (b) vista de –*x*; (c) vista de -*y*. 197

Figura 5.80. Exemplo da propagação do dano assinalado a tracejado preto na Figura 5.79, para: (a) t_1 = *3.62s*; (b) t_2 = *3.68s*; (c) t_3 = *3.78s*. 197

Figura 5.81. Chaminé situada na província Chinesa de Sichuan, após o sismo de Maio de 2008 (fotografia cedida por Alexandre Costa). 199

Figura 5.82. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 21.74 cm***). 201

Figura 5.83. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***). 201

Figura 5.84. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 1.00***). 201

Figura 5.85. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 2.28 MPa***). 201

Figura 5.86. Mapa de dano de compressão (***D^{-}_{Max} = 0.34***). 201

Figura 5.87. Alteração das características materiais do modelo 2, resultantes da consolidação da alvenaria – ***Modelo 3***. 203

Figura 5.88. Mapas de dano obtidos para o Modelo 3 (NL) – Sismo 2X. 203

Figura 5.89. Desenhos ilustrativos da solução de reforço em estudo: (a) Corte vertical na estrutura; (b) Pormenor dos degraus em chapa; (c) Ligação dos degraus rígidos ao perfil central; (d) Ligação dos degraus rígidos à alvenaria; (e) Corte horizontal na chaminé. 205

Figura 5.90. Planta do perfil metálico central simulado com elementos volumétricos, com indicação das propriedades materiais adoptadas. 206

Figura 5.91. Alçado das barras consideradas na simulação dos degraus rígidos. 206

Figura 5.92. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 5.58 cm***). 208

Figura 5.93. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***). 208

Figura 5.94. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 1.18 MPa***). 208

Figura 5.95. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 1.00***). 209

Figura 5.96. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 5.48 cm***). 209

Figura 5.97. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***). 210

Figura 5.98. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 1.18 MPa***). 210

Figura 5.99. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 1.00***). 210

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1. Características mecânicas adoptadas para a alvenaria na análise modal preliminar. 66
Tabela 3.2. Resumo dos resultados da análise modal (direcção *xx*) 67
Tabela 3.3. Resumo dos resultados da análise modal (direcção *yy*) 68
Tabela 3.4. Resumo dos resultados da análise modal (direcção *zz*) 69
Tabela 3.5. Posição dos acelerómetros nos diferentes setups 74
Tabela 3.6. Resultados da identificação dinâmica – frequências naturais e coeficientes de amortecimento. 86
Tabela 3.7. Características mecânicas iniciais adoptadas para a alvenaria. 89
Tabela 3.8. Comparação dos resultados experimentais e numéricos – Modelo 1 89
Tabela 3.9. Características mecânicas determinadas após a calibração do modelo 1. 92
Tabela 3.10. Comparação dos resultados experimentais e numéricos – Modelo 2 94
Tabela 3.11. Características mecânicas determinadas após a calibração do modelo 2. 96
Tabela 4.1. Resumo dos valores dos parâmetros de definição das curvas de comportamento em compressão. 123
Tabela 4.2. Resumo dos valores dos parâmetros de definição das curvas de comportamento em tracção. 125
Tabela 4.3. Parâmetros para definição do Modelo de Dano Contínuo em Cast3M. 132
Tabela 4.4. Valores adoptados para os parâmetros gerais. 138
Tabela 4.5. Valores adoptados para os parâmetros de tracção. 139
Tabela 4.6. Valores adoptados para os parâmetros de compressão. 141
Tabela 5.1. Combinação dos acelerogramas gerados segundo as componentes de acção sísmica. 152
Tabela 5.2. Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh. 157
Tabela 5.3. Resumo dos resultados obtidos. 162
Tabela 5.4. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento linear elástico – deslocamentos máximos no topo. 173
Tabela 5.5. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento linear elástico – tensões principais de tracção máximas (σ_{11}). 180
Tabela 5.6. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento linear elástico – valor máximo das tensões principais de compressão (σ_{33}). 184
Tabela 5.7. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento não linear – deslocamentos máximos no topo (entre parênteses apresentam-se os resultados correspondentes aos modelos lineares elásticos). 191
Tabela 5.8. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento não linear – tensões principais de tracção máximas (σ_{11}). 194
Tabela 5.9. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento não linear – valor máximo das tensões principais de compressão (σ_{33}). 199

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise do comportamento de estruturas existentes assume cada vez mais um papel fundamental no mundo da engenharia. As preocupações com a preservação do património edificado têm vindo a crescer nos últimos anos, verificando-se hoje em dia uma maior sensibilização por parte das entidades responsáveis e da sociedade civil para a importância da preservação do património histórico. Grande parte desse património é constituído por estruturas em alvenaria resistente, de pedra ou tijolo.

A evolução verificada ao longo último século conduziu à redução do uso dos materiais tradicionais por via do aparecimento de novos materiais, como o betão armado, ou pelo desenvolvimento da indústria pesada, que contribuiu para o uso do aço. Os novos materiais usados na construção tiveram um impacto considerável na formação dos profissionais de engenharia, contribuindo de forma significativa para o abandono das técnicas tradicionais de construção que tão bons exemplos revelam ainda nos dias de hoje. Esta falta de conhecimento, prático e teórico, juntamente com a complexidade do comportamento destas estruturas (principalmente da alvenaria enquanto material compósito), resulta numa falta de confiança nos materiais e conduz ao abandono ou demolição destas construções, ou a intervenções danosas ou pouco sustentáveis.

Estas questões tomam proporções ainda mais importantes quando a acção sísmica é envolvida. As estruturas antigas de alvenaria são concebidas para funcionar à compressão, apresentando em geral um bom comportamento às acções gravíticas. Quando são envolvidas acções horizontais, como a acção sísmica, mobilizam-se geralmente tracções para as quais estas estruturas não foram, em geral, pensadas. A correcta avaliação da resposta destas estruturas é um assunto de grande interesse, embora complexo, essencialmente resultado das incertezas associadas ao comportamento da alvenaria.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O estudo do comportamento da alvenaria é um assunto que se reveste de grande interesse e actualidade, quer em termos de investigação cientifica, que em termos de resultados práticos. Em qualquer dos casos, um dos objectivos primeiros deverá ser o de contribuir para a

preservação do património histórico edificado e, ao mesmo tempo, sensibilizar a sociedade para a importância da conservação e reabilitação enquanto potenciadora de mais valias sociais, culturais e económicas.

Nesse sentido, é estudado no presente trabalho uma chaminé de alvenaria de tijolo que constitui um valioso exemplar da arquitectura industrial do fim do século XIX, princípio do século XX, A chaminé em estudo situa-se em Ermesinde, Valongo, e encontra-se inserida no Parque Urbano Dr. Fernando Melo. Por um lado pretende-se contribuir para aprofundar o conhecimento destas estruturas em particular do seu comportamento face às acções sísmicas. Por outro lado, dada a sua simplicidade geométrica, a chaminé foi usada como estrutura de teste para a verificação da aplicabilidade e potencialidades de algumas metodologias de avaliação do comportamento de estruturas existentes.

Nesse sentido, neste trabalho é avaliada a viabilidade e as principais vantagens do uso de ensaios dinâmicos de vibração ambiental como meio de caracterização mecânica, bem com as estratégias a adoptar na sua realização. Estes elementos, assim como outros resultados da bibliografia, foram posteriormente utilizados na modelação deste tipo de estrutura. A importância da reprodução do estado de degradação da estrutura real nos modelos numéricos e da consideração da não linearidade da alvenaria no comportamento sísmico da chaminé foram alguns dos objectivos propostos na realização desta dissertação.

Finalmente, pretendeu-se avaliar quais os benefícios da execução de uma estrutura de reforço pelo interior da chaminé, nomeadamente qual a melhoria da resposta sísmica da chaminé em termos de padrões de dano.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Em função dos objectivos propostos, centrados num caso de estudo concreto – a chaminé de Ermesinde – foi adoptada uma organização para a presente dissertação que compreende, para além do presente capítulo introdutório, mais cinco capítulos.

No capítulo 2 é feito um enquadramento histórico, contextualizando-se o aparecimento das chaminés industriais com a época em que se inserem. Posteriormente é feita uma descrição das chaminés de alvenaria, nomeadamente no que respeita aos materiais normalmente utilizados, à sua geometria e aos critérios de cálculo e construtivos considerados à data. Seguidamente são apresentados os resultados do levantamento geométrico realizado através de *laser scanning*, focando-se os aspectos principais desta técnica. Por fim, são expostos os principais danos identificados na inspecção visual realizada à estrutura da chaminé.

No capítulo 3 são apresentados os principais aspectos relacionados com a caracterização mecânica da alvenaria da chaminé de Ermesinde. Primeiramente são expostas as noções gerais e os principais conceitos associados à identificação dinâmica de estruturas, particularizando-se o caso do uso da vibração ambiental como solicitação. São também apresentadas as técnicas de processamento de sinal mais utilizadas e o método adoptado no presente trabalho, que permitiu efectuar a identificação dinâmica da chaminé de Ermesinde – o Método Avançado de Decomposição no Domínio da Frequência. Após a apresentação dos conceitos fundamentais, descreve-se o ensaio realizado, nomeadamente o equipamento utilizado, o setup e a metodologia de ensaio adoptadas. Os resultados obtidos (frequências próprias, modos de vibração e coeficientes de amortecimento) são então apresentados e discutidos. Finalmente mostra-se como os resultados obtidos foram usados para calibrar um modelo numérico de elementos finitos previamente construído, segundo duas abordagens diferentes: considerando apenas um tipo de material (modelo 1) na estrutura da chaminé, ou considerando diferentes materiais, em concordância com os dados recolhidos na inspecção visual realizada (modelo 2); em ambos os casos, considera-se a alvenaria como um material homogéneo.

No capítulo 4 são expostas as principais informações recolhidas na bibliografia relativas às curvas de comportamento da alvenaria de tijolo. O principal objectivo desta pesquisa foi o de definir para cada material identificado no capítulo 3 leis de comportamento em tracção e compressão, de modo a possibilitar a calibração de um modelo numérico não linear – o modelo de dano contínuo. Nesse sentido, são expostas algumas das hipóteses encontradas na literatura, nomeadamente no que refere à definição das tensões máximas resistentes, módulos de elasticidade, traçados para as curvas de comportamento e leis de descarga e recarga (comportamento cíclico). Uma vez feita a escolha das leis de comportamento mais adequadas, estas foram usadas como curvas objectivo para a calibração do modelo de dano contínuo.

No capítulo 5 são expostos os resultados das análises efectuadas: para a acção do peso próprio da estrutura e para a acção combinada do peso próprio com a acção sísmica. Após serem apresentados os acelerogramas gerados artificialmente de acordo com os espectros de resposta regulamentares, é dado especial destaque aos resultados das análises sísmicas. São expostos os resultados obtidos, nomeadamente em termos de deslocamentos, tensões principais de tracção e compressão; no caso dos modelos de comportamento não linear são também expostos os mapas de dano em tracção e compressão. Os resultados são analisados, interpretando-se os principais fenómenos por eles evidenciados, com o objectivo de avaliar a resposta da chaminé, nomeadamente a sua segurança estrutural. São também efectuadas as devidas comparações entre os resultados obtidos, abordando-se essencialmente as diferenças entre os modelos 1 e 2 (de acordo com os capítulos 3 e 4) e entre o tipo de comportamento adoptado (linear elástico ou não linear), discutindo-se as vantagens de uma modelação mais detalhada por oposição a modelos numéricos mais simples. Por fim mostram-se os resultados

da avaliação da resposta sísmica da chaminé, considerando uma estrutura de reforço pelo seu interior, comparando-se os resultados obtidos e analisando-se as eventuais melhorias do seu comportamento.

No capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões do presente trabalho, enumerando-se também algumas sugestões para futuros desenvolvimentos nesta área.

2. LEVANTAMENTO HISTÓRICO, INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO

2.1. INTRODUÇÃO

A intervenção no património edificado, do ponto de vista da engenharia, constitui uma das mais complexas e exigentes tarefas com que os engenheiros se podem debater. Neste processo são exigidos ao engenheiro mais dos que os conhecimentos técnicos adquiridos durante a sua formação académica e/ou vida profissional. Desde logo, é necessária a sensibilidade para, com total responsabilidade e sem qualquer prejuízo para o projecto final, ponderar e procurar viabilizar o conteúdo das cartas internacionais, como a carta de Veneza (1964) ou a carta de Cracóvia (2000) e outros documentos com recomendações para as intervenções no património edificado (ICOMOS 2004).

Neste contexto, são várias as etapas que devem fazer parte duma intervenção desta natureza, cada uma delas com um cariz distinto das demais. Numa primeira fase, e antes da intervenção propriamente dita, é fundamental proceder a uma pesquisa cuidada e a uma análise histórica da estrutura ou tipo de estrutura em causa. Esta fase deve compreender uma recolha de informação, tão extensa quanto possível, acerca do contexto histórico, das motivações para a sua execução e das principais exigências, pois apenas deste modo é possível avaliar o seu real valor patrimonial e proceder a uma intervenção responsável à luz das cartas internacionais. Nesta fase de pesquisa histórica é igualmente importante a procura de dados de cariz mais técnico que permitam efectuar uma reconstituição dos sistemas construtivos e do seu funcionamento estrutural, desde os aspectos relacionados com a sua concepção arquitectónica e estrutural, até aos materiais originalmente utilizados e às principais propriedades que lhes são associadas. Assim, conhecidos os principais detalhes da estrutura original, e eventuais alterações efectuadas, reúnem-se as condições para um posterior estudo mais sólido, avaliando o comportamento da estrutura face às actuais exigências e interpretando os danos que apresenta de uma forma sustentada. Estes aspectos são tão mais importantes quanto maior for o peso da intervenção e a dificuldade em cumprir os princípios de protecção do património actualmente aceites e defendidos em convenções internacionais.

Após concluída a fase de recolha de informação histórica acerca da construção, segue-se o estudo da estrutura propriamente dita. Este estudo engloba várias etapas importantes que se encontram inevitavelmente interligadas. Em primeiro lugar, é necessário realizar um

levantamento geométrico da estrutura, com precisão e volume de informação adequado a cada caso. Actualmente existem diversas metodologias que o permitem executar com eficácia, salientando-se os casos do levantamento topográfico, da fotogrametria e do varrimento *laser scanning*. Estes dados, em conjunto com toda a informação histórica previamente recolhida, permitem conhecer com o rigor pretendido a geometria da estrutura, podendo até, nalguns casos, auxiliar na detecção ou monitorização de danos e de alterações efectuadas à construção.

Posteriormente, segue-se a inspecção e diagnóstico da estrutura que constituem etapas de importância primordial no processo de intervenção no património. Auxiliada pelos registos do levantamento geométrico – plantas, cortes e alçados – a inspecção de uma estrutura tem como principal objectivo a observação cuidada e o registo tão completo quanto possível das patologias que a afectam. Em alguns casos podem ser utilizados instrumentos e tecnologias auxiliares à inspecção e ao diagnóstico, como por exemplo ensaios não destrutivos, que permitem a caracterização de certas propriedades materiais, podendo também providenciar indicações acerca do seu estado de conservação. Com base nestes dados é feito o diagnóstico preliminar, concluindo-se sobre a necessidade da continuação do estudo da estrutura, nomeadamente através de simulação numérica com vista à avaliação do seu comportamento estrutural, ou simplesmente procedendo à implementação das medidas de intervenção mais adequadas.

O procedimento seguido no presente trabalho, em relação ao estudo de uma chaminé industrial, hoje desactivada e integrada no Parque Urbano Dr. Fernando Melo em Ermesinde, Valongo, seguiu as várias etapas previamente descritas. Assim, na primeira parte deste capítulo apresentam-se alguns dados recolhidos na pesquisa documental efectuada referentes às chaminés de alvenaria, nomeadamente a sua contextualização histórica, as particularidades da sua constituição e o seu funcionamento estrutural, entre outros aspectos focados. Seguidamente apresentam-se os resultados do levantamento geométrico, efectuado através da tecnologia *laser scanning*, que permitiu caracterizar exterior e interiormente a geometria da chaminé, incluindo a variação de espessura das paredes.

Por fim, são apresentados os registos efectuados durante a acção de inspecção realizada. Os principais danos observados são apresentados sob a forma de registo fotográfico e, sempre que necessário, são assinalados sobre os esquemas providenciados pelo levantamento *laser scanning*. Este registo consistiu na primeira abordagem ao estado de conservação da estrutura da chaminé, assunto que é depois desenvolvido nos capítulos seguintes.

2.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Em meados do século XVIII iniciou-se em Inglaterra a chamada Revolução Industrial, que consistiu numa série de descobertas e avanços tecnológicos que tiveram um enorme impacto

económico e social. Tendo como principal impulsionador a descoberta do motor a vapor, a Revolução Industrial rapidamente evoluiu noutros sentidos, mudando a forma como a sociedade da época se organizava, essencialmente em termos laborais, com repercussões muito acentuadas nos métodos de produção.

Todas as novidades vindas de Inglaterra acabaram por se espalhar um pouco por todo o mundo a partir do século XIX. Portugal não foi excepção, tendo importado de Inglaterra os mais recentes avanços tecnológicos. Um dos principais indicadores desses avanços em território nacional, para além do desenvolvimento industrial propriamente dito, em termos de fábricas, meios de produção e organização nas mesmas, foi a construção da linha ferroviária nacional na segunda metade do século XIX. Este facto em si contribuiu significativamente para que a implementação generalizada dos avanços tecnológicos vindos de Inglaterra fosse conseguida.

Todo o processo da Revolução Industrial teve repercussões transversais à sociedade da época, tendo tido, entre outras, uma importante influência na arquitectura. De facto, as novas tecnologias de produção trouxeram novas exigências em relação aos espaços que albergavam estas actividades e às quais a arquitectura e a engenharia tiveram de responder. É neste contexto que surge a arquitectura industrial, mais uma vez com raízes em Inglaterra, como a resposta natural face à necessidade de criar espaços amplos para a instalação das novas máquinas e respectivos fornos e para o armazenamento dos materiais produzidos.

Existem em Portugal diversos exemplares de fábricas de arquitectura industrial, essencialmente datados do final do século XIX até à primeira metade do século XX, cuja localização se encontra intrinsecamente ligada ao desenvolvimento da linha ferroviária nacional. Com efeito, constata-se que um grande número destas fábricas se situa nas imediações das linhas férreas, o que mostra a importância das novas tecnologias da época, não só no fabrico mas também no transporte das matérias produzidas e no escoamento dos produtos.

Os conceitos arquitectónicos desenvolvidos em Inglaterra foram igualmente importados para Portugal. Nas fábricas de arquitectura industrial encontradas em Portugal é comum o uso da alvenaria de tijolo maciço (Figura 2.1), ao invés da tradicional alvenaria de pedra que se encontra na generalidade dos edifícios e monumentos que lhes são contemporâneos, anteriores e/ou posteriores, em Portugal. A presença de arcos e abobadas de alvenaria de tijolo maciço é também um traço que identifica este tipo de arquitectura.

Figura 2.1. Exemplo de uma fábrica de arquitectura industrial, a Fábrica de Cerâmica de Jerónimo Pereira Campos, Filhos, de 1896, situada em Aveiro (actualmente alberga o Centro Cultural e de Congressos).

Contudo, as chaminés em alvenaria consistirão, eventualmente, nos elementos mais emblemáticos deste tipo de arquitectura. A necessidade de extracção dos fumos provenientes das máquinas a vapor e de circulação de ar que possibilite a combustão fez com que fossem construídas, marcando fortemente a paisagem que as envolve.

Estas chaminés apresentavam alturas muito variáveis, em função do seu uso, nomeadamente no que respeita à quantidade e qualidade dos gases a expelir. A sua altura deveria, no mínimo, garantir que o fumo emitido pela chaminé não incomodasse os moradores das redondezas (Portugueza 1869).

Actualmente, muitos dos exemplares da arquitectura industrial existentes em Portugal encontram-se devolutos, entregues à natural degradação acentuada por anos de abandono. Contudo, existem ainda diversos complexos industriais onde pontificam as emblemáticas chaminés que conseguiram resistir aos caprichos da desocupação e da falta de manutenção. Muitos deles foram reconvertidos, ou encontram-se actualmente em fase de requalificação, transformando-se em espaços habitacionais, culturais ou de lazer. Nestes casos, devido ao acentuado estado de degradação do interior dos edifícios industriais, ou devido simplesmente a incompatibilidades arquitectónicas, apenas as fachadas e as chaminés são conservadas, representando testemunhos do passado, heranças da arquitectura industrial.

2.3. A ESTRUTURA DAS CHAMINÉS

2.3.1. Generalidades

As chaminés em alvenaria, quer sob o ponto de vista geométrico quer estrutural, são elementos bastante simples. Geralmente, apresentam uma planta circular (Figura 2.2), existindo porém exemplos de chaminés quadradas (Figura 2.3) e até mesmo octogonais, algumas com desenvolvimento helicoidal em altura (Figura 2.4).

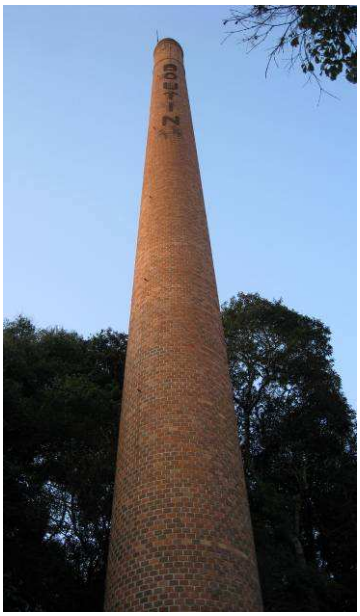


Figura 2.2. Exemplo de uma chaminé de planta circular.

Figura 2.3. Exemplo de uma chaminé de planta quadrada.

Figura 2.4. Exemplo de uma chaminé de planta octogonal com desenvolvimento helicoidal em altura (Pallarés 2003).

Com massa distribuída ao longo da altura, as chaminés apresentam, geralmente, simetria de revolução, razão pela qual não existe uma direcção principal ou uma direcção segundo a qual a chaminé apresenta maiores fragilidades, com a excepção da existência de aberturas junto à base, por onde se dava a entrada dos gases provenientes dos fornos (Figura 2.5). A presença destas aberturas cria uma irregularidade localizada, quebrando a simetria da chaminé. Outros factores que podem causar irregularidades na simetria estão relacionados com danos que as chaminés possam apresentar, como por exemplo deformações ou mesmo fissuras, que geometricamente têm pouca expressão, mas afectam a simetria da estrutura em termos de rigidez.

Figura 2.5. Vista da abertura junto à base de uma chaminé.

Em relação ao material utilizado na sua construção, refira-se que a maior parte dos exemplares era executado em alvenaria regular de blocos de tijolo cerâmico maciço, ligados por argamassa de areia e cal (Figura 2.6). Contudo, existem casos de chaminés onde, em vez dos habituais tijolos cerâmicos, eram utilizados blocos de basalto, como é o caso de uma chaminé situada na Ilha de São Miguel, no Arquipélago dos Açores, ilustrada na Figura 2.7. Neste caso, e dado tratar-se de uma ilha vulcânica com abundância de basalto, a opção ter-se-á ficado a dever a critérios económicos e/ou de facilidade de acesso ao material.

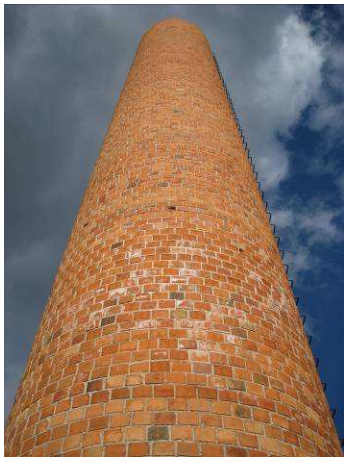


Figura 2.6. Exemplo de chaminé em alvenaria de tijolo maciço (Brasil).

Figura 2.7. Exemplo de chaminé em alvenaria de blocos de basalto (São Miguel, Açores).

No caso mais comum das chaminés em alvenaria de tijolo, o tipo de tijolos utilizados dependia da temperatura dos gases a expelir, sendo que se utilizavam tijolos cerâmicos vulgares, maciços ou até por vezes furados (Figura 2.8), se as temperaturas fossem inferiores a 300ºC. No caso das temperaturas serem superiores a 300ºC, eram utilizados tijolos refractários ou era executada uma camada de revestimento interior em tijolo refractário, com uma caixa de ar entre esta camada e a parede exterior da estrutura da chaminé, como ilustrado na Figura 2.9 (Pallarés 2003).

Figura 2.8. Uso de tijolos furados na estrutura de uma chaminé de secção circular.

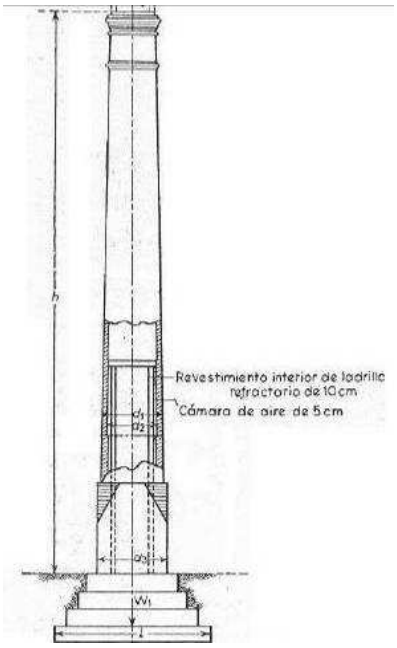


Figura 2.9. Esquema de revestimento interior em tijolo refractário (Pallarés 2003).

2.3.2. Partes Constituintes das Chaminés

Apesar da perceptível simplicidade estrutural das chaminés, estas podem ser divididas em três partes facilmente distinguíveis (Gómez e Esteve 1999): a ***base***, situada na parte inferior; o ***fuste***, de geometria troncocónica que constitui a maior parte da estrutura e a ***coroa*** ou ***capitel***, que encima a estrutura e tem funções unicamente decorativas. Na Figura 2.10 ilustram-se as diferentes partes referidas.

(a) (b) (c) (d)

Figura 2.10. Partes constituintes das chaminés: (a) Vista geral; (b) Base; (c) Fuste; (d) Coroa.

A estas partes deve-se acrescentar a ***fundação***, ainda que no presente trabalho não se pretenda estudar os detalhes a ela associados, nomeadamente no que respeita à sua influência na resposta sísmica da estrutura. Contudo, serão apresentados alguns aspectos relacionados com cada uma das partes, incluindo a fundação, de modo a melhor compreender o funcionamento estrutural destas chaminés bem como os princípios de cálculo, dimensionamento e detalhes construtivos utilizados à data da sua construção.

2.3.2.1. Base

A base consiste na zona de arranque da chaminé e a sua forma em planta pode apresentar algumas variações. Na generalidade dos casos, a planta da base apresenta uma geometria igual à da restante estrutura da chaminé, octogonal, quadrada ou circular. Contudo, existem casos em que a chaminé apresenta uma planta circular e a sua base possui uma planta quadrada ou octogonal (Figura 2.11). A altura da base apresenta-se também como um parâmetro bastante variável, sendo que em muitos casos apresenta valores próximos da raiz quadrada da altura $\left(\sqrt{H}\right)$ (López Patiño 2007).

Figura 2.11. Exemplo de uma chaminé com secção circular em planta, e com base quadrada.

2.3.2.2. Fuste

O fuste representa a parte de maior dimensão da estrutura da chaminé, encontrando-se compreendido entre a base e a coroa. Independentemente da sua forma em planta, a secção transversal do fuste é, usualmente, variável em altura. As chaminés mais comuns, de secção

circular, apresentam um fuste de geometria troncocónica, com a variação da secção respeitando a seguinte relação (2.1), proposta em (Pallarés 2003). Esta expressão engloba os valores indicados como os mais comuns por outros autores, como é o caso de (Pinho e Duarte 2000), que indicam que a inclinação mais comum apresenta o valor de 2.0%, ou o caso de (Gómez e Esteve 1999), que apontam para o valor de 2.5% como a inclinação mais comum para as paredes do fuste das chaminés desta natureza. Alguns projectos que foram consultados, referentes a chaminés executadas na zona do Porto, indicam que a inclinação mais comum nessa zona era de 2.5%.

$$1.7\% \leq \frac{r_1 - r_0}{H} \leq 2.5\% \qquad (2.1)$$

onde:

r_1 é o valor do raio da secção inferior do fuste;

r_0 é o valor do raio da secção superior do fuste;

H é o valor da altura da chaminé.

Ao contrário das dimensões da secção exterior, a secção interior destas chaminés não apresenta necessariamente variações. Sabendo-se que a espessura das paredes que executam a chaminé é variável, diminuindo em altura (como se detalhará adiante), existem chaminés onde a secção interior se mantém constante em toda a altura, sendo a variação de espessura conseguida unicamente através da variação da secção exterior. Noutros casos, a secção interior é também variável, diminuindo com a altura. Neste último caso a variação de espessura não é tão gradual como no caso anterior, mas ocorre em zonas bem localizadas.

2.3.2.3. Coroa

A coroa constitui uma zona com funções meramente decorativas (Figura 2.12), não desempenhando qualquer função estrutural de relevo. Contudo, era essencialmente nesta zona que os construtores destas estruturas deixavam a sua marca, ornamentando-a uma forma muito particular de modo a identificar a chaminé como uma obra com a sua assinatura. Em alguns casos eram mesmo utilizados tijolo de geometria diferente dos demais, como é o caso da chaminé ilustrada na Figura 2.12, onde são visíveis alguns tijolos com faces curvas. Por oposição, existem alguns casos de chaminés que não possuem coroa, terminando o fuste de uma forma “brusca” (ver Figura 2.11, por exemplo).

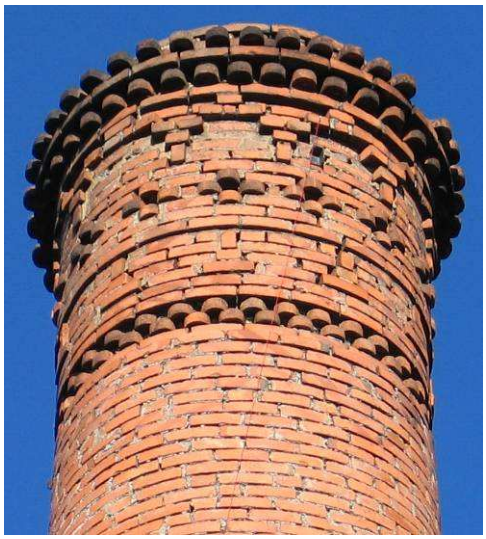


Figura 2.12. Exemplo de uma coroa de uma chaminé com o trabalho decorativo na alvenaria.

2.3.2.4. Fundação

O tipo e dimensão das fundações estão intrinsecamente ligados ao tipo de terreno, sendo, portanto, parâmetros bastante variáveis. Geralmente, e no caso dos exemplares situados em Portugal, as chaminés eram fundadas em blocos de granito dispostos em "escada" (Figura 2.13), até ser atingida a dimensão em planta pretendida. Normalmente, as fundações apresentavam uma geometria em planta quadrada ou circular, sendo as suas dimensões, naturalmente, dependentes da altura da chaminé e das características do terreno de fundação.

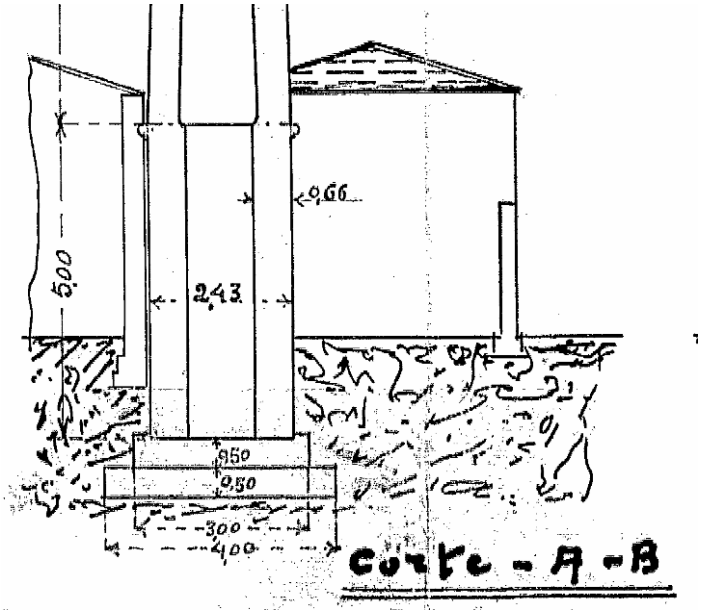


Figura 2.13. Excerto de um desenho de um projecto duma chaminé de alvenaria, onde se podem as dimensões da sua fundação (elementos existentes no arquivo do Porto – Casa do Infante).

2.3.3. Critérios de Cálculo e Dimensionamento

A concepção e dimensionamento das chaminés tinham em conta o compromisso entre o diâmetro da secção de topo e a sua altura. Se por um lado a melhoria da capacidade de tiragem da chaminé não deveria ser conseguido através do aumento da sua altura, pois encarecia demasiado a obra, por outro lado o aumento do diâmetro na secção de topo poderia causar um arrefecimento excessivo dos gases a expelir e consequentemente diminuir a velocidade de saída.

O tipo de indústria que a chaminé servia era essencial na determinação da altura e do diâmetro no topo, uma vez que dela dependia a quantidade de combustível queimado, a temperatura dos gases, a velocidade de saída, etc. Assim, a expressão de Montgolfier (2.2), que é encontrada em muitas memórias de cálculo constantes no arquivo da cidade do Porto (Casa do Infante), permitia calcular o diâmetro a conferir à secção de topo, sabendo a quantidade de combustível a queimar e a altura necessária para a chaminé.

$$S = \frac{p_0}{100 \cdot \sqrt{H}} \tag{2.2}$$

onde:

S é a área da secção interior da secção do topo da chaminé (em m^2);

p_0 é a quantidade de combustível (em kg) a queimar por hora;

H é o valor da altura da chaminé (em m).

A determinação da altura necessária para uma determinada chaminé, tal como foi já referido, dependia de vários aspectos que eram ponderados em conjunto. Deste modo, os critérios económicos relacionados com o custo da execução de uma chaminé mais alta eram analisados juntamente com as condições do local, nomeadamente a proximidade de populações, as condições ambientais e de incidência de ventos que perturbassem a extracção dos fumos, e ainda com as necessidades intrínsecas da industria a servir, como a temperatura dos gases e a quantidade de combustível a queimar. Usualmente eram escolhidas alturas entre os 15 e os 40 metros, sendo que a maior parte das chaminés construídas possuíam alturas entre os 20 e os 30 metros (Gómez e Esteve 1999). Contudo, existem registos de chaminés que chegam a atingir os 150 metros de altura na Alemanha, Canadá ou Estados Unidos da América (Pallarés 2003).

O cálculo e dimensionamento destas estruturas eram feitos com base em modelos simplificados, adoptando leis de comportamento linear elástico para os materiais e considerando sobretudo a

acção do peso próprio da estrutura e a acção do vento. Com base nos resultados obtidos para estas acções, o diâmetro e a espessura das paredes em cada secção da chaminé eram determinados limitando as tensões instaladas na alvenaria a 1.0MPa.

Em relação à fundação, a sua dimensão em planta era obtida de modo a que as tensões transmitidas ao terreno fossem compatíveis com as características do solo. Usualmente a tensão era limitada a valores entre os 250kPa e os 400kPa. O derrube e o escorregamento pela base da chaminé (fundação) eram também verificados, neste último caso (escorregamento) confrontando-se o valor do corte basal para a acção do vento com a força de atrito resultante do contacto entre a fundação e o solo.

2.4. CASO DE ESTUDO

A estrutura em estudo no presente trabalho consiste numa chaminé em alvenaria de tijolo maciço, situada em Ermesinde, Valongo, nos arredores da cidade do Porto. A estrutura encontrava-se inserida numa fábrica de elementos cerâmicos, a Fábrica da Telha, como era vulgarmente designada. Fundada em 1910 sob a designação de Empresa Industrial de Ermesinde, atingiu grande prosperidade nos anos 20, dedicando-se ao fabrico de telha tipo Marselha e tijolo vulgar, representando um excelente exemplar da arquitectura industrial do início do século XX. Este espaço foi alvo de uma profunda acção de requalificação há cerca de 10 anos, tendo sido convertida numa área cultural e de lazer, o Fórum Cultural de Ermesinde, inserido no Parque Urbano Dr. Fernando Melo (Figura 2.14).

Figura 2.14. Vista geral do Parque Urbano Dr. Fernando Melo e do Fórum Cultural de Ermesinde.

A chaminé em estudo, à semelhança de muitos outros exemplares que lhe são contemporâneos, é constituída por blocos de tijolo maciço assentes em argamassa de cal (Figura 2.15). Foram recolhidas amostras de argamassa para a sua caracterização química e determinação do traço (TecMinho 2008). As análises efectuadas permitiram concluir que se trata de cal medianamente hidráulica, com inerte feldspático e com um traço de 1 parte de cal para 4 partes de areia. Foram

também recolhidas amostras de tijolos existentes no interior da chaminé, tendo sido analisadas quimicamente duas dessas amostras que, aparentemente, seriam de tijolos de características diferentes. Os resultados das análises químicas confirmaram tratar-se de dois tipos de tijolos diferentes, o que indicia que terão existido duas fases de construção distintas, ou uma intervenção posterior à construção, recorrendo a tijolos diferentes dos inicialmente usados.

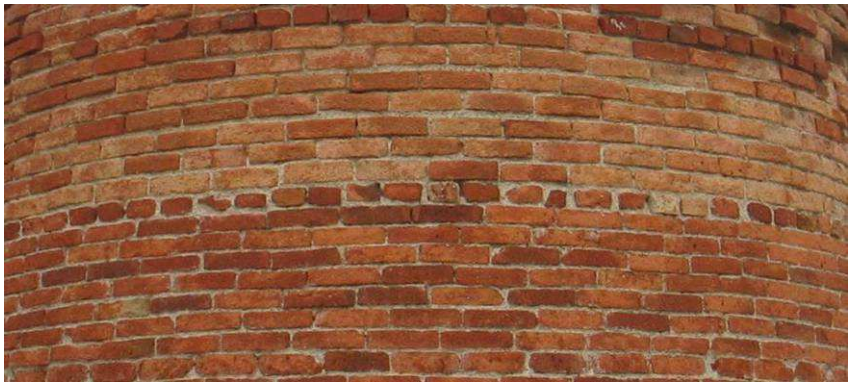


Figura 2.15. Pormenor dos tijolos e argamassa da chaminé.

Não foram efectuadas quaisquer sondagens que permitissem determinar qual o material constituinte da fundação da chaminé. Contudo, e considerando os elementos consultados e expostos na secção *2.3*, assume-se que a fundação da chaminé em estudo possui as características aí referidas e que lhe garantem um encastramento na base.

Do processo de requalificação da antiga fábrica existe apenas um registo onde se refere a chaminé e a execução de um murete de betão armado junto à sua base (Figura 2.16), delimitando o lago entretanto construído e que lhe é fronteiro. A chaminé apresenta ainda um conjunto de 13 cintas metálicas de confinamento da estrutura distribuídas em altura (Figura 2.17).

Figura 2.16. Execução de murete de betão armado na base da chaminé aquando da obra de requalificação do espaço.

Figura 2.17. Vista geral da chaminé.

2.5. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

O conhecimento da real geometria da chaminé é um dado fundamental nas análises a efectuar no contexto deste trabalho. Assim, foram equacionados diferentes estratégias que permitissem efectuar o levantamento rigoroso da geometria da chaminé em estudo, tendo-se ponderado o uso de três diferentes metodologias: levantamento topográfico, fotogrametria e *laser scanning*.

O levantamento topográfico é o método mais usual neste e noutros tipos de levantamentos geométricos e consiste no levantamento do lugar geométrico de alguns pontos seleccionados numa dada estrutura. Estes pontos são relacionados entre si através da medição de distâncias e ângulos e da sua posterior triangulação. Apesar de estar intrinsecamente dependente do operador, a precisão de um levantamento topográfico pode ser bastante elevada, sendo até por vezes utilizado para a monitorização de estruturas. Contudo, este método envolve o levantamento de um número restrito de pontos com um tempo de aquisição e tratamento de dados considerável. No caso da chaminé em estudo, seria ainda muito complicado efectuar leituras topográficas no interior do seu fuste, sendo portanto muito difícil determinar a evolução da espessura das paredes em altura.

A fotogrametria é um método que permite reconstruir, computacionalmente, modelos bidimensionais ou tridimensionais a partir de fotografias da estrutura (Costa 2002). O método consiste em efectuar um registo fotográfico da estrutura a estudar, a partir de um ou vários pontos fixos, garantindo que as várias fotografias se intersectam entre si. Posteriormente, são definidas para cada fotografia os pontos e as linhas que se pretende conhecer em cada fotografia, bem como a respectiva escala de um dado elemento. Por fim, um algoritmo iterativo determina as coordenadas espaciais de cada ponto, ajustando e minimizando os erros dos dados de entrada correspondentes aos pontos seleccionados em cada fotografia. Esta metodologia apresenta como principais atractivos o facto de ser possível executar o levantamento geométrico apenas com recurso a uma máquina fotográfica digital e a um software de tratamento de dados, sendo portanto bastante mais barata do que as restantes alternativas. Todavia, apresenta algumas desvantagens importantes, como sejam o elevado tempo necessário ao tratamento dos dados, pelo utilizador, e a consideravelmente menor precisão em relação aos restantes métodos disponíveis. Tal como no caso do levantamento topográfico, seria muito complicado determinar a evolução da espessura das paredes da chaminé, uma vez que o registo fotográfico do interior da chaminé é quase impossível.

O levantamento com recurso à tecnologia *laser scanning* reflecte a mais recente técnica de levantamento geométrico disponível no mercado, e foi a metodologia escolhida para a realização do levantamento da chaminé em estudo no presente trabalho, tendo sido efectuado por uma empresa privada que presta serviços nesta área. Este método consiste em efectuar um

varrimento de feixes laser sobre o objecto a caracterizar, sendo as coordenadas espaciais de cada ponto calculadas através do tempo de reflexão e orientação de cada feixe. Este método cria uma nuvem de pontos bastante densa permitindo identificar até 500000 pontos por segundo (Figura 2.18) e caracterizar de uma forma quase contínua a geometria da estrutura. No entanto, um tal volume elevado de informação (pontos) torna difícil o uso destes dados numa modelação numérica, sendo esse problema abordado na secção *3.3.1* do presente trabalho. As principais vantagens do *laser scanning* residem na rapidez de aquisição e tratamento de dados, sendo este último passo realizado com o auxílio de um software com bastantes automatismos que aceleram o processo. O facto das várias leituras poderem ser georreferenciadas facilita o processo de compatibilização. Apesar do seu custo ser, em geral, superior ao dos outros métodos referidos, as diferenças são pequenas face às vantagens, nomeadamente à rapidez e precisão do método que permite ainda que, em algumas condições, possa também ser usado como instrumento de monitorização.

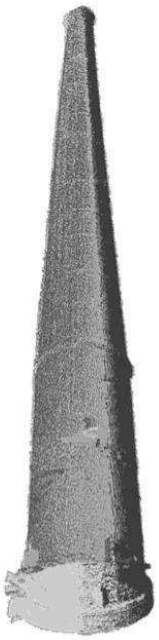


Figura 2.18. Nuvem de pontos criada pelo levantamento *laser scanning*.

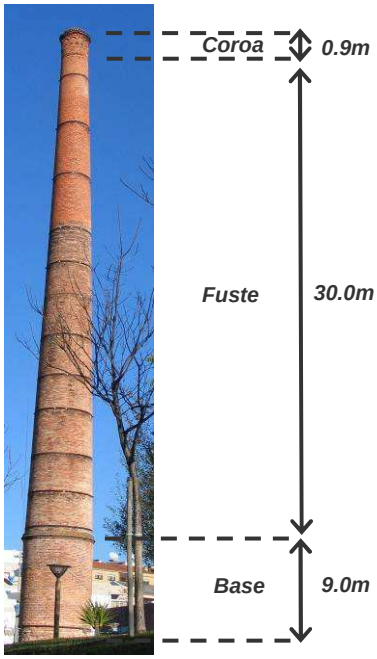


Figura 2.19. Divisão da chaminé em altura.

A chaminé apresenta uma deformada bem visível, no sentido Sul/Sudoeste, que foi quantificada com o levantamento *laser scanning* efectuado, reflectindo-se num valor máximo de desvio no topo de 0.24m.

A geometria da chaminé é semelhante à de muitas outras estruturas deste tipo (tal como exposto na secção *2.3* do presente relatório), apresentando, para além da fundação, 3 zonas distintas em altura (Figura 2.19):

- Uma zona inferior (base) com cerca de 9m de altura, de forma cilíndrica e espessura constante;

- Uma zona intermédia (fuste) de geometria tronco-cónica, espessura variável e altura de aproximadamente 30m;

- Uma zona superior (coroa) utilizada como elemento ornamental.

Sabe-se que o aumento da altura de uma chaminé encarecia consideravelmente a obra, pelo que a altura total de 39.9m acima da cota do solo é indicativa da importância da indústria que esta chaminé servia. A base, com diâmetro exterior de 3.70m encontra-se dentro da gama de dimensões habituais para a altura que apresenta. Para garantir a verificação de segurança face às acções horizontais eram adoptadas esbeltezas (altura/diâmetro da base) entre 8 e 11 (Gómez e Esteve 1999); neste caso o valor apresentado é de 11.

A espessura das paredes da chaminé, tal como as restantes características geométricas, foi determinada com base na tecnologia *laser scanning*. Contudo, e devido ao facto das leituras pelo exterior e pelo interior não terem sido efectuadas em simultâneo (a leitura pelo exterior foi feita no mês de Agosto, enquanto que a leitura pelo interior foi feita em Novembro), a sobreposição das nuvens de pontos revelou que as mesmas não eram concêntricas. Os desvios encontrados, crescentes em altura, atingiam valores máximos de 7cm no topo da chaminé. Este facto terá, presumivelmente, origem nos deslocamentos sazonais da estrutura da chaminé, pois não serão espectáveis deslocamentos de outra origem com esta magnitude. De realçar que estes desvios, a confirmar-se a sua origem como provenientes de deslocamento sazonais, atestam a capacidade de utilização do *laser scanning* como instrumento de monitorização. Assim, e aquando da detecção dos desvios entre ambas as leituras, foi recomendada a repetição das leituras de modo a confirmar a natureza sazonal dos desvios, bem como a capacidade do método poder vir a ser utilizado como instrumento de monitorização. Por incompatibilidade de datas e por se encontrar fora do âmbito do presente trabalho, esse assunto não será aqui aprofundado.

A determinação da espessura de cada um dos troços, indicada na Figura 2.21, foi efectuada com base no valor médio da espessura, dada pela sobreposição das nuvens de pontos, exterior e interior, corrigidas das excentricidades. A evolução em altura da espessura das paredes da chaminé apresentou algumas diferenças em relação ao que seria mais comum nas chaminés desta natureza (Figura 2.20 e Figura 2.21). Se nos primeiros 20m as variações de espessura acontecem em troços com alturas relativamente regulares (entre 4m e 6m), já na restante altura a variação de espessura é feita em troços de aproximadamente 10m (Figura 2.21).

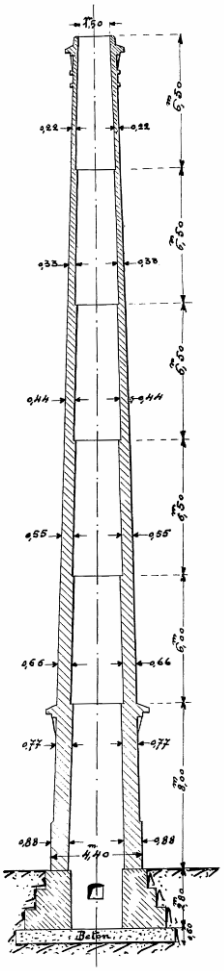


Figura 2.20. Desenho de um projecto de uma chaminé em alvenaria com indicação da variação de espessura.

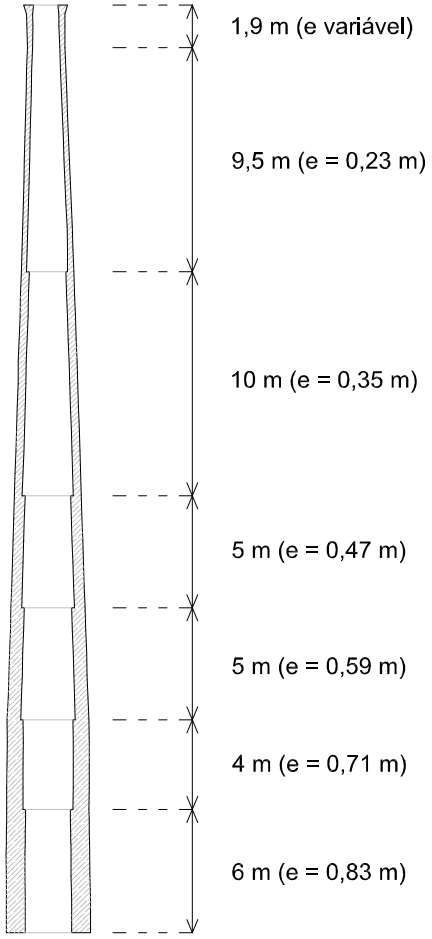


Figura 2.21. Corte vertical na chaminé em estudo, com indicação da variação de espessura.

2.6. INSPECÇÃO VISUAL E DIAGNÓSTICO

2.6.1. Generalidades

A fase de inspecção e diagnóstico de construções históricas assume-se como uma etapa essencial no processo da sua reabilitação. De facto, quando se lida com edifícios de reconhecido valor arquitectónico e/ou cultural, é fundamental compreender quais as patologias que lhes estão associadas e as respectivas causas da sua ocorrência, para posteriormente se proceder a uma intervenção sustentada, recorrendo a materiais e soluções construtivas compatíveis com o existente (Appleton 2002).

Para além da sua importância de fundo, a inspecção das estruturas históricas deve fornecer a todos os intervenientes no processo multidisciplinar que é a sua reabilitação os dados que

servem a cada um, permitindo-lhes ponderar e tomar as decisões necessárias à continuidade do projecto, considerando sempre o objecto a intervir: a construção histórica (Ilharco et al. 2008).

Em cada caso, os dados que cada interveniente procura podem ser distintos e com diferentes graus de profundidade. Por vezes é necessário fazer intervir na fase de inspecção e diagnóstico instrumentos e tecnologias auxiliares, como a videoscopia para a inspecção visual de zonas menos acessíveis, ou até metodologias de ensaios de caracterização material/estrutural, como os NDT's (ensaios não destrutivos). De facto, ensaios como os sónicos, macacos planos, etc., são utilizados não só com vista à caracterização material/estrutural, mas também como auxiliares da inspecção e sobretudo do diagnóstico de construções antigas.

Não menos importante do que a realização da inspecção e do diagnóstico de uma dada estrutura, é a compilação e a organização da informação recolhida num documento próprio, que pode ser um relatório de inspecção e diagnóstico, ou simplesmente fichas de dano onde se resumem os principais aspectos relacionados com a descrição, a localização e a causa da ocorrência de cada dano. Estes documentos assumem uma importância bastante elevada, uma vez que são oficialmente o veículo de transmissão de informações entre os intervenientes no processo. Também o seu carácter de registo "histórico" é de realçar, pois estes relatórios possibilitam a criação de uma espécie de "ficha clínica" da estrutura em análise, podendo ser utilizados no futuro para diagnosticar ou despistar eventuais patologias na estrutura (Ilharco et al. 2008). Actualmente, dado o avanço tecnológico e as cada vez menores limitações ao armazenamento de dados em formato digital e interactivo, as possibilidades de criar bases de dados para as construções históricas são reais, facilitam a consulta e abrem novas perspectivas de representação e visualização da informação recolhida (Paupério et al. 2006).

2.6.2. Inspecção e Diagnóstico da Chaminé

Nesta secção são apresentados os principais danos encontrados na estrutura da chaminé, durante a inspecção visual realizada (Lopes et al. 2008). Esta inspecção teve como principais objectivos a avaliação do actual estado de conservação da estrutura, no que respeita ao tipo e localização dos danos existentes, e dos seus materiais constituintes.

Com o auxílio de uma grua, a estrutura da chaminé foi totalmente inspeccionada em altura, tendo sido efectuado um registo fotográfico extensivo de forma a documentar todos os danos detectados. A localização e extensão dos danos foram devidamente registadas nos alçados providenciados pelo levantamento geométrico efectuado através de *laser scanning*. Esta inspecção foi feita apenas pelo exterior, dada a indisponibilidade de meios para a efectuar pelo interior.

Durante a inspecção realizada foram identificados 5 tipos de danos diferentes, designados por *D1* a *D5*:

- ***D1*** – Deformação estrutural;
- ***D2*** – Fissuração / Abertura de juntas na alvenaria;
- ***D3*** – Degradação / Falta de material;
- ***D4*** – Degradação das cintas metálicas;
- ***D5*** – Humidade e colonização biológica.

Nos pontos seguintes descrevem-se os danos, apresentando-se as suas principais manifestações através das fotografias recolhidas no local, e as presumíveis causas para a sua ocorrência.

2.6.2.1. Deformação Estrutural (D1)

Tal como foi já referido, a chaminé apresenta uma deformação no sentido Sul/Sudoeste, bem notória mesmo por simples observação visual (Figura 2.22). Este desvio, que atinge um valor máximo no topo de 0.24m (Figura 2.23), assim como a evolução da deformada em altura, foram registados pelo varrimento *laser scanning*.

Figura 2.22. Deformada apresentada pela chaminé.

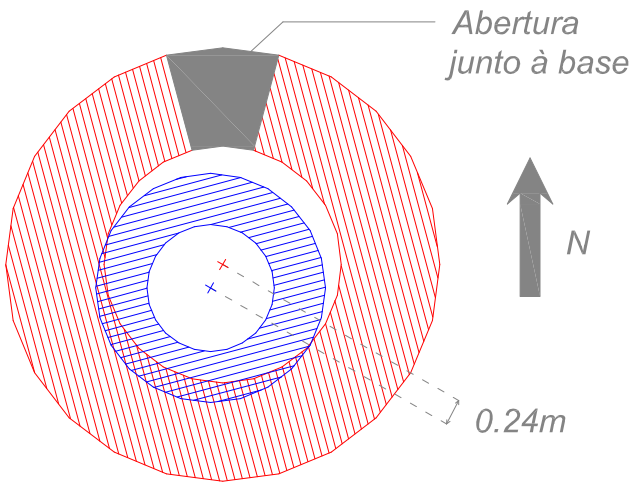


Figura 2.23. Corte na secção da base (vermelho) e do topo (azul) da chaminé, com indicação do valor do desvio máximo.

Este é um dano bastante comum nestas estruturas (Pinho e Duarte 2000), estando geralmente relacionado com a lavagem da argamassa das juntas por incidência das chuvas, ou com a acção do vento, que em geral actua numa direcção preferencial.

2.6.2.2. Fissuração / Abertura de Juntas na Alvenaria (D2)

Outro dos danos detectados durante a inspecção prende-se com a existência de algumas fissuras e/ou aberturas de junta na alvenaria (Figura 2.24). Estas fissuras/aberturas de junta, apresentam desenvolvimentos e dimensões consideráveis, orientando-se preferencialmente na vertical (Figura 2.24).

Figura 2.24. Fissuração / Abertura de juntas na alvenaria da chaminé.

Na Figura 2.25 encontra-se indicada a localização e o desenvolvimento das fissuras identificadas na acção de inspecção visual realizada. Esta representação é feita a vermelho sobre os alçados resultantes do levantamento geométrico *laser scanning* efectuado.

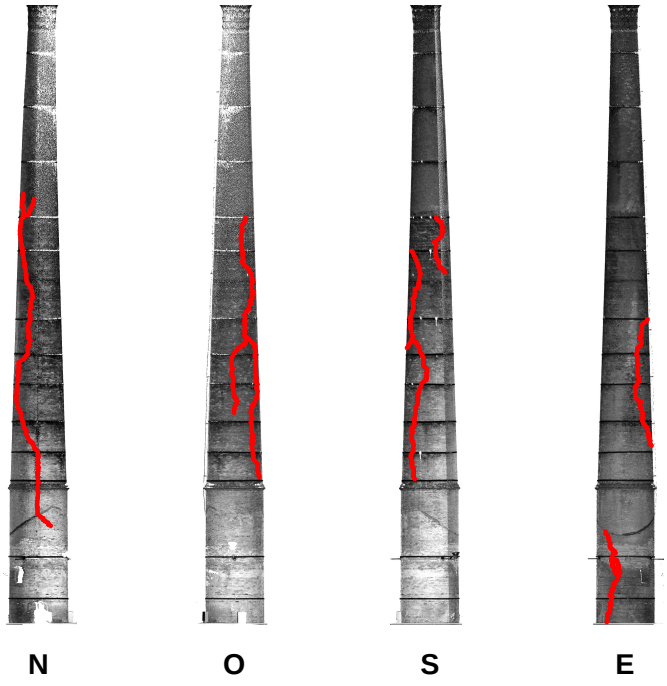


Figura 2.25. Representação gráfica das fissuras observadas.

Algumas destas fissuras apresentavam-se cozidas com tijolos de aparência distinta dos constituintes da alvenaria (Figura 2.26), eventualmente introduzidos durante a intervenção efectuada há cerca de 10 anos. Contudo, algumas das fissuras intervencionadas deste modo encontravam-se abertas (Figura 2.26).

Figura 2.26. Tijolos introduzidos para colmatação das fissuras.

A fissuração observada e aqui documentada constitui um dano cuja ocorrência é comum a muitos exemplares de chaminés deste tipo (Gómez e Esteve 1999). Na origem desta fissuração estarão fenómenos de variação térmica, dada a sua orientação vertical e desenvolvimento essencialmente na zona central da altura da chaminé. A confirmar-se esta causa, estes danos terão surgido com a chaminé ainda em funcionamento. A colocação das cintas metálicas, não documentada, poderá ter tido origem no aparecimento destas fissuras.

2.6.2.3. Degradação / Falta de Material (D3)

Após a observação da totalidade da estrutura da chaminé, foi possível constatar o estado de degradação material de algumas zonas. Esta degradação traduz-se não só nos blocos de tijolo (Figura 2.27) como também na argamassa das juntas (Figura 2.28).

Figura 2.27. Degradação / falta de material (tijolo) junto à abertura da chaminé.

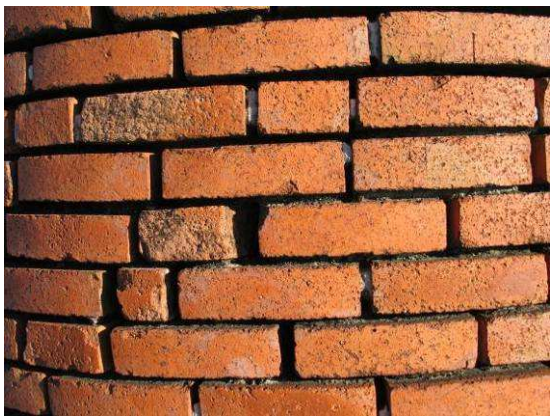


Figura 2.28. Degradação / falta de material nas juntas.

Ao longo da altura da chaminé foram identificadas diversas zonas com características materiais distintas, de acordo com o grau de degradação presente, quer ao nível das juntas, quer ao nível dos blocos.

A estrutura da chaminé é, essencialmente, constituída por 2 tipos de alvenaria (Figura 2.29 – Alvenaria tipo 1 e Alvenaria tipo 2), dando-se a transição entre ambos à cota de 26m acima do solo. Aparentemente, a zona superior (Alvenaria tipo 2) é mais recente, representando uma parte da chaminé que terá sido refeita ou mesmo acrescentada à chaminé existente. Este facto é sustentado não só pela diferente aparência das duas zonas, como também pela observação do perfil da evolução da espessura da chaminé em altura (ver Figura 2.21), onde é patente a diferente dimensão dos troços de espessura constante nas zonas de alvenaria do tipo 1 e 2.

Uma possível explicação para a existência de dois tipos de alvenaria na mesma chaminé poderá ser encontrada na eventual incidência de raios provenientes de descargas eléctricas da atmosfera. De facto, muitas chaminés foram atingidas por raios que lhes causaram danos, desde a fissuração da zona de topo chegando até, em certos casos, à sua rotura. Estes factos verificam-se por um lado devido à elevada altura destas estruturas e por outro lado devido à fuligem que se acumula no interior das paredes do fuste, que constitui um bom condutor da corrente eléctrica (López Patiño 2007). Na eventualidade da estrutura ter sido atingida por um raio, ou qualquer outra causa não documentada, esta teria sido intervencionada e o seu topo reconstruído, o que explicaria a existência de alvenaria de características diferentes nessa zona da chaminé. Confrontando estes dados com o maior desenvolvimento dos troços de espessura constante nesta zona, põe-se a hipótese de a altura da chaminé ter sido aumentada.

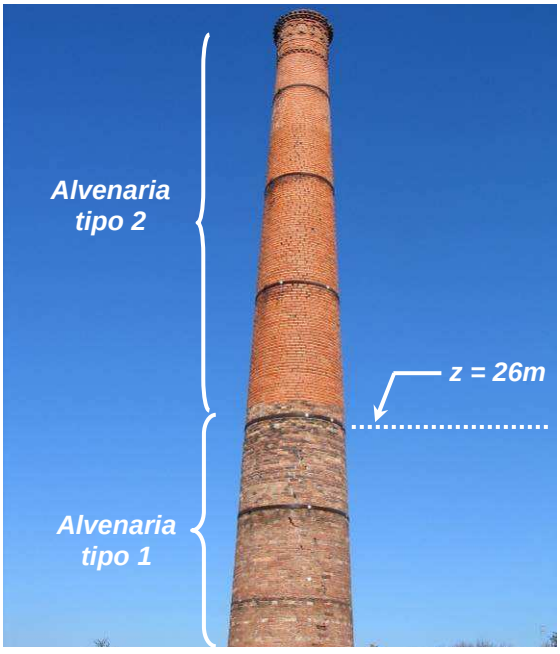
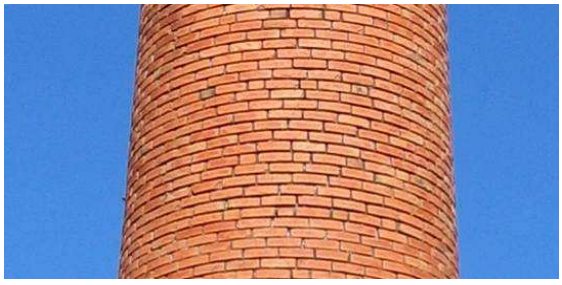
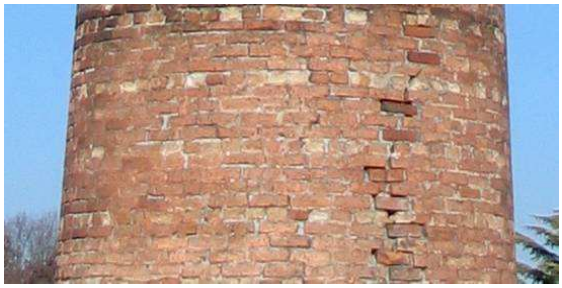


Figura 2.29. Diferentes tipos de alvenaria (tipo 1 e tipo 2) com a divisão à cota de 26m acima do solo.



(a)



(b)

Figura 2.30. Diferentes tipos de alvenaria (a) tipo 2; (b) tipo 1.

Para além da divisão da chaminé em 2 zonas com alvenaria de características diferentes, foi ainda considerada uma subdivisão de cada um dos tipos de alvenaria, tendo em conta o estado de degradação verificado nos elementos constituintes da alvenaria: tijolos e argamassa. Na Figura 2.31 é possível observar a localização de cada uma das zonas consideradas, designadas com as letras de A a F.

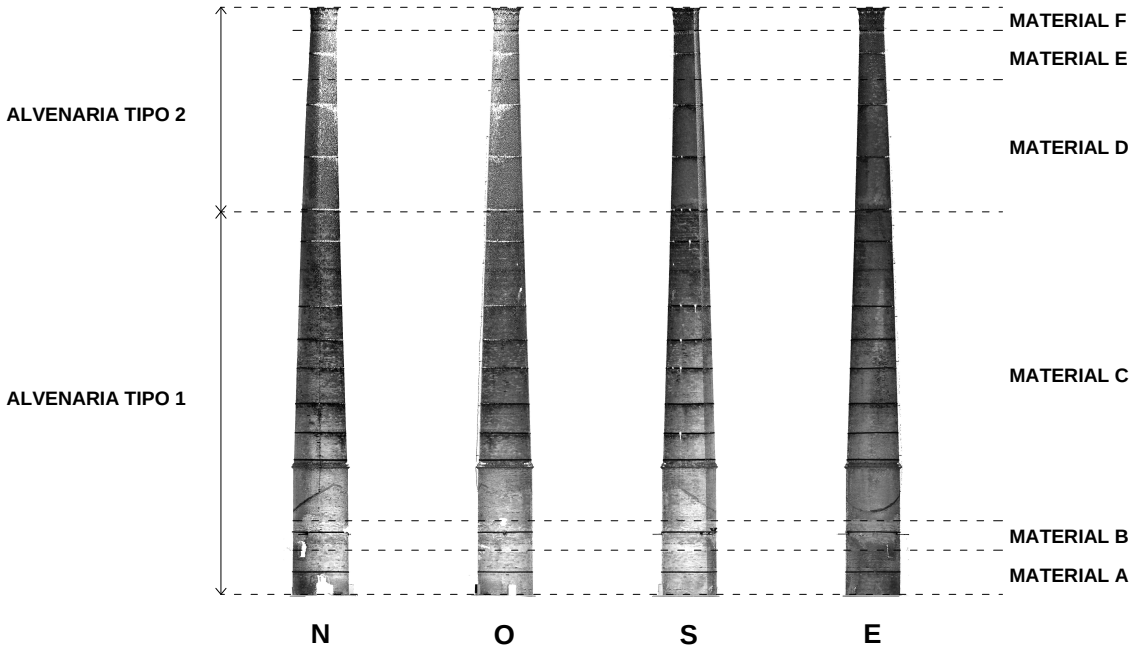
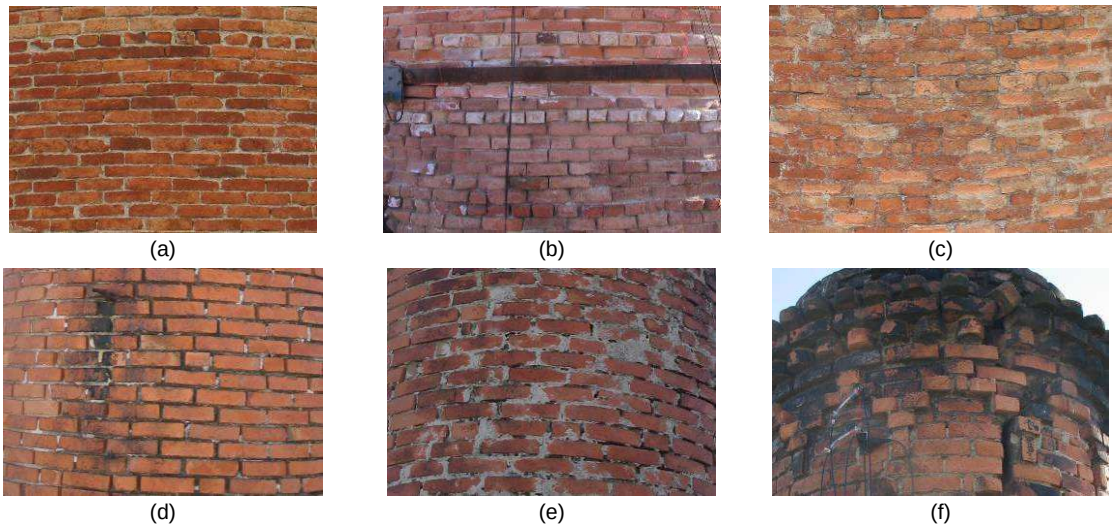


Figura 2.31. Indicação das diferentes zonas identificadas de acordo com o seu estado de degradação.

A consideração de cada um dos materiais teve como base as características observadas em cada zona, sendo elas as seguintes:

- ***Material A:*** Alvenaria tipo 1, com os blocos de tijolo algo degradados e com juntas em relativo bom estado;
- ***Material B:*** Alvenaria tipo 1, com os blocos de tijolo bastante degradados, havendo alguns blocos em falta e juntas algo degradadas;
- ***Material C:*** Alvenaria tipo 1, semelhante ao Material A;
- ***Material D:*** Alvenaria tipo 2, com os blocos de tijolo em relativo bom estado e com juntas muito abertas (muito material de junta em falta);
- ***Material E:*** Alvenaria tipo 2, semelhante ao Material D, mas com as juntas fechadas;
- ***Material F:*** Alvenaria tipo 2, com juntas em muito mau estado (argamassa quase inexistente) e com muitos blocos soltos e em risco de queda.

Na Figura 2.32 são apresentadas fotografias ilustrativas das características materiais e estado de degradação de cada um dos tipos de material, de A a F.



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 2.32. Diferentes tipos de material identificados, de acordo com a Figura 2.31 – (a) Material A; (b) Material B; (c) Material C; (d) Material D; (e) Material E; (f) Material F.

O actual estado de conservação da estrutura e a existência de diversas zonas onde a alvenaria se encontra bastante degradada dever-se-á, por um lado à natural degradação dos materiais e ao seu uso durante o período em que esteve em funcionamento, e por outro à erosão por acção das águas pluviais, com a consequente lavagem das argamassas.

2.6.2.4. Degradação das Cintas Metálicas (D4)

Durante a acção de inspecção realizada foi verificado o estado de conservação das cintas metálicas que se encontram dispostas ao longo da altura da chaminé. Verificou-se que praticamente todas elas se encontram afectadas por fenómenos de corrosão, principalmente nas ligações (Figura 2.33). Verificou-se também que a maioria destes elementos não impediu o aparecimento de fissuras e aberturas de junta na alvenaria que envolvem (Figura 2.34).

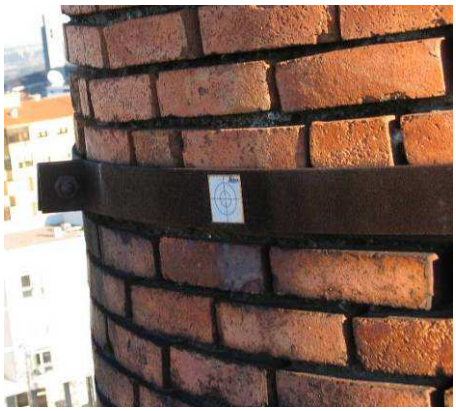


Figura 2.33. Corrosão numa das cintas.

Figura 2.34. Fissura atravessando uma cinta.

A falta de manutenção, protecção e a exposição às condições do meio ambiente, principalmente ao contacto com a água, são as principais causas do actual estado de degradação destes elementos.

2.6.2.5. Humidade e Colonização Biológica (D5)

Por fim, regista-se o dano D5 que se refere à presença de humidade e colonização biológica na base da chaminé (Figura 2.35) junto ao solo de fundação, essencialmente do lado oposto ao lago (Figura 2.36). Este dano manifesta-se através da presença de manchas de humidade e de musgos que se desenvolvem no local.

Figura 2.35. Manchas de humidade/colonização biológica.

Figura 2.36. Vista do lago adjacente à chaminé.

A ocorrência deste dano estará relacionada com fenómenos de humidade ascensional, devido à água presente no solo.

2.7. CONCLUSÕES

Neste capítulo, foram apresentados os aspectos históricos relacionados com o surgimento da arquitectura industrial, onde se destacam as chaminés de alvenaria. A sua contextualização perante as inovações tecnológicas introduzidas pela revolução industrial é sublinhada, bem como os detalhes e necessidades que motivaram a construção destas estruturas. Foram ainda apresentados os principais detalhes construtivos e critérios de dimensionamento utilizados à data, como por exemplo, as tensões admissíveis usadas no dimensionamento da estrutura e da fundação.

Com base no enquadramento histórico efectuado, foi apresentado o caso de estudo adoptado neste trabalho, uma chaminé em alvenaria de tijolo maciço situada no Fórum Cultural de Ermesinde do Parque Urbano Dr. Fernando Melo, em Valongo, que serviu em tempos uma fábrica de produtos cerâmicos. O seu estudo, experimental e numérico, tratado nos próximos

capítulos, teve como dados os aqueles relativos à geometria da estrutura, tendo-se efectuado um levantamento rigoroso através da tecnologia *laser scanning*. Desta forma, foi possível caracterizar com rigor a geometria da chaminé, incluindo a evolução da espessura das paredes em altura e a deformada que esta apresenta e que é visível a olho nu.

A inspecção visual e diagnóstico da chaminé foi efectuada com o apoio de uma grua que permitiu que fossem inspeccionadas as zonas superiores da estrutura. Todos os danos encontrados foram registados fotograficamente e assinalados nos esquemas provenientes do levantamento *laser scanning*. De todos os danos identificados, destaca-se a deformada apresentada pela chaminé, que atinge um valor máximo no topo de 0.24m no sentido Sul/Sudoeste, e cuja ocorrência terá origem na direcção preferencial de incidência da chuva e/ou do vento. Destaca-se também a fissuração e a degradação material que se verificam um pouco por toda a estrutura. Os registos efectuados sobre os esquemas provenientes do levantamento *laser scanning* serão utilizados nos próximos capítulos, quer na caracterização material quer na avaliação de segurança, de modo a melhor compreender e averiguar as reais implicações dos danos no comportamento da chaminé.

3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é apresentada a metodologia adoptada para a caracterização mecânica da chaminé. Como complemento à inspecção visual, podem ser efectuados diversos tipos de ensaios, mais ou menos destrutivos, qualitativos ou quantitativos, que constituem preciosos auxílios na avaliação de segurança de estruturas existentes.

Os ensaios com macacos planos são, actualmente, dos ensaios mais usados para determinar *in situ* e de uma forma quantitativa as características materiais da alvenaria (Binda et al. 2000). Os seus resultados são atractivos, permitindo obter curvas de comportamento para o material ensaiado, ainda que em zonas muito localizadas. Contudo, estes ensaios implicam algum grau de intrusão na estrutura e ainda apresentam algumas limitações, sendo os seus resultados muito influenciados por factores difíceis de controlar, como por exemplo a superfície de contacto dos macacos. Em contraponto, os ensaios dinâmicos de vibração ambiental providenciam resultados globais, referentes à totalidade da estrutura, reduzindo ao mínimo o grau de intrusão na estrutura, podendo ser considerados totalmente não destrutivos. Esta e outras vantagens destes ensaios são expostas no presente capítulo.

Numa primeira secção são apresentados os principais conceitos que definem as técnicas de identificação dinâmica existentes, nomeadamente aquelas relacionadas com a identificação dinâmica com recurso à vibração ambiental. Os principais aspectos relacionados com o processamento dos sinais adquiridos são também abordados nessa fase.

Na secção 3.3 são apresentados os procedimentos seguidos nos ensaios dinâmicos realizados. Começando pela definição do setup de ensaio a utilizar, é apresentado o equipamento utilizado e são expostas as principais conclusões da análise modal preliminar realizada com base no modelo numérico de elementos finitos entretanto construído no programa Cast3M (CEA 2003).

Finalmente são determinados os parâmetros mecânicos que caracterizam a chaminé, nomeadamente o módulo de elasticidade, utilizando os resultados dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental e um modelo mecânico de simulação numérica. Esta determinação é efectuada minimizando os desvios encontrados na resposta dinâmica numérica em relação à experimental, seguindo-se um processo iterativo de tentativa e erro até atingir uma convergência

satisfatória. A comparação de resultados é feita, não só em termos de frequências naturais, mas também em termos de deformadas modais.

3.2. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA *IN SITU*

3.2.1. Noções Gerais

Todas as estruturas possuem características de rigidez, massa e amortecimento que determinam qual o seu comportamento face a acções dinâmicas. Tal facto está bem patente na equação de equilíbrio dinâmico, (2.1):

$$M\ddot{u}+C\dot{u}+Ku=f(t) \tag{3.1}$$

onde M, C e K são, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, $\ddot{u}$, $\dot{u}$ e u são, respectivamente, os vectores das acelerações, velocidades e deslocamentos resultantes da acção das forças dinâmicas exteriores dadas pelo vector $f(t)$.

São as características de massa, amortecimento e rigidez que determinam o comportamento dinâmico das estruturas, e o seu conhecimento permite determinar as características modais das estruturas, sejam elas as frequências próprias de vibração ou as deformadas modais associadas a cada frequência. De igual forma, e com o auxílio de modelos numéricos, o seu conhecimento permite efectuar a avaliação da resposta das estruturas quando sujeitas a acções dinâmicas conhecidas. O conhecimento destes parâmetros reveste-se assim de um interesse acrescido, nomeadamente quando se pretende estudar fenómenos relacionados com as acções sísmicas, como é o caso do presente trabalho. Assim, os problemas desta natureza, onde se mobiliza o comportamento dinâmico das estruturas, podem resumir-se de uma forma algo simplista a relações excitação-resposta (Caetano 1992). Face a estas relações, podem existir três tipos de problemas:

- O ***problema directo***, que consiste em caracterizar a resposta, conhecendo as propriedades da excitação e as características do sistema;
- O ***problema inverso***, que consiste em caracterizar a excitação, conhecendo as características do sistema e da resposta;
- O ***problema da identificação de sistemas***, que consiste em caracterizar as propriedades do sistema, conhecendo a excitação e a resposta.

No presente capítulo apenas será abordado e detalhado o problema da identificação de sistemas, já que neste caso se pretende determinar as características dinâmicas/mecânicas da estrutura em análise por via de ensaios dinâmicos de vibração ambiental. Apenas serão referidos os aspectos relativos ao tratamento do problema no domínio das frequências já que não será usado nenhum método de identificação dinâmica no domínio do tempo.

Neste tipo de problemas, tratados no domínio das frequências, sendo ω a frequência angular, a relação entre uma dada excitação $x(\omega)$ e a correspondente resposta $y(\omega)$ é definida como função de transferência $H(\omega)$ e é denominada como Função de Resposta em Frequência (FRF) (Caetano 1992). Esta relação excitação-resposta é descrita pela expressão (3.2).

$$y(\omega) = H(\omega)\, x(\omega) \tag{3.2}$$

No caso da resposta ser expressa em deslocamentos, a FRF é denominada de receptância. Se a resposta for expressa em velocidades assume a designação de mobilidade, enquanto que se for expressa em acelerações se denomina de inertância.

As funções de transferência possuem as informações sobre as propriedades dinâmicas de uma dada estrutura, traduzindo através delas a forma como essa estrutura responde a uma qualquer solicitação dinâmica. Sendo funções complexas, as funções de transferência possuem uma magnitude de $|H(\omega)|$ e uma fase de $\angle H(\omega) = \phi(\omega)$ (Døssing 1988a), e podem ser interpretadas como sendo a resposta de um sistema que, quando actuado por uma acção de frequência angular ω, responde com a mesma frequência, com amplitude igual à da excitação multiplicada por $|H(\omega)|$ (Døssing 1988b). O ângulo de fase $\phi(\omega)$ mede o desfasamento entre a excitação e a resposta (Neves 2004).

De acordo com (Caetano 1992), no caso das relações de excitação-resposta de sistemas lineares invariantes no tempo, e no caso do amortecimento ser do tipo proporcional viscoso, definido em função dos modos de vibração, as funções de resposta em frequência são dadas pela expressão (3.3).

$$H_{ij}(\omega) = \sum_{k=1}^{N} \frac{(\phi_i)_k \, (\phi_j)_k}{(\omega_k^2 - \omega^2) + i(2\,\xi_k\,\omega_k\,\omega)} \tag{3.3}$$

onde:

$(\phi_i)_k$ é a componente i do modo de vibração k;

$(\phi_j)_k$ é a componente j do modo de vibração k;

ω_k é a frequência angular do modo de vibração k;

ω é a frequência angular da excitação;

ξ_k é o coeficiente de amortecimento do modo de vibração k.

A expressão (3.3) trata-se da função de resposta em frequência, expressa em deslocamentos, recebendo portanto a designação de receptância. Esta representa a relação entre a resposta em deslocamentos do sistema, segundo o grau de liberdade i, e a força aplicada segundo o grau de liberdade j.

Considerando as propriedades de derivação destas funções no domínio da frequência, podem-se obter as FRF para a resposta expressa em velocidades (mobilidade) – expressão (3.4) – e expressa em acelerações (inertância) – expressão (3.5).

$$H_{ij}(\omega)=\sum_{k=1}^{N}\frac{i\,\omega(\phi_i)_k(\phi_j)_k}{(\omega_k^2-\omega^2)+i(2\xi_k\,\omega_k\,\omega)} \tag{3.4}$$

$$H_{ij}(\omega)=\sum_{k=1}^{N}\frac{-\omega^2(\phi_i)_k(\phi_j)_k}{(\omega_k^2-\omega^2)+i(2\xi_k\,\omega_k\,\omega)} \tag{3.5}$$

Dado que as estruturas de engenharia civil geralmente possuem frequências próprias baixas, é vantajoso o uso de FRF expressas em deslocamentos. De facto a utilização da receptância conduz a uma amplificação das frequências mais baixas em relação às mais elevadas, maioritariamente geradas pelo ruído do sinal. Contudo, a utilização da inertância acaba por ser bastante comum devido ao facto dos acelerómetros serem os sensores habitualmente usados em ensaios dinâmicos. Os erros numéricos resultantes das integrações duplas necessárias para a obtenção das funções de receptância podem ser suficientes para não compensar a sua utilização.

Devido ao facto de se tratarem de funções complexas, as FRF são geralmente representadas através de dois gráficos bidimensionais, que permitem a reprodução das três variáveis intervenientes. O gráfico de Bode, apresentado na figura 3.1, é exemplo de uma representação

desse tipo, sendo uma das formas mais utilizadas para a ilustração das FRF. Nesta figura encontra-se representada uma FRF (inertância) associada a um sistema de dois graus de liberdade com frequências naturais de 6,7Hz e 17,5Hz, com coeficientes de amortecimento de 2% e 4% respectivamente.

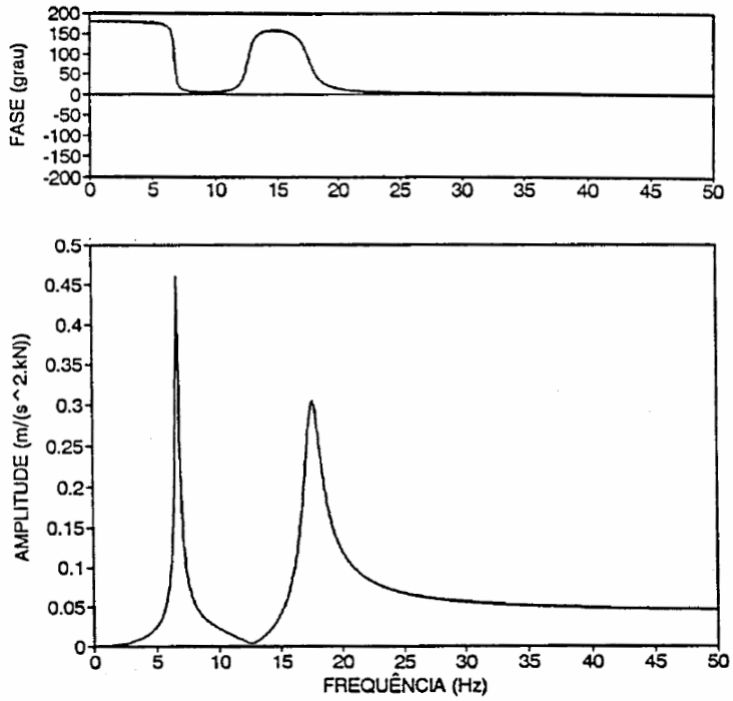


Figura 3.1. Representação de Bode para uma FRF expressa pela relação aceleração/força (Caetano 1992). (a) Ângulo de fase. (b) $|H(\omega)|$.

Analisando a figura 3.1, pode-se verificar que a amplitude da FRF $|H(\omega)|$ possui valores máximos na proximidade das frequências próprias do sistema, sendo razoável assumir que esses máximos ocorrem para valores de frequências angulares de $\omega_{\max,k} = \omega_k \sqrt{1-2\xi_k^2}$, ou seja, os máximos da FRF de 1 grau de liberdade apenas. Da análise da figura 3.1, pode-se aferir também que o valor do coeficiente de amortecimento afecta significativamente a forma da FRF na proximidade das frequências próprias do sistema, sendo a variação da FRF tanto mais suave quanto mais elevado for o seu valor.

As funções de transferência permitem também determinar a densidade espectral $S_y(\omega)$ associada a uma resposta $y(\omega)$ (também designada por densidade espectral de potência ou espectro de potência quando o sinal se reporta a acelerações) conhecendo a densidade espectral de excitação $S_x(\omega)$, de acordo com a expressão (3.6) (Caetano 1992).

$$S_y(\omega) = \left|H(\omega)\right|^2 S_x(\omega) \tag{3.6}$$

Uma função de densidade espectral de potência contém a informação sobre o conteúdo energético de um dado sinal, para cada valor de frequência angular ω. Para um dado intervalo de frequência angular $\Delta\omega$, a área sob a função densidade espectral de potência $S(\omega)$ representa a potência associada à frequência central desse intervalo (Neves 2004).

Da mesma forma, as funções de transferência podem ser usadas para determinar a densidade espectral de potência cruzada $S_{xy}(\omega)$, uma vez conhecida a densidade espectral de potência de excitação $S_x(\omega)$ (Caetano 1992), segundo a expressão (3.7).

$$S_{xy}(\omega) = \left|H(\omega)\right| S_x(\omega) \tag{3.7}$$

O conhecimento da densidade espectral de potência cruzada torna-se bastante útil, nomeadamente nos casos em que é usada a excitação ambiental, tal como será exposto adiante.

3.2.2. Ensaios Dinâmicos de Vibração Ambiental

A realização de ensaios dinâmicos com o objectivo de efectuar a identificação modal de uma dada estrutura pressupõe a escolha ponderada da técnica de excitação mais adequada aos resultados pretendidos. Dos vários tipos de técnicas de excitação existentes apenas se detalharão as particularidades relacionadas com a excitação ambiental, uma vez que foi o tipo de excitação utilizado no presente trabalho.

O uso da vibração ambiental apresenta à partida vantagens de ordem económica e de facilidade de execução dos ensaios (Gentile e Saisi 2007). De facto, o uso de excitadores mecânicos acarreta custos que não existem quando se recorre à vibração ambiental. A excitação mecânica implica também algumas dificuldades na execução dos ensaios, nomeadamente no caso da chaminé em estudo, onde a sua geometria impõe algumas limitações de acesso e transporte de equipamento a zonas mais elevadas. Em suma, o uso da vibração ambiental simplifica a realização prática de ensaios dinâmicos de identificação modal, tornando-os simultaneamente mais baratos.

Outra vantagem da excitação ambiental prende-se como o facto de, desta forma, os ensaios não provocarem quaisquer danos nas estruturas ensaiadas, o que pode eventualmente não acontecer quando são utilizadas outras fontes de excitação.

Uma vez que actualmente existem sensores com sensibilidade suficiente para registar as respostas das estruturas quando sujeitas a excitações ambientais, é habitual a realização de ensaios de identificação modal sem recorrer a nenhum meio de excitação forçada. Assim, as acções do vento, do tráfego rodoviário ou ferroviário, do funcionamento de equipamentos metálicos, de ondas marítimas ou quaisquer outras fontes presentes no local são responsáveis pela excitação da estrutura em análise (Caetano 1992).

Atendendo às características aleatórias das acções envolvidas num ensaio de vibração ambiental, atendendo ainda ao seu carácter independente e ao facto de actuarem em simultâneo várias destas acções, é usual admitir que a excitação da estrutura nestas condições é do tipo aleatório puro, ou seja, um processo de banda larga, também designado de ruído branco.

Um ruído branco corresponde a um sinal com densidade espectral de potência constante, ou seja, uma excitação que se equipare a um ruído branco possui um conteúdo energético semelhante para todas as frequências. Num ensaio de vibração ambiental, a densidade espectral de potência da excitação $S_x(\omega)$ pode ser assumida como um ruído branco, sendo assim uma constante S_0. Neste caso, introduzindo S_0 na expressão (3.6), esta assume a seguinte forma:

$$S_y(\omega) = \left|H(\omega)\right|^2 S_0 \tag{3.8}$$

Dado que S_0 é constante, a expressão (3.8) pode assumir a seguinte forma:

$$\left|H(\omega)\right| \cong constante \sqrt{S_y(\omega)} \tag{3.9}$$

Da análise da expressão (3.9) pode-se concluir que as propriedades das FRF anteriormente expostas podem ser aplicadas à densidade espectral de resposta $S_y(\omega)$ obtida num ensaio de vibração ambiental.

Assim, os picos da amplitude da FRF $\left|H(\omega)\right|$ serão também os picos da densidade espectral de potência da resposta $S_y(\omega)$. Desta forma, a identificação das frequências próprias da estrutura

em análise pode ser efectuada através da análise da densidade espectral de potência da resposta $S_y(\omega)$.

Contudo, deverão ser mantidas algumas reservas em relação à abordagem exposta. De facto, a densidade espectral de potência de resposta assemelha-se a um registo de banda estreita, com o conteúdo energético do sinal concentrado em torno das supostas frequências próprias do sistema. Porém, verifica-se que nem sempre a excitação se trata de um ruído branco, ou mesmo de um processo de banda larga. Geralmente este facto não tem uma consequência directa na obtenção das frequências próprias da estrutura, uma vez que, por efeitos de ressonância, o sistema amplifica as frequências próximas das suas frequências naturais. O problema surge quando a excitação não se aproxima de um ruído branco porque possui alguns picos de frequência dominantes. Nesses casos, esses picos podem aparecer também na resposta, não como o resultado de um fenómeno de ressonância, mas provenientes de uma componente importante da excitação (Caetano 1992).

Surge assim a necessidade de manipular os resultados dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental, de forma a distinguir o que são picos de frequências próprias da estrutura em análise do que são componentes da acção. Para tal, considerem-se as funções de densidade espectral cruzada $S_{y_i y_j}(\omega)$ em correspondência com os registos da resposta $y_i(\omega)$ e $y_j(\omega)$ obtidos em pontos de medida i e j distintos (Neves 2004). Com base nas funções de densidade espectral cruzada $S_{y_i y_j}(\omega)$ determinam-se as funções de coerência $\gamma^2_{y_i y_j}(\omega)$, de acordo com a expressão (3.10).

$$\gamma^2_{y_i y_j}(\omega_k) = \frac{\left|S_{y_i y_j}(\omega_k)\right|^2}{S_{y_i}(\omega_k) \cdot S_{y_j}(\omega_k)} \tag{3.10}$$

As funções de coerência $\gamma^2_{y_i y_j}(\omega)$ apresentam valores entre 0 e 1, e medem o grau de linearidade entre os pontos de medida i e j, assumindo valores tão mais próximos de 1 quanto maior é a linearidade apresentada e, em simultâneo, quanto menor é a presença de ruído. Quando uma função de coerência assume o valor unitário significa que não existe ruído no sinal registado e que existe uma elevada linearidade entre os dois pontos de medição. Geralmente considera-se que os sinais estão bem correlacionados se $\gamma^2_{y_i y_j}(\omega) > 0.7$, isto é, se $y_i(\omega)$ e $y_j(\omega)$ são produzidas por uma fonte de excitação comum (Neves 2004).

Analisando a fase das funções de densidade espectral cruzada $S_{y_i y_j}(\omega)$, é possível confirmar se os picos de $S_{y_i}(\omega)$ ou $S_{y_j}(\omega)$ correspondem a um modo de vibração real ou não, uma vez que o ângulo de fase de um modo só pode ser 0º ou 180º.

3.2.3. Processamento de Sinal

Nos problemas de identificação modal de estruturas, as grandezas medidas e registadas, sejam elas deslocamentos, velocidades ou acelerações, apresentam uma continuidade temporal, constituindo assim registos analógicos. O desenvolvimento tecnológico registado nos últimos anos fez com que proliferassem os sistemas digitais em diversas áreas da sociedade. Os sistemas digitais permitem, acima de tudo, uma maior capacidade de armazenamento de informação, um custo associado relativamente baixo e uma maior rapidez de manipulação da informação registada. Todas estas vantagens conduziram à sua rápida e generalizada implementação. O caso dos registos temporais de deslocamentos, velocidades ou acelerações de estruturas não é excepção, existindo hoje em dia grande aceitação destas tecnologias. Contudo, o uso destas técnicas implica o conhecimento dos erros associados e das formas de os tratar. A aplicação de técnicas digitais de processamento de sinal permite eliminar muitos dos erros existentes, possibilitando ao mesmo tempo a extracção dos parâmetros pretendidos.

Um dos erros mais comuns neste tipo de registos trata-se do erro de "*leakage*", que tem origem no carácter finito do processo de medição e na sua discretização. A impossibilidade de observar o sinal indefinidamente traduz-se na conversão da energia associada a uma frequência específica em energia distribuída numa gama de frequências em torno desta última (Caetano 1992). O aumento do tempo de aquisição de dados é sempre uma solução para minimizar o problema, contudo o consequente aumento do volume de informação faz aumentar os tempos de cálculo necessários à manipulação da informação. O processo mais utilizado e que produz melhores resultados é o da aplicação de janelas de dados com uma forma distinta da rectangular que reduzem as descontinuidades do sinal periodizado. O tipo de janela mais usada e mais eficaz no tratamento de sinais aleatórios é a janela de "*Hanning*", tendo sido adoptada também no presente trabalho.

Outro erro recorrente nestes problemas trata-se do erro de "*aliasing*". Este erro ocorre devido à impossibilidade de caracterizar numericamente um sinal sob a forma contínua, o que faz com que apenas se consiga caracterizar o conteúdo espectral numa gama de frequências de $\left[-F/2;F/2\right]$, sendo F a frequência de amostragem usada na discretização do sinal contínuo, e recebendo $F/2$ a designação de *frequência de "Nyquist"*. O erro de "*aliasing*" manifesta-se através da sobreposição da energia contida em frequências fora desse intervalo ao conteúdo de

frequências mais baixas dentro dessa banda (Caetano 1992). Por outras palavras, ocorre um rebatimento das frequências fora do intervalo definido pelas frequências de "*Nyquist"* em torno dos limites do intervalo, sobrepondo-se assim às frequências situadas no seu interior. A única forma de eliminar completamente este erro consiste na introdução de um filtro analógico, logo à saída dos transdutores, que elimine as frequências acima da frequência de "*Nyquist"*.

Finalmente, refira-se ainda o erro designado por *ruído analógico*, podendo este ruído ser proveniente de qualquer elemento da cadeia de medição, incluído sensores ou mesmo as ligações entre diferentes elementos intervenientes. A correcta montagem de todo o sistema de aquisição, com destaque para as ligações e a qualidade dos cabos, consiste na forma mais adequada para corrigir estes erros.

3.2.4. Identificação Modal

Nesta secção são apresentados os principais aspectos do método de identificação modal utilizado, tratando-se de um método de identificação modal no domínio das frequências.

3.2.4.1. Método Avançado de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD)

O método avançado de decomposição no domínio da frequência ("*Enhanced Frequency Domain Decomposition*" – EFDD), desenvolvido por Rune Brincker (Brincker et al. 2001b), encontra-se actualmente implementado no software ARTeMIS (SVS 2006). Esta versão do método, baseada na versão original desenvolvida pelo mesmo autor ("*Frequency Domain Decomposition*" – FDD), permite ultrapassar as principais limitações do clássico método de selecção de picos ("*Peak Picking*"), possibilitando a identificação de modos com frequências próximas, bem como a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento modais. Ao mesmo tempo, e como será detalhado adiante, permite que a determinação das frequências naturais da estrutura não seja limitada pela resolução em frequências das funções de densidade espectral de potência.

Este método baseia-se numa ferramenta matemática de factorização matricial designada de decomposição em valores singulares ("*Singular Value Decomposition*" – SVD). A aplicação da decomposição em valores singulares à matriz das funções de densidade espectral de potência conduz a um conjunto de funções de densidade espectral de potência de osciladores de 1 grau de liberdade, com as mesmas frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos de vibração da estrutura em análise (Brincker et al. 2001b). A aplicação do método SVD à matriz das funções de densidade espectral de potência supõe que se verificam as seguintes hipóteses:

- A estrutura em estudo é excitada por um ruído branco;
- O amortecimento é reduzido;
- Os modos de vibração com frequências próximas são ortogonais.

Contudo, Brincker (Brincker et al. 2001a) demonstra que se estes pressupostos não se verificarem, o método pode ser aplicado, obtendo-se resultados satisfatórios, melhores do que os obtidos pelo método clássico da selecção de picos.

A decomposição em valores singulares da matriz das funções de densidade espectral de potência, para uma frequência angular ω_k resulta em:

$$S(\omega) = U_k S_k U_k^H \tag{3.11}$$

onde:

S_k é a uma matriz diagonal que contém os valores singulares da densidade espectral de potência de resposta da estrutura;

U_k é uma matriz que contém os vectores singulares da densidade espectral de potência de resposta da estrutura;

U_k^H é uma matriz que resulta da operação de transposição seguida de conjugação complexa da matriz U_k (Magalhães 2005).

Os valores singulares contidos na matriz S_k coincidem com as ordenadas das funções de densidade espectral de potência dos osciladores de 1 grau de liberdade, na frequência ω_k, em correspondência com os modos de vibração que contribuem para a resposta nessa frequência (Magalhães 2005). De acordo com a teoria da decomposição no domínio da frequência, o primeiro vector singular de U_k contém a configuração do modo dominante ϕ_k na resposta para a frequência ω_k.

A particularidade do método EFDD consiste em efectuar uma transformação para o domínio do tempo, através da aplicação da FFT inversa, dos auto-espectros de um grau de liberdade obtidos por SVD (Brincker et al. 2001a). Através desta operação obtêm-se as funções de auto-correlação associadas a cada modo de vibração, proporcionais às respostas em vibração livre,

sendo a partir destas que se determinam as frequências naturais, a partir da frequência amortecida dada pelo número de cruzamentos do eixo das abcissas, e coeficientes de amortecimento, a partir do decremento logarítmico.

A expressão que permite calcular o decremento logarítmico é dada por (Clough e Penzien 1993):

$$\delta = \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{R_n}{R_{n+m}} \tag{3.12}$$

Na expressão (3.12), R_n e R_{n+m} são dois valores extremos da função de auto-correlação, afastados de m ciclos. O coeficiente de amortecimento é obtido através da expressão (3.13).

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \tag{3.13}$$

A frequência amortecida ω_{ka} é obtida, tal como foi anteriormente referido, através da contabilização do número de cruzamentos do eixo das abcissas da função de auto-correlação, para um dado intervalo de tempo. A frequência natural ω_k é dada pela expressão (3.14).

$$\omega_k = \frac{\omega_{ka}}{\sqrt{1-\xi_k^2}} \tag{3.14}$$

A determinação dos pontos na vizinhança de cada frequência de ressonância ω_k para o cálculo da FFT inversa é feita através da comparação da configuração modal ϕ_k, correspondente ao primeiro vector singular de U_k, com os restantes vectores singulares associados às linhas de frequências em torno do pico de ω_k. Essa comparação é feita através da imposição de um valor para o parâmetro *MAC* ("*Modal Assurance Criterion*"), um parâmetro que mede a aproximação de duas configurações modais (Allemang e Brown 1982), dado pela expressão (3.15), onde φ_{k1} e φ_{k2} são dois vectores com configurações modais.

$$MAC = \frac{\left(\varphi_{k1}^T \cdot \varphi_{k2}\right)^2}{\left(\varphi_{k1}^T \cdot \varphi_{k1}\right) \cdot \left(\varphi_{k2}^T \cdot \varphi_{k2}\right)} \tag{3.15}$$

O parâmetro *MAC* assume valores entre 0 e 1, sendo que um valor próximo da unidade significa que as duas configurações estão muito próximas.

O uso do método EFDD produz também melhores resultados na estimativa das configurações modais, uma vez que a configuração modal de cada frequência natural é obtida através da média dos vectores singulares, ponderada pelo valor dos seus correspondentes valores singulares, situados na proximidade da ressonância definida pelo valor limite imposto para o parâmetro MAC (Magalhães 2005).

3.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA CHAMINÉ – ENSAIOS DINÂMICOS DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

De forma a determinar as características mecânicas desconhecidas da estrutura da chaminé, foi realizada uma campanha de ensaios dinâmicos de vibração ambiental com vista à identificação modal da chaminé. Com base nos pressupostos teóricos anteriormente expostos, foram determinadas experimentalmente as características dinâmicas da chaminé.

Contudo, os ensaios realizados necessitaram de uma cuidada preparação e planificação de todos os detalhes inerentes à sua realização. A tomada de decisões acerca do setup de ensaio a utilizar, seja qual for o tipo de ensaio, é uma etapa de não deve ser ultrapassada, sendo que o sucesso de uma campanha experimental depende em grande medida do cuidado na sua preparação. No caso de uma campanha de ensaios dinâmicos com recurso à vibração ambiental, como os que foram efectuados no âmbito deste trabalho, o conhecimento prévio de algumas características da resposta dinâmica da estrutura a ensaiar é essencial para determinar a localização e orientação dos sensores, o tempo de aquisição de dados e o número e faseamento dos setups.

Com vista à obtenção destes dados, o procedimento mais comum, (Costa 2002) e (Neves 2004), consiste na execução de uma campanha de ensaios dinâmicos preliminares, com a obtenção experimental dos valores das primeiras frequências naturais. Este procedimento é geralmente acompanhado de uma análise modal apoiada num modelo numérico da estrutura em análise, o que permite também uma primeira aproximação às suas deformadas modais. No caso do presente trabalho, apenas foi possível aceder ao topo da estrutura no dia do ensaio, sendo que o tempo disponível não permitiu qualquer ensaio preliminar mas apenas a realização do ensaio definitivo. Assim, as decisões relacionadas com o setup de ensaio foram tomadas previamente com base numa análise modal preliminar, feita com o auxílio do modelo numérico desenvolvido e apresentado na secção 3.5.

3.3.1. Construção do Modelo Numérico

A chaminé foi modelada numericamente no programa Cast3M (CEA 2003). Este programa, desenvolvido pelo Comissariado de Energia Atómica Francês (CEA), é actualmente utilizado e desenvolvido por diversas instituições de vários países, maioritariamente académicas, tendo aplicações em vários campos das ciências tecnológicas. Neste caso foi utilizada a vertente estrutural ligada à Engenharia Civil, tendo-se tirado partido das suas potencialidades de pré-processamento, cálculo estrutural com base no método dos elementos finitos e pós-processamento de resultados. Ao longo deste trabalho foram também utilizadas algumas ferramentas implementadas no programa Cast3M, nomeadamente no que respeita ao cálculo estrutural de problemas dinâmicos com comportamento não linear dos materiais.

O processo de construção da malha de elementos finitos para uso no programa de cálculo Cast3M envolveu a utilização de diferentes programas auxiliares até se obter o resultado final pretendido.

Numa primeira fase, e com base na caracterização geométrica da chaminé através do levantamento *laser scanning*, ou seja, considerando por exemplo a deformada apresentada, foi desenvolvida uma malha no programa AutoCAD (Autodesk 2002), com vista a serem aplicados elementos finitos volumétricos. Neste primeiro passo, o principal objectivo foi o de reduzir a quantidade de informação contida nas nuvens de pontos fornecidas pelo levantamento *laser scanning*, uma vez que a densidade de pontos daí proveniente é muito elevada e totalmente incompatível com a densidade requerida para uma malha de elementos finitos. Com o objectivo de contornar esse problema, foram efectuados cortes verticais e horizontais na nuvem de pontos, espaçados de 15º e 1.00m, respectivamente (Figura 3.2 e Figura 3.3). Com base nas intersecções desses cortes foi desenhada a malha e guardados os dados resultantes (Figura 3.3) num formato próprio do AutoCAD (.dxf).

A transposição dos dados provenientes do programa AutoCAD em formato .dxf para o programa de cálculo Cast3M não é uma tarefa simples, uma vez que o programa Cast3M utiliza uma linguagem própria designada por GIBIANE. Foi então utilizado um programa auxiliar de pré e pós-processamento, o GiD (CIMNE 2007). Após importar o ficheiro .dxf para o programa GiD, são executadas instruções (Costa 2002) que visam a criação de uma malha de elementos finitos de volume (Figura 3.4). Essas instruções essencialmente associam conjuntos de 4 linhas que definem as faces dos elementos e que posteriormente são utilizadas para a definição dos elementos volumétricos, agrupando conjuntos de 6 faces. Desta forma, a informação da malha fica bem organizada, podendo ser exportada para um ficheiro do tipo ASCII. Este ficheiro contém assim a informação estritamente necessária à definição geométrica da estrutura e de uma forma facilmente interpretável.

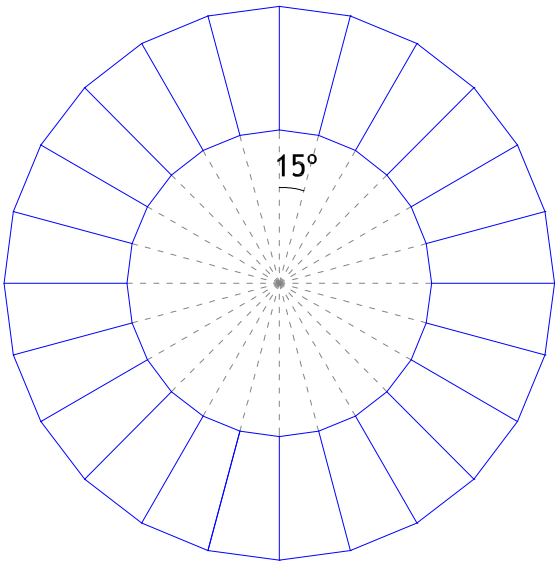


Figura 3.2. Corte horizontal na chaminé com indicação do espaçamento angular dos cortes verticais.

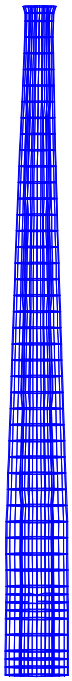


Figura 3.3. Malha de elementos finitos (*AutoCAD*).

Figura 3.4. Malha de elementos finitos (*GiD*).

Contudo, o ficheiro de geometria em formato ASCII não é compatível com a linguagem do programa Cast3M. Para transformar a informação respeitante à geometria da estrutura em linguagem GIBIANE foi utilizado um outro programa auxiliar, designado por BLOCOS, que afecta ainda a reordenação dos nós de forma a respeitar a ordem de organização dos nós a que o programa Cast3M obriga (Costa 2002).

Finalmente, e agora já no programa Cast3M, foi construída a malha de elementos finitos utilizada em todas as simulações numéricas efectuadas neste trabalho (Figura 3.5), tendo-se considerado a abertura junto à sua base alinhada segundo a direcção *xx*. Foram utilizados elementos volumétricos de 8 nós, designados por CUB8 segundo a notação do programa Cast3M. Estes elementos foram construídos com base nas faces que os delimitam, sendo que estas são definidas, à semelhança do que faz o programa GiD, através de um contorno geométrico fechado definido por grupos de 4 nós. Estes objectos, nós e faces, são organizados em tabelas de coordenadas de pontos e tabelas de faces, respectivamente, sendo que cada bloco é definido numa nova tabela onde se reagrupam as faces (Costa 2002).

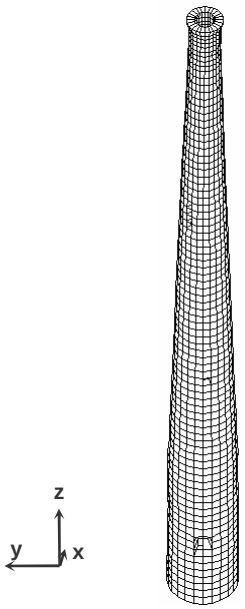


Figura 3.5. Malha de elementos finitos (*Cast3M*), com indicação do sistema de eixos considerado.

Não foi feita qualquer discretização dos elementos ao longo da espessura da chaminé, tendo-se considerado apenas um elemento a definir a espessura da estrutura (Figura 3.6). A variação de espessura (definida na secção *2.5* do capítulo 2) foi traduzida por uma variação linear ao longo do elemento situado à cota da transição (Figura 3.7).

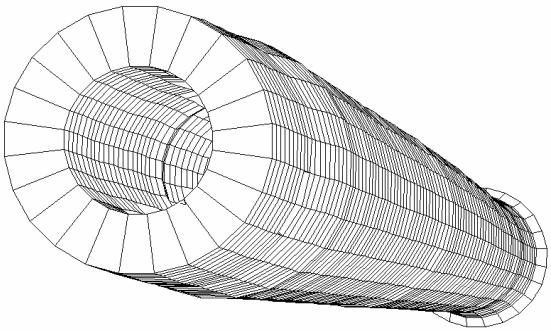


Figura 3.6. Vista da base da chaminé, com apenas uma fiada de elementos ao longo da espessura.

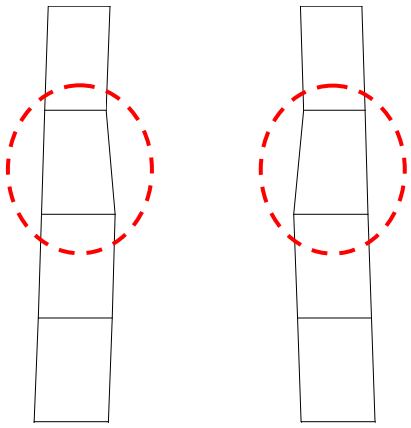


Figura 3.7. Corte vertical na estrutura da chaminé com indicação a vermelho dos elementos que executam a variação de espessura.

Na direcção vertical, a estrutura foi discretizada em elementos com 0,50m de altura até à cota de 37.0m. Entre os 37.0m e os 39.9m, os elementos usados possuem alturas que variam entre os 0.25m e os 0.40m (Figura 3.8), de forma a conferir a estes elementos uma geometria mais equilibrada, aproximando-se tanto quanto possível da forma cúbica.

Na zona inferior da chaminé foram considerados 1.5m adicionais à altura registada pelo levantamento *laser scanning* (Figura 3.8), com o objectivo de simular a zona que se encontra enterrada e delimitada pelo murete de betão executado aquando da construção do lago adjacente à chaminé (ver secção *2.4* do capítulo 2). A altura total do modelo numérico da chaminé assume assim o valor de 41.4m. Refira-se que não foram introduzidos no modelo numérico quaisquer apoios horizontais que simulassem a reacção do murete já que se considerou que a rigidez do murete em relação à da chaminé era baixa. A zona da abertura foi modelada de acordo com a geometria providenciada pelo levantamento *laser scanning*, tal como se ilustra na Figura 3.8. Os apoios da chaminé foram introduzidos unicamente ao nível dos nós situados à cota -1.5m (Figura 3.8, assinalados a vermelho). Esses apoios bloqueiam os deslocamentos em todos os graus de liberdade dos nós (x, y e z).

Com o auxílio deste modelo numérico, foi feita uma análise modal preliminar, cujos resultados permitiram tomar algumas decisões acerca do setup de ensaio a utilizar. Esta foi uma das primeiras aplicações do modelo numérico, como se verá nos capítulos posteriores.

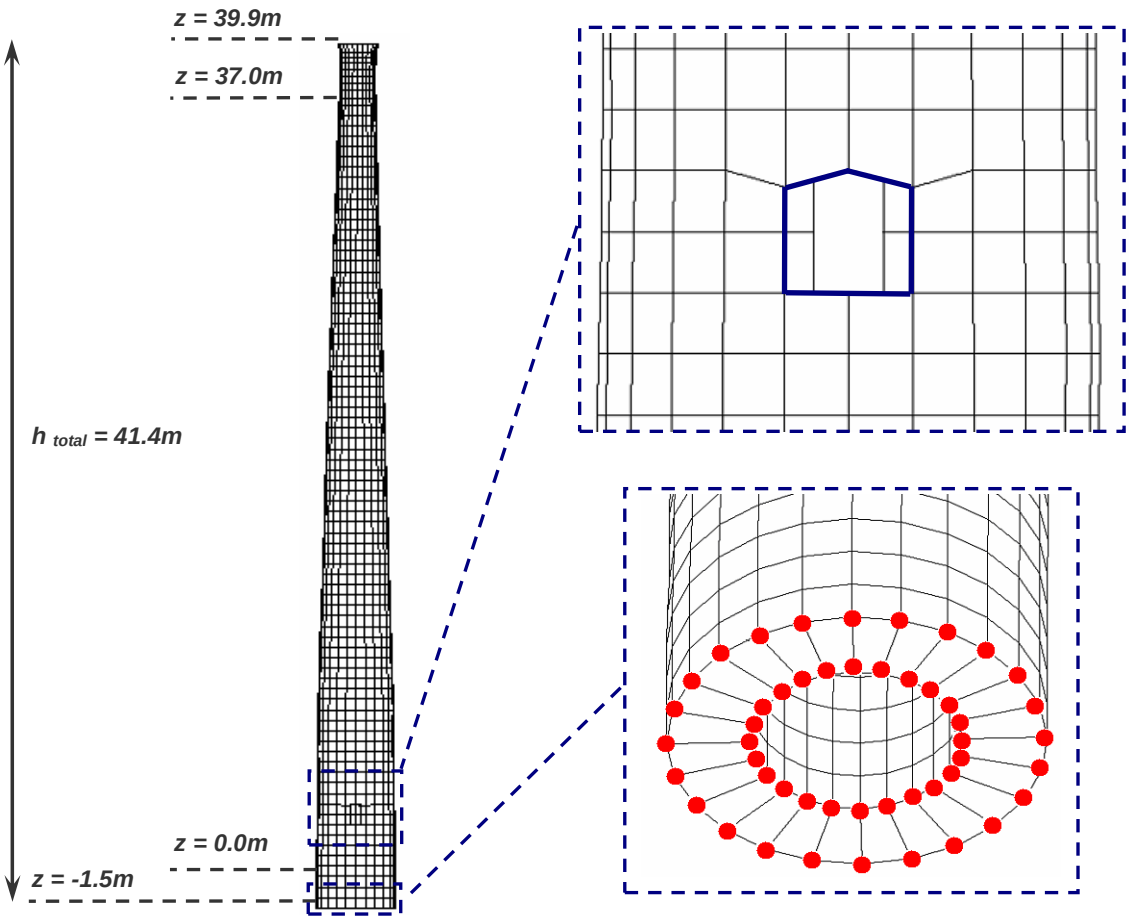


Figura 3.8. Malha de elementos finitos (*Cast3M*).

3.3.2. Análise Modal Preliminar

O objectivo da realização de uma análise modal preliminar é o de obter uma primeira aproximação aos valores das frequências naturais da estrutura e às correspondentes deformadas modais, de modo a decidir todo o setup de ensaio. É, portanto, uma aproximação que se pretende, não sendo o objectivo desta análise obter esses dados com rigor, uma vez que para tal serão realizados os ensaios dinâmicos de vibração ambiental. Esta análise foi efectuada com base no modelo numérico apresentado, com as características materiais (Tabela 3.1), nomeadamente o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o peso próprio (ρ), obtidas por consulta bibliográfica em (Pallarés 2003) e (Aoki et al. 2008).

Tabela 3.1. Características mecânicas adoptadas para a alvenaria na análise modal preliminar.

E (GPa)	***ν***	***ρ (kg/m^3)***
1.50	*0.20*	*1650*

A análise modal foi efectuada no programa Cast3M. Foram determinados os 20 primeiros modos de vibração, com frequências situadas no intervalo de 0.1Hz a 50Hz. Os resultados da análise modal realizada são resumidos da Tabela 3.2 à Tabela 3.4. Nessas tabelas são indicados, não só os valores das frequências de vibração, mas também os valores da *Massa Modal* $\left(M_n\right)$, do *Factor Modal de Excitação Sísmica* $\left(L_n\right)$ e do *Rácio de Massa Participativa* $\left(R_n\right)$, obtidos pelas seguintes expressões:

$$M_n = \underline{\phi}_n^T \; \underline{\underline{M}} \; \underline{\phi}_n \tag{3.16}$$

$$L_n = \underline{\phi}_n^T \; \underline{\underline{M}} \; \{d\} \tag{3.17}$$

$$R_n = \frac{L_n^2 / M_n}{M_t} \tag{3.18}$$

onde:

$\underline{\phi}_n$ é o vector da deformada modal do modo n;

$\underline{\underline{M}}$ é a matriz de massa da estrutura;

$\{d\}$ é o vector dos co-senos directores;

M_t é o valor da massa total da estrutura.

Tabela 3.2. Resumo dos resultados da análise modal (direcção *xx*).

Modo	***f (Hz)***	***M_n (kg)***	***$L_{n,x}$ (kg)***	***R_{nx} (%)***	***$\sum R_{nx}$ (%)***
1	***0.586***	***21376***	***45006***	***0.38***	***0.38***
2	*0.592*	*21177*	*-155*	*0.00*	*0.38*
3	***1.961***	***15720***	***-29685***	***0.22***	***0.60***
4	*1.969*	*15715*	*155*	*0.00*	*0.60*
5	***4.445***	***17016***	***22592***	***0.12***	***0.72***
6	*6.912*	*53085*	*-131*	*0.00*	*0.72*
7	*8.016*	*18798*	*230*	*0.00*	*0.72*
8	*8.661*	*51384*	*-520*	*0.00*	*0.72*
9	***12.143***	***19995***	***15606***	***0.05***	***0.77***
10	*12.443*	*14884*	*4*	*0.00*	*0.77*
11	*16.930*	*23420*	*-120*	*0.00*	*0.77*
12	*17.959*	*29971*	*-789*	*0.00*	*0.77*
13	*18.927*	*14832*	*-34*	*0.00*	*0.77*
14	***22.151***	***25508***	***11968***	***0.02***	***0.79***
15	*22.212*	*25389*	*-97*	*0.00*	*0.79*
16	*26.196*	*19540*	*-158*	*0.00*	*0.79*
17	***27.731***	***25448***	***-9981***	***0.02***	***0.80***
18	*27.812*	*25111*	*-423*	*0.00*	*0.80*
19	*28.391*	*25636*	*1512*	*0.00*	*0.80*
20	***32.985***	***34244***	***9935***	***0.01***	***0.81***

Tabela 3.3. Resumo dos resultados da análise modal (direcção *yy*).

Modo	***f (Hz)***	***M_n (kg)***	***$L_{n,y}$ (kg)***	***R_{ny} (%)***	***$\sum R_{ny}$ (%)***
1	*0.586*	*21376*	*157*	*0.00*	*0.00*
2	***0.592***	***21177***	***44635***	***0.37***	***0.37***
3	*1.961*	*15720*	*-155*	*0.00*	*0.37*
4	***1.969***	***15715***	***-29889***	***0.23***	***0.60***
5	*4.445*	*17016*	*25*	*0.00*	*0.60*
6	*6.912*	*53085*	*-1230*	*0.00*	*0.60*
7	***8.016***	***18798***	***-18687***	***0.07***	***0.67***
8	*8.661*	*51384*	*-232*	*0.00*	*0.67*
9	*12.143*	*19995*	*156*	*0.00*	*0.67*
10	*12.443*	*14884*	*2575*	*0.00*	*0.67*
11	***16.930***	***23420***	***-13888***	***0.03***	***0.71***
12	*17.959*	*29971*	*32*	*0.00*	*0.71*
13	*18.927*	*14832*	*-482*	*0.00*	*0.71*
14	*22.151*	*25508*	*93*	*0.00*	*0.71*
15	***22.212***	***25389***	***11793***	***0.02***	***0.73***
16	*26.196*	*19540*	*-617*	*0.00*	*0.73*
17	*27.731*	*25448*	*414*	*0.00*	*0.73*
18	***27.812***	***25111***	***-10251***	***0.02***	***0.75***
19	*28.391*	*25636*	*-278*	*0.00*	*0.75*
20	*32.985*	*34244*	*-3238*	*0.00*	*0.75*

Tabela 3.4. Resumo dos resultados da análise modal (direcção *zz*).

Modo	***f (Hz)***	***M_n (kg)***	***$L_{n,z}$ (kg)***	***R_{nz} (%)***	***$\sum R_{nz}$ (%)***
1	*0.586*	*21376*	*-1*	*0.00*	*0.00*
2	*0.592*	*21177*	*71*	*0.00*	*0.00*
3	*1.961*	*15720*	*-441*	*0.00*	*0.00*
4	*1.969*	*15715*	*65*	*0.00*	*0.00*
5	*4.445*	*17016*	*-49*	*0.00*	*0.00*
6	*6.912*	*53085*	*-12*	*0.00*	*0.00*
7	*8.016*	*18798*	*-376*	*0.00*	*0.00*
8	***8.661***	***51384***	***89536***	***0.62***	***0.62***
9	*12.143*	*19995*	*146*	*0.00*	*0.62*
10	*12.443*	*14884*	*18*	*0.00*	*0.62*
11	*16.930*	*23420*	*-52*	*0.00*	*0.62*
12	***17.959***	***29971***	***-36671***	***0.18***	***0.80***
13	*18.927*	*14832*	*1*	*0.00*	*0.80*
14	*22.151*	*25508*	*568*	*0.00*	*0.80*
15	*22.212*	*25389*	*-212*	*0.00*	*0.80*
16	*26.196*	*19540*	*-1*	*0.00*	*0.80*
17	*27.731*	*25448*	*2147*	*0.00*	*0.80*
18	*27.812*	*25111*	*-367*	*0.00*	*0.80*
19	***28.391***	***25636***	***19609***	***0.06***	***0.86***
20	*32.985*	*34244*	*531*	*0.00*	*0.86*

Da análise das tabelas anteriores é possível concluir que as direcções principais da chaminé, segundo as quais se verificam as suas deformadas modais, são dadas pela localização da abertura situada junto à sua base (direcção *xx* – Figura 3.9).

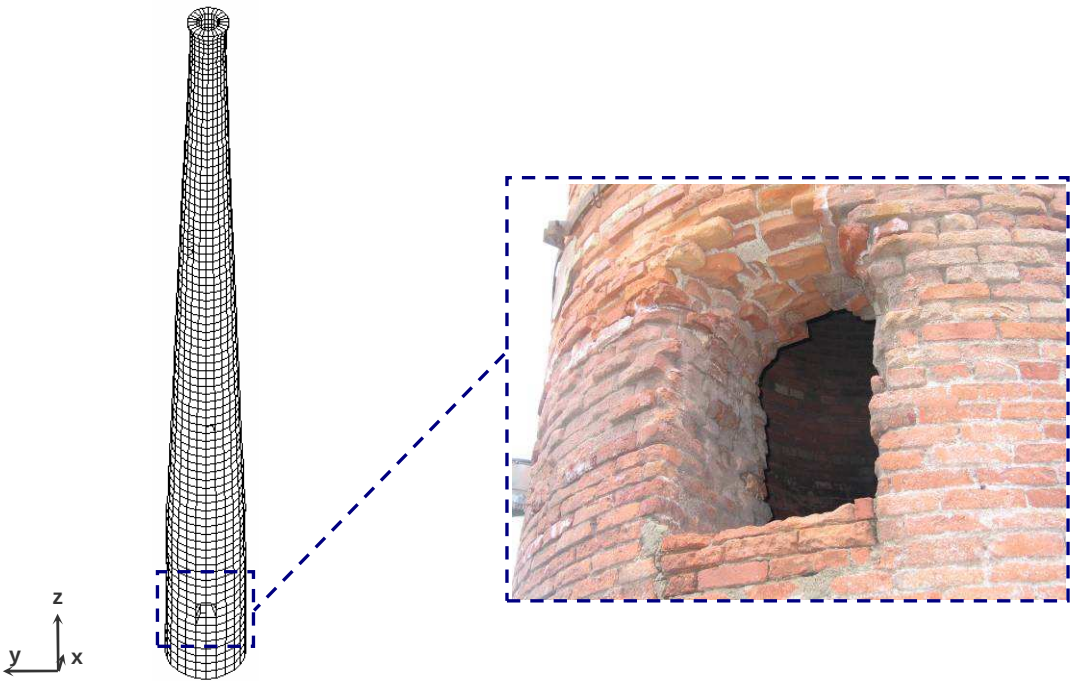


Figura 3.9. Localização da abertura na malha de elementos finitos e correspondente sistema de eixos.

Na Figura 3.10 são apresentados os traçados das deformadas modais obtidas através da análise modal efectuada, de acordo com o sistema de eixos adoptado e ilustrado na Figura 3.9.

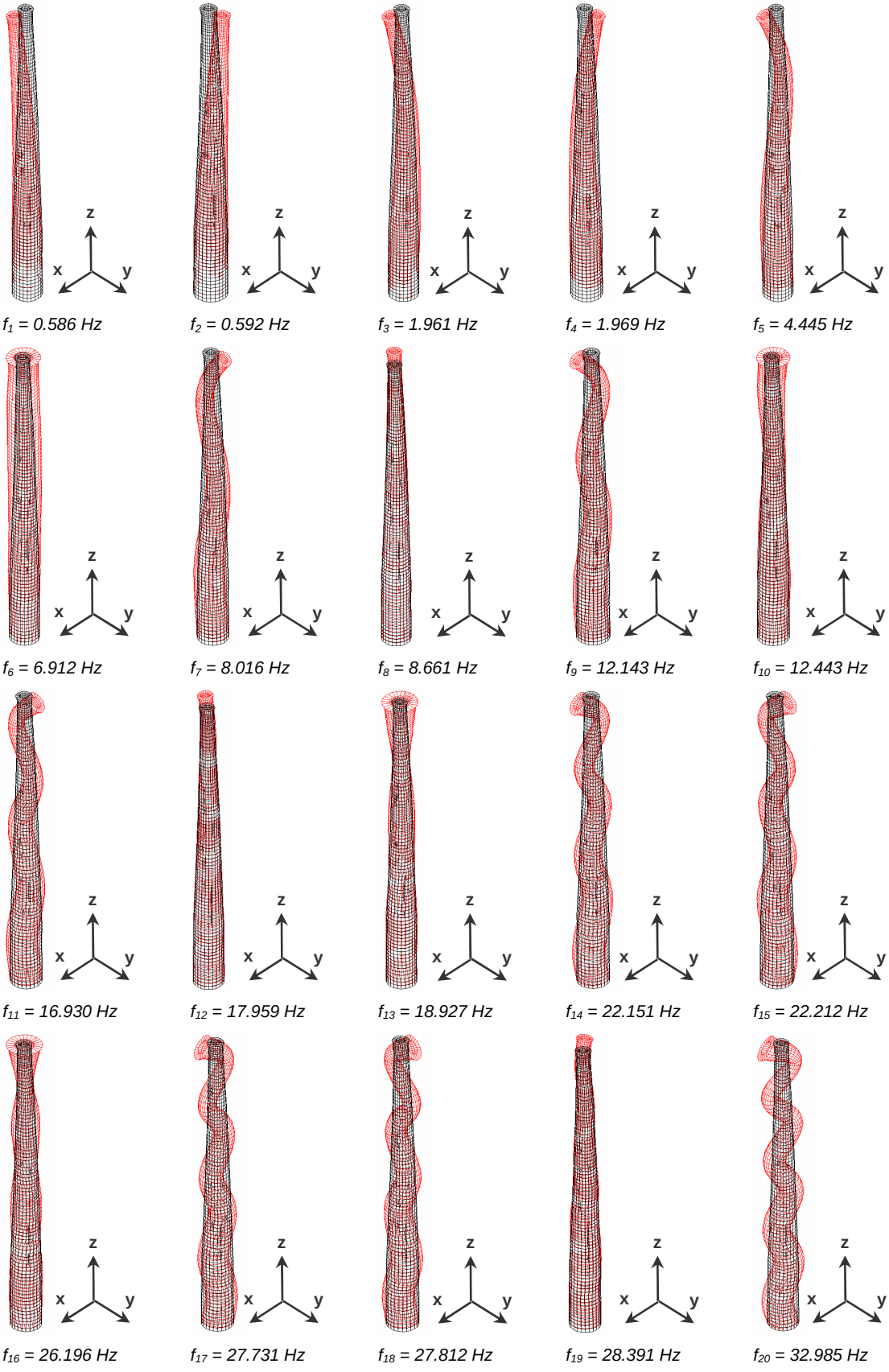


Figura 3.10. Traçados dos modos de vibração obtidos numericamente e respectivos valores das frequências próprias.

3.3.3. Ensaio Dinâmico da Chaminé

3.3.3.1. Equipamento Utilizado

Para a realização do ensaio dinâmico de vibração ambiental na chaminé em estudo, o equipamento utilizado foi o seguinte:

- 4 acelerómetros unidireccionais piezoeléctricos (Acc0, Acc1, Acc2 e Acc3), com sensibilidade de 1000mV/g, intervalo de leitura de frequências de 0.5Hz a 2000Hz e gama de acelerações entre -5g e 5g (Figura 3.11);
- 1 placa de aquisição de dados com 4 canais, com uma resolução de 24 bits e ligação USB 2.0, que inclui um condicionador de sinal e filtros analógicos para correcção do erro de "*aliasing*" que automaticamente se ajustam à frequência de aquisição utilizada (Figura 3.12);
- 1 computador portátil com o software LabVIEW que permite o controlo e aquisição dos dados do ensaio (Figura 3.13);
- 1 grua móvel, de acesso a toda a altura da chaminé para a colocação dos acelerómetros (Figura 3.14).

Figura 3.11. Acelerómetros unidireccionais utilizados.

Figura 3.12. Placa de aquisição de dados.

Figura 3.13. Computador portátil.

Figura 3.14. Cesto da grua móvel utilizada.

3.3.3.2. Setup de Ensaio

Após concluída a análise modal preliminar, os dados resultantes permitiram tomar as decisões necessárias acerca do setup de ensaio a utilizar.

Um primeiro dado importante prende-se com o facto das direcções principais da chaminé serem condicionadas pela presença da abertura junto à sua base (ver Figura 3.9). Este facto foi determinante na orientação a adoptar para os sensores, tendo-se optado por orientar os acelerómetros unidireccionais segundo a direcção da abertura (direcção *xx* da Figura 3.9 e Figura 3.15) e da sua perpendicular (direcção *yy* da Figura 3.9 e Figura 3.15).

De forma a captar os modos de torção, que foram detectados na análise modal preliminar numa gama de frequências relativamente baixa (ver Figura 3.10), o esquema tipo de montagem dos acelerómetros numa dada secção de leitura é ilustrado na Figura 3.15. Desta forma, e tendo duas leituras paralelas em extremidades opostas de uma mesma secção (sensores assinalados a vermelho na Figura 3.15), é possível relaciona-las e obter assim as deformadas modais torsionais. Do mesmo modo, os sensores assinalados a preto na Figura 3.15 permitem detectar os modos de expansão da secção. Não foram previstos acelerómetros orientados na direcção vertical, já que o principal objectivo seria o de caracterizar a resposta da estrutura em termos de deslocamentos modais horizontais, correspondendo-lhes gamas de frequências mais próximas das frequências da acção sísmica. A consideração da direcção vertical no ensaio implicaria, inevitavelmente, um maior tempo de montagem de equipamento e aquisição de dados, que se reflectiria nos restantes setups.

Para caracterizar correctamente os traçados dos modos de vibração experimentais é necessário recolher registos de acelerações em tantos pontos quanto possível, sendo que quanto maior a densidade de pontos, melhor a definição de cada deformada modal. O posicionamento dos acelerómetros em altura foi definido com base na análise das deformadas modais obtidas através da análise modal preliminar, tendo em consideração que se deveriam evitar nodos (pontos de deformada modal nula) para o posicionamento dos sensores. Assim, os sensores foram colocados segundo a disposição da Figura 3.15, em 5 níveis diferentes, dividindo a chaminé em 5 partes iguais com aproximadamente 8 m de altura (Figura 3.16). Seria desejável o uso de um maior número de secções de leitura para caracterizar todos os modos identificados numericamente, mas as condicionantes relativas ao tempo de execução do ensaio tiveram de ser aqui consideradas.

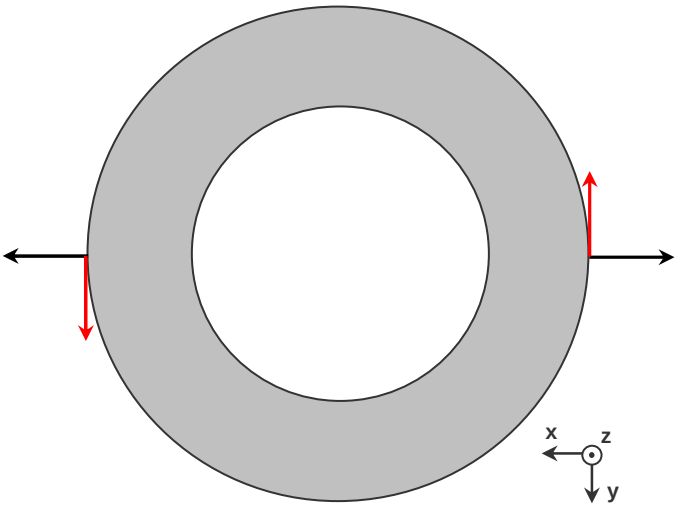


Figura 3.15. Corte numa secção da chaminé com indicação das direcções adoptadas para a colocação dos acelerómetros.

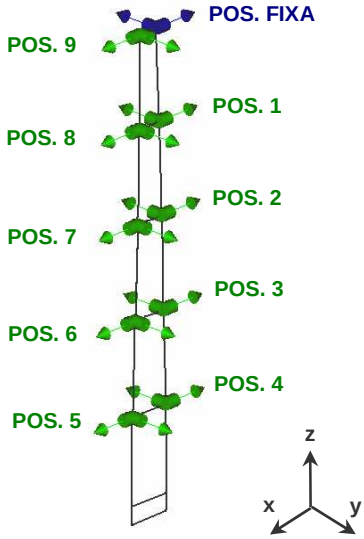


Figura 3.16. Esquema do setup de ensaio com a indicação das várias posições de leitura.

Uma vez que apenas estavam disponíveis 4 acelerómetros unidireccionais para o uso neste ensaio, o cumprimento do setup de ensaio com as posições de leitura assinaladas na Figura 3.16 apenas foi possível definindo vários setups de ensaio. Assim, foi tomada uma posição de leitura fixa (assinalada a azul na Figura 3.16), na qual foram colocados dois acelerómetros segundo as direcções xx e yy. Estes sensores efectuaram leituras em todos os setups, de modo a que todos eles tivessem um ponto de leitura comum, e assim relacionar todas as leituras entre si. A posição fixa adoptada (no topo) prende-se com o facto de este ponto possuir valores não nulos para as deformadas modais em todos os modos relevantes.

Na Tabela 3.5 são apresentadas as posições adoptadas em cada um dos setups. As posições são indicadas de acordo com a Figura 3.16. Refira-se que em todos os setups de ensaio, os acelerómetros Acc2 e Acc3 correspondem aos acelerómetros fixos, enquanto que o Acc0 e o Acc1 correspondem aos acelerómetros móveis.

Tabela 3.5. Posição dos acelerómetros nos diferentes setups.

	POSIÇÕES									
SETUP	***POS. FIXA***	***POS. 1***	***POS. 2***	***POS. 3***	***POS. 4***	***POS. 5***	***POS. 6***	***POS. 7***	***POS. 8***	***POS. 9***
1	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***	***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***								
2	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***		***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***							
3	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***			***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***						
4	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***				***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***					
5	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***					***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***				
6	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***						***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***			
7	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***							***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***		
8	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***								***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***	
9	***Acc2 (x)*** ***Acc3 (y)***									***Acc0 (x)*** ***Acc1 (y)***

Refira-se que os acelerómetros foram colocados aos pares em cada posição através da sua fixação em pequenos troços de cantoneira (Figura 3.17), previamente colocados nas suas posições para que fosse optimizado o tempo dispendido nas trocas de posições dos acelerómetros móveis. As ligações dos cabos utilizados foram devidamente protegidas por mangas plásticas (Figura 3.18) com o principal objectivo de se reduzir o ruído analógico que muitas vezes é introduzido neste pontos mais sensíveis do circuito, tal como foi referido na secção 3.6.3 do presente trabalho.

Figura 3.17. Colocação dos acelerómetros em pares, fixados a um pequeno troço de cantoneira.

Figura 3.18. Protecção das ligações dos cabos através da introdução de mangas plásticas.

Quanto ao tempo de aquisição em cada um dos setups, foi tomado como valor de referência o dado pela expressão (3.19) (Neves 2004), que indica o tempo mínimo necessário para caracterizar correctamente a mais baixa frequência da estrutura.

$$T \geq \frac{1000}{f_{\min}} \tag{3.19}$$

Para o valor estimado para a primeira frequência, de 0.586Hz, a expressão (3.19) indica cerca de 28 minutos como tempo recomendável. Devido às questões de optimização do ensaio, nomeadamente as condicionantes de acesso, montagem do equipamento e temporização, seria incomportável a execução de leituras de 28 minutos. Contudo, o programa ARTeMIS (SVS 2006) possui um artifício que permite contornar este problema. Antes de fazer a transformação para o domínio das frequências, o programa faz uma segmentação da série temporal, aplicando uma janela de dados de *"Hanning"* a cada segmento. A particularidade desta segmentação consiste no facto destas possuírem zonas comuns entre elas, no caso representando uma sobreposição de 66.7% de cada uma. Este facto, dado o carácter aleatório e independente da excitação, torna possível efectuar esta sobreposição que permite ultrapassar o problema da redução do tempo de leitura de dados, tendo-se efectuado leituras de 15 minutos.

3.3.3.3. Resultados do Ensaio

Após a realização do ensaio dinâmico de vibração ambiental, e após recolhidos todos os 9 ficheiros de dados correspondentes aos 9 setups que constituíram o ensaio (ver Tabela 3.5), foi utilizado o programa Matlab (MathWorks 2007) para realizar o tratamento dos dados, vulgarmente designado como processamento de sinal (ver secção 3.6.3). Com o objectivo de eliminar/reduzir a influência dos erros de "*leakage*" e "*aliasing*", foi adoptada uma sequência de operações que incluíram os seguintes passos:

- **Correcção da linha de base** para anular o valor residual médio do registo;

- **Decimação do sinal**, pois a frequência de aquisição mínima dos acelerómetros utilizados é de 2000Hz, o que dificulta o manuseamento do ficheiros de dados; para a chaminé em análise, e após os cálculos preliminares efectuados, decidiu-se considerar apenas os modos com frequências até cerca de 30Hz, tendo-se efectuado uma decimação de ordem 10, ou seja, passando a frequência de amostragem para os 200Hz;

- **Aplicação de filtros passa-baixo a 80 Hz**, o que corresponde a 80% da frequência de Nyquist (neste caso, 100Hz), possibilitando assim a eliminação dos erros associados à presença de frequências altas e ao processo de decimação.

Este procedimento permitiu obter os registos temporais tratados, prontos a serem trabalhados de modo a se obterem as frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento da estrutura. Na Figura 3.19 é apresentado um exemplo dos registos temporais dos 4 acelerómetros, no caso relativos ao setup 7.

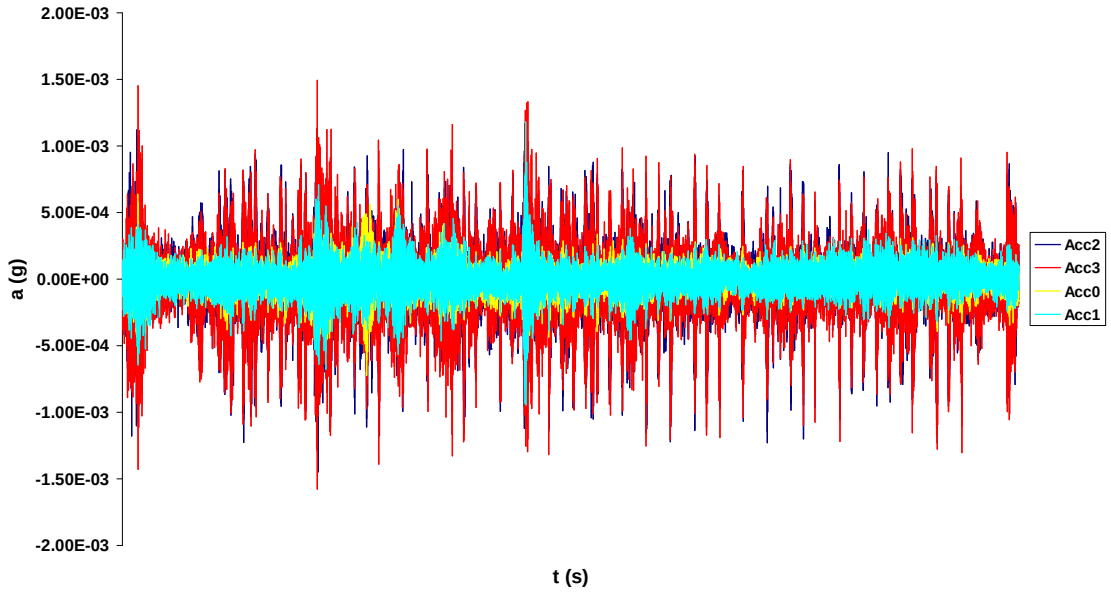


Figura 3.19. Exemplo de um conjunto de registos (setup 7).

Uma vez realizado o tratamento dos dados no programa Matlab, estes foram introduzidos no programa ARTeMIS, para que se procedesse à identificação modal da chaminé. Dado que se pretendia utilizar um método de identificação modal no domínio das frequências (o método avançado de decomposição no domínio da frequência – EFDD), o primeiro passo a dar, já com o auxílio do programa ARTeMIS, foi o de passar os registos temporais para o domínio das frequências. Ao mesmo tempo, esta transposição para o domínio das frequências é acompanhada de alguns procedimentos de processamento de sinal com o objectivo de

eliminar/reduzir o erro de "*leakage*". Assim, as funções de densidade espectral de potência foram calculadas com base num algoritmo de FFT aplicado a segmentos do registo total, obtidos através da aplicação de janelas de dados de "*Hanning*" com 4096 pontos e utilizando uma sobreposição de 66.7% dessas janelas (SVS 2006). Esta sobreposição é geralmente designada de "*overlapping*". No processo de integração foi também utilizado um filtro passa-alto a 0.3Hz.

A identificação modal foi efectuada com base no método avançado de decomposição no domínio da frequência – EFDD. Tal como foi descrito na secção 3.6.4, este método baseia-se na factorização da matriz das funções de densidade espectral de potência através do método da decomposição em valores singulares – SVD. Todo o processo de identificação modal propriamente dito é feito sobre os valores e vectores singulares resultantes desta factorização. Contudo, e tal como foi também oportunamente referido na secção 3.6.2 do presente trabalho, em problemas envolvendo a vibração ambiental existe todo o interesse em trabalhar os resultados de forma a poder identificar possíveis modos de vibração e distingui-los de eventuais picos dos espectros gerados por componentes predominantes da acção. Neste contexto, o programa ARTeMIS calcula as funções de densidade espectral cruzada (amplitude e fase) e as funções de coerência, cuja análise permite fazer uma espécie de triagem.

Esta análise cuidada dos resultados foi efectuada para todos os setups e entre todos os canais de aquisição de dados relevantes. A título de exemplo mostram-se alguns desses resultados, que são um precioso auxílio à identificação das frequências próprias da estrutura. Os resultados apresentados referem-se ao setup 2, apresentando-se na Figura 3.20 a numeração dos canais (graus de liberdade instrumentados) nesse setup, sendo que, à semelhança deste, em todos os setups os canais 1 e 3 se referem à direcção xx e os canais 2 e 4 à direcção yy.

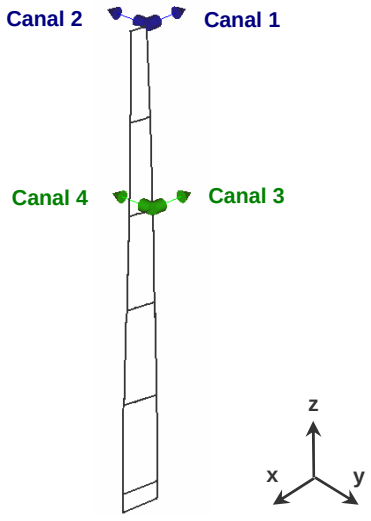


Figura 3.20. Numeração dos canais correspondentes ao setup 2.

Na Figura 3.21 é apresentado o gráfico da amplitude do auto-espectro do canal 1 do setup 2, até uma frequência de 10Hz. Nos gráficos apresentados da Figura 3.22 à Figura 3.24, mostram-se a amplitude da função de densidade espectral cruzada, do ângulo de fase e da função de coerência, todos eles referentes ao setup 2, entre o canal 1 e o canal 3, até à frequência de 10Hz.

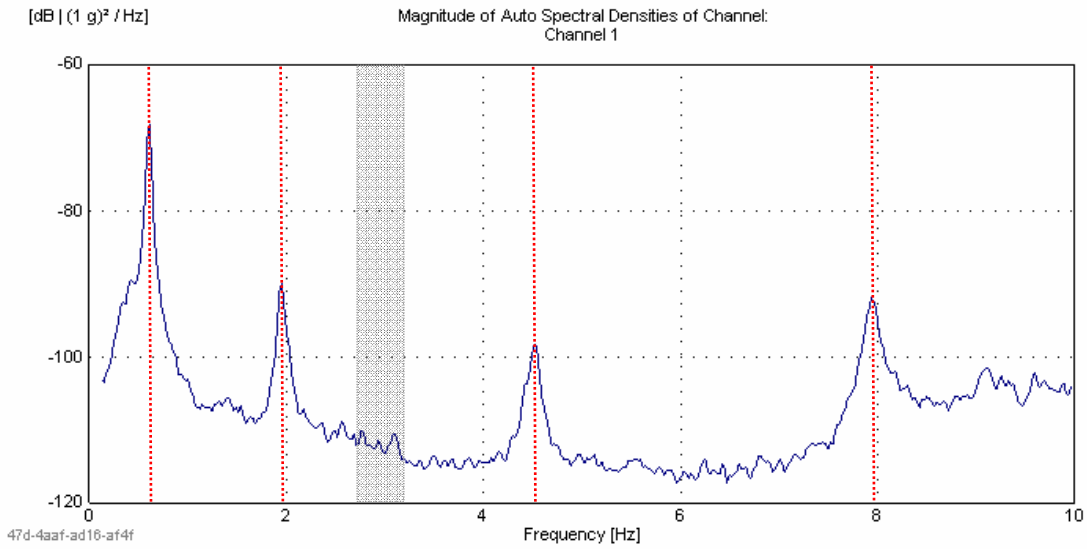


Figura 3.21. Gráfico da amplitude do auto-espectro do canal 1 do setup 2.

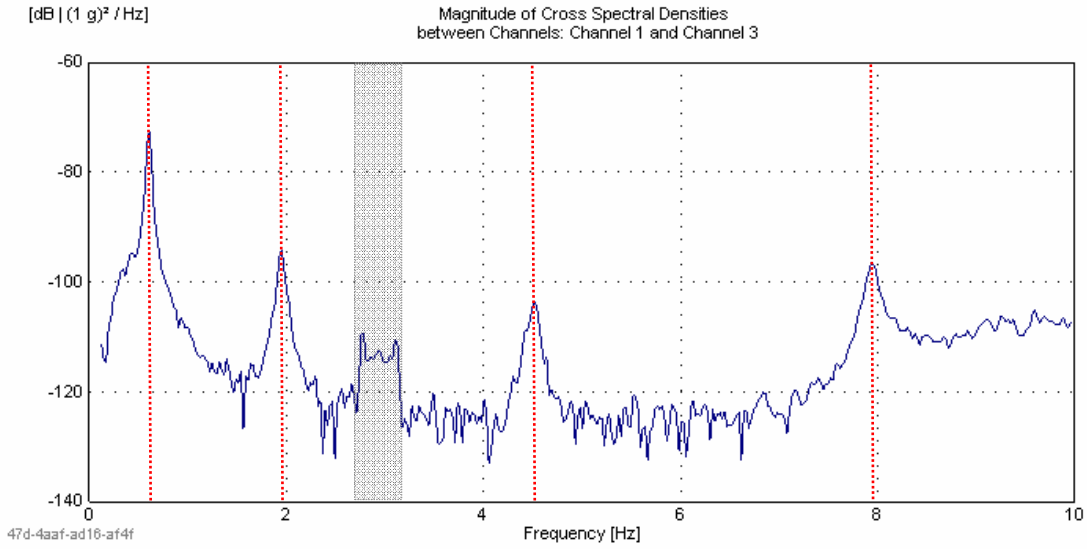


Figura 3.22. Gráfico da amplitude da função de densidade espectral cruzada, para o setup 2, entre os canais 1 e 3.

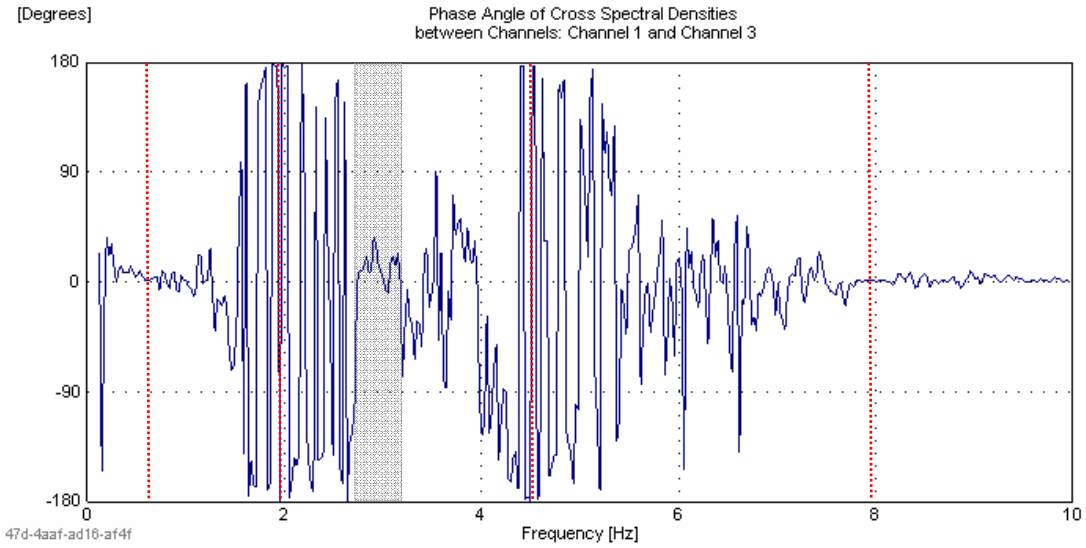


Figura 3.23. Gráfico do ângulo de fase, para o setup 2, entre os canais 1 e 3.

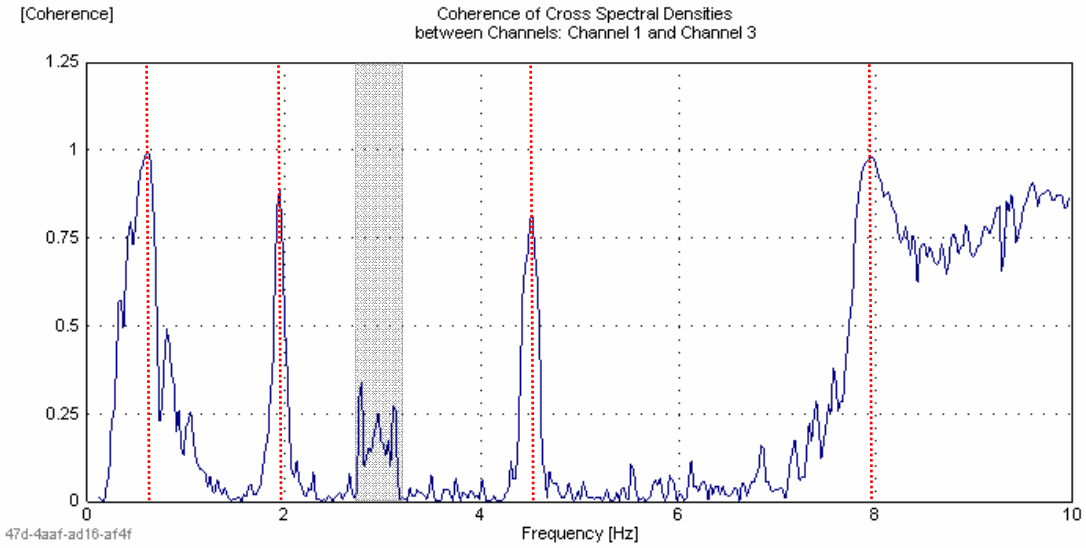


Figura 3.24. Gráfico da função de coerência, para o setup 2, entre os canais 1 e 3.

Com base na observação dos gráficos anteriores, podem ser tiradas importantes conclusões acerca das reais frequências da estrutura. As linhas vermelhas, assinaladas da Figura 3.21 à Figura 3.24, indicam as zonas onde se situam frequências naturais da chaminé. Estas linhas podem ser marcadas, numa primeira fase, após a observação do gráfico do auto-espectro correspondente ao canal 1 do setup 2 (Figura 3.21).

Confrontando estes resultados com aqueles patentes no gráfico da Figura 3.22, onde se mostra o espectro cruzado entre os canais 1 e 3 do setup 2, verifica-se que existem aqui mais 2 picos (assinalados com uma banda cinzenta). A verificação da validade deste 2 “novos” picos, assim

como dos restantes assinalados com uma linha vermelha, pode ser feita através da observação da Figura 3.23 e da Figura 3.24. Em qualquer dos casos, os ângulos de fase para o setup 2, entre os canais 1 e 3 (Figura 3.23), apresentam valores próximos de 0º ou ±180º, o que está em concordância com a realidade uma vez que o ângulo de fase apenas pode apresentar estes valores. Em relação ao gráfico da Figura 3.24, onde está exposta a função de coerência entre os canais 1 e 3 do setup 2, este permite dissipar as duvidas ainda existentes nesta fase acerca da veracidade dos modos de vibração correspondentes aos picos anteriormente referidos. De facto todos os picos assinalados com linhas vermelhas nas figuras anteriores apresentam valores de coerência superiores ao valor de 0.7 referido na bibliografia (Neves 2004), chegando mesmo, em alguns casos, a apresentar valores muito próximos de 1.0. Quanto aos 2 picos que são visíveis na Figura 3.22, assinalados com uma banda cinzenta, apresentam valores de coerência muito baixos, próximos de 0.3, o que indicia que não se tratam de modos de vibração da estrutura.

Seguindo este procedimento para os restantes setups, canais e para a totalidade da gama de frequências de interesse (no caso, assumiram-se valores entre os 0Hz e 25Hz), foi feita uma pré-selecção dos picos de frequências naturais.

Na Figura 3.25 mostram-se as médias das funções de densidade espectral de potência para todos os setups, onde se pode ter uma perspectiva global dos picos destas funções numa gama de frequências de interesse para este estudo. Através da observação destes gráficos é possível verificar que, junto dos picos anteriormente referidos, e com frequências que lhes são muito próximas, existem outros picos que estão relacionados com a existência de modos de vibração ortogonais segundo as duas direcções principais da chaminé.

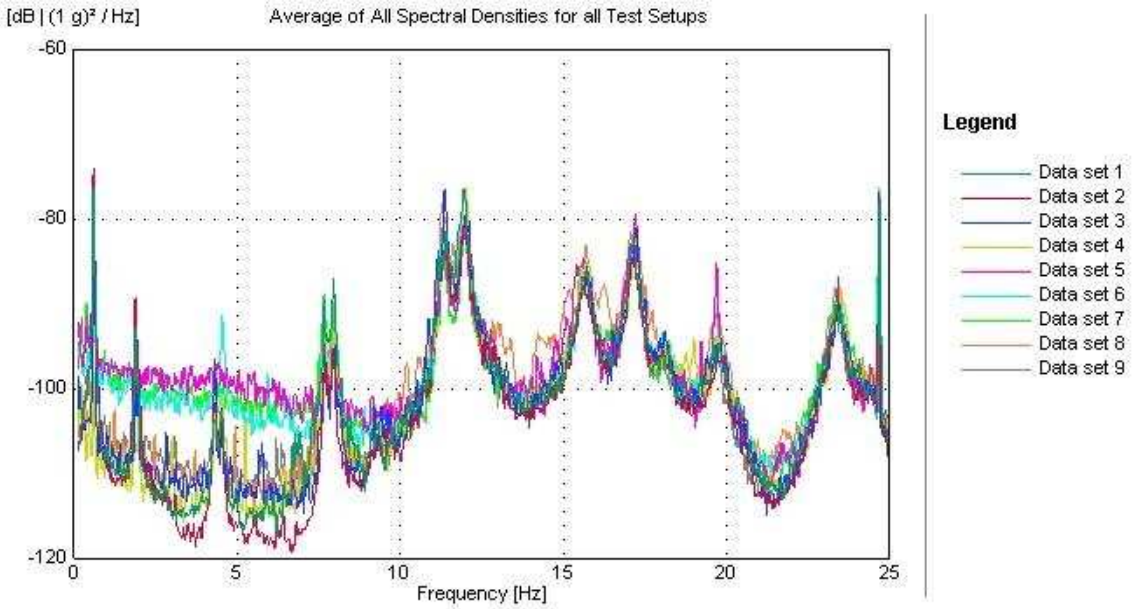


Figura 3.25. Gráficos das médias das funções de densidade espectral de potência para os 9 setups de ensaio.

Após este importante passo, foram seleccionados os picos tidos como representantes de modos de vibração da estrutura com vista à identificação modal da chaminé, incluído a determinação do traçado dos modos de vibração. Com base nos resultados da decomposição em valores singulares – SVD – os picos anteriormente analisados foram seleccionados através de uma técnica semelhante ao *Peak Picking* (Figura 3.26).

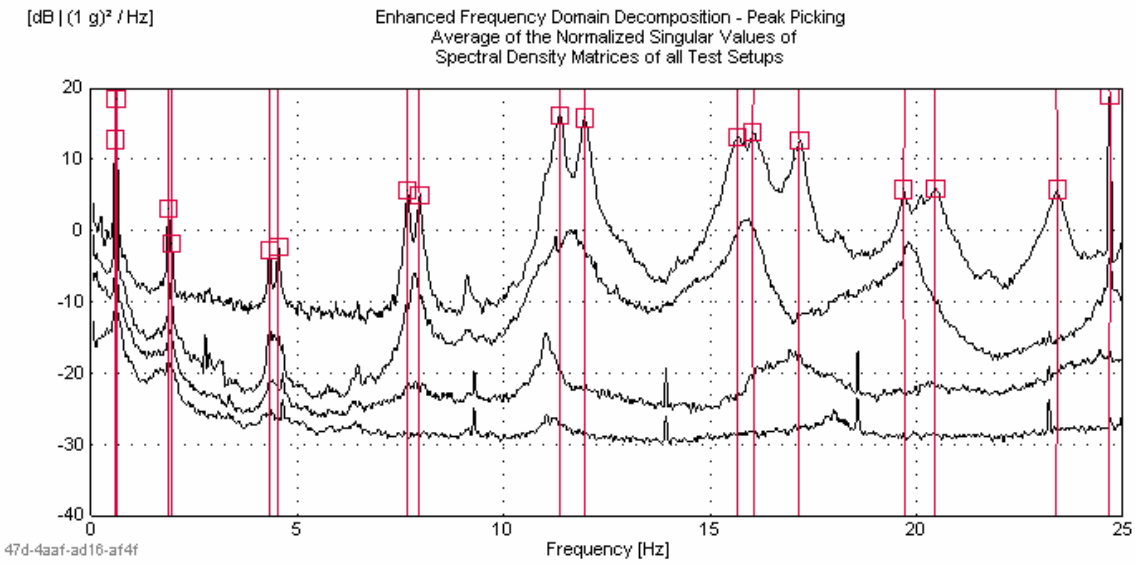


Figura 3.26. Gráficos das médias dos 4 valores singulares das matrizes das funções de densidade espectral de potência.

Contudo, e ao contrário da técnica de *Peak Picking*, os valores das frequências naturais corresponderes a cada pico não foram obtidos através da leitura das abcissas dos gráficos. Neste caso, a determinação das frequências naturais foi feita através da transposição para o domínio do tempo por determinação da FFT inversa de um dado troço do registo em frequências, na vizinhança de uma dada frequência f_k (Figura 3.27). A determinação dos pontos na vizinhança da frequência em análise é feita através da comparação da configuração modal, ϕ_k, correspondente ao primeiro vector singular, com os restantes vectores singulares associados às linhas de frequências em torno do pico de f_k. Essa comparação é feita através da imposição de um valor para o parâmetro MAC, que faz incluir mais ou menos pontos na FFT inversa. Na Figura 3.27 encontra-se assinalada a vermelho a zona seleccionada para o setup 9, correspondente ao 1º modo de vibração identificado, para um valor de MAC de 0.5, apresentando-se na Figura 3.28, para o mesmo setup, a zona seleccionada para o 2º modo de vibração identificado, com um valor de MAC de 0.6. De notar que, apesar das frequências serem muito próximas ($f_1 = 0.592$ e $f_2 = 0.608$) foi possível identificar ambos os valores através das 2 primeiras linhas de valores singulares que apresentam picos ligeiramente desfasados.

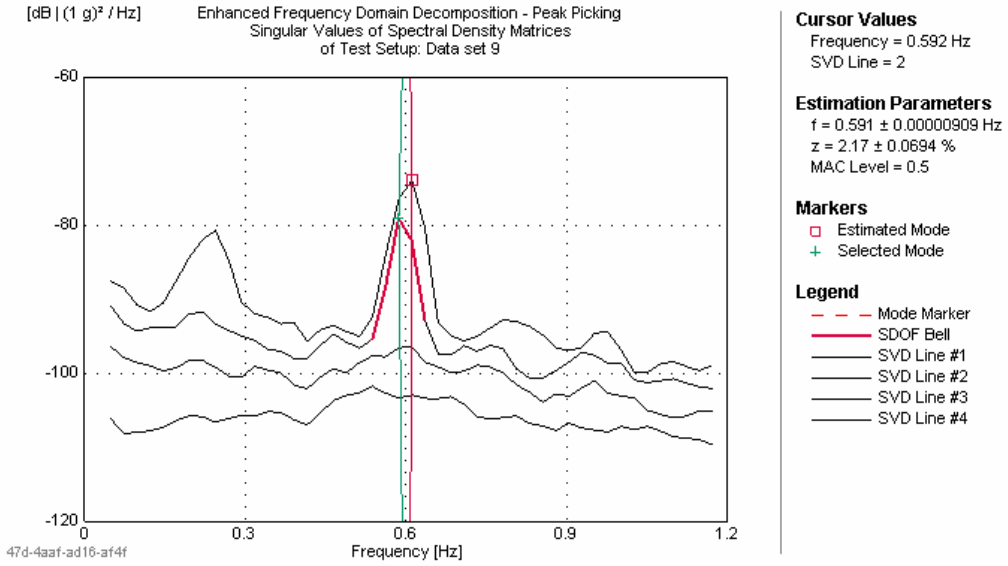


Figura 3.27. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 1º modo da estrutura (setup 9).

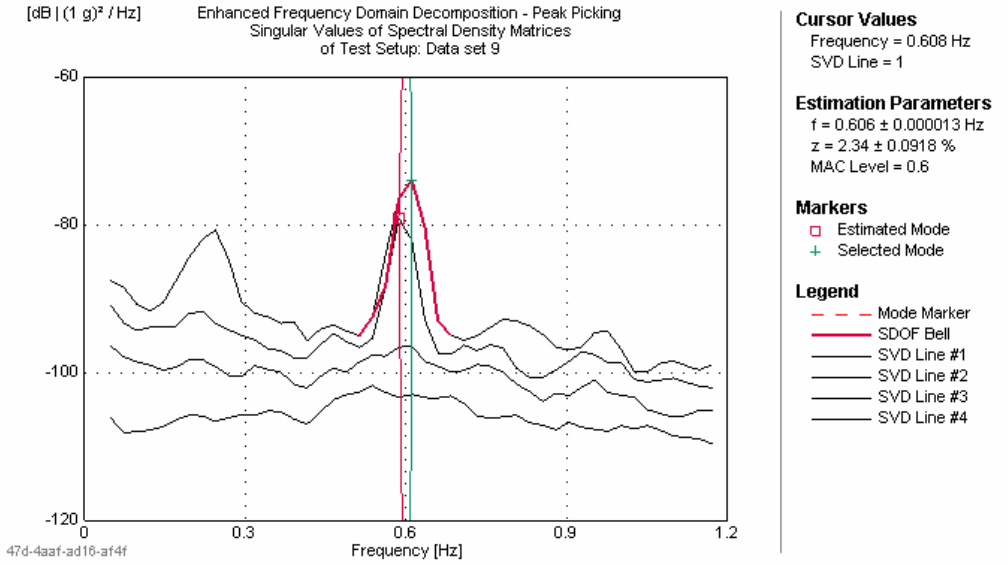


Figura 3.28. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 2º modo da estrutura (setup 9).

Na Figura 3.29 e na Figura 3.30 encontram-se ilustradas mais dois exemplos das selecções dos troços das funções dos valores singulares através do parâmetro MAC, para o 9º e 10º modos de vibração da estrutura, e neste caso para o setup 7. Repare-se que neste caso os picos se encontravam mais separados do que nos casos anteriores (1º modo, Figura 3.27, e 2º modo, Figura 3.28), não tendo sido necessário recorrer a outras linhas de valores singulares que não a primeira.

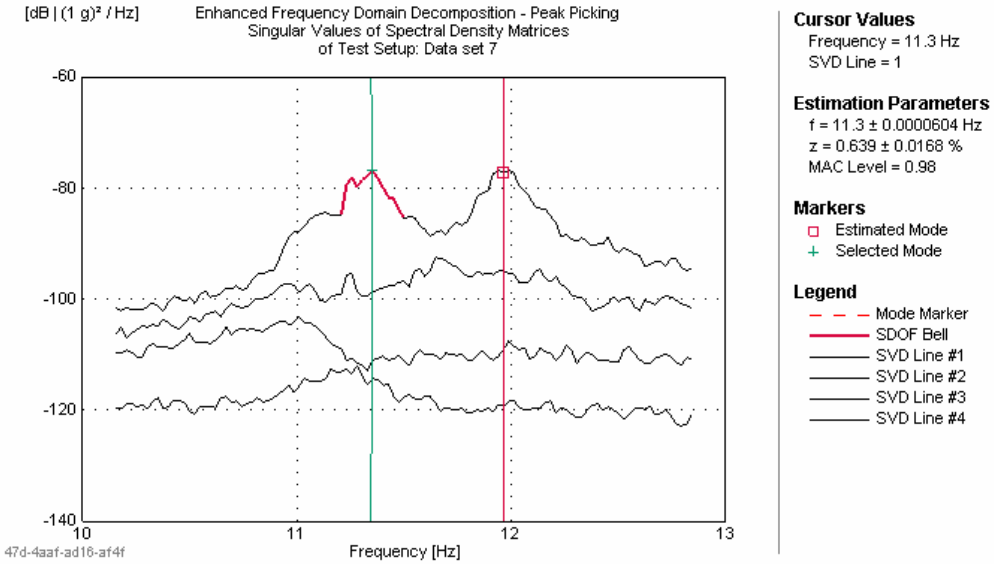


Figura 3.29. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 9º modo da estrutura (setup 7).

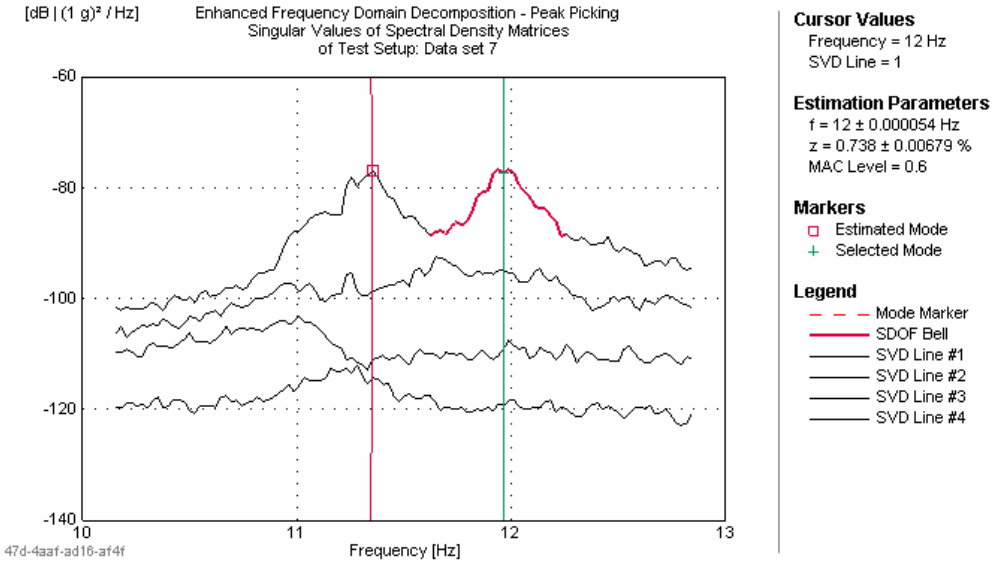


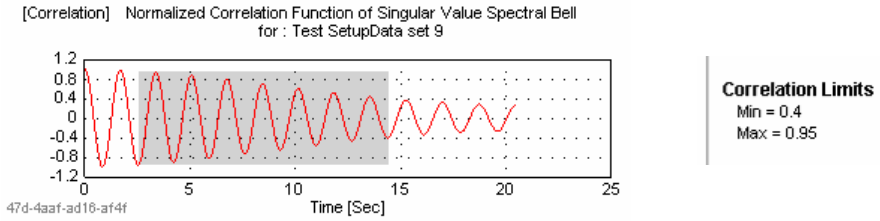
Figura 3.30. Selecção dos troços das funções dos valores singulares para o 10º modo da estrutura (setup 7).

Este procedimento é repetido para cada um dos picos seleccionados e para cada um dos 9 setups de ensaio realizados. Em cada um dos casos, a zona seleccionada é transformada para o domínio do tempo através de uma FFT inversa. Desta operação resultam funções de auto-correlação associadas a cada modo de vibração, que são proporcionais às respostas em vibração livre (Figura 3.31 a Figura 3.34).

É a partir destas funções (Figura 3.31 a Figura 3.34) que são determinados os valores dos coeficientes de amortecimento, através das expressões (3.12) e (3.13), bem como os valores das frequências naturais através da expressão (3.14). Para a aplicação das referidas

expressões, é usada apenas uma parte dos registos temporais, assinalada com uma banda cinzenta da Figura 3.31-a à Figura 3.34-a e com uma linha vermelha da Figura 3.31-b à Figura 3.34-b. Estes limites foram analisados e escolhidos caso a caso, com o principal objectivo de evitar as zonas do sinal onde se faz sentir alguma influência do ruído no amortecimento da estrutura, como por exemplo, a zona acima dos 3 segundos na Figura 3.34-b. Em concordância com os gráficos da Figura 3.27 à Figura 3.30, mostram-se da Figura 3.31 à Figura 3.34 as funções de auto-correlação e decremento logarítmico dos correspondentes setups e modos de vibração, que permitiram determinar os valores das frequências naturais e coeficientes de amortecimento.

(a)



(b)

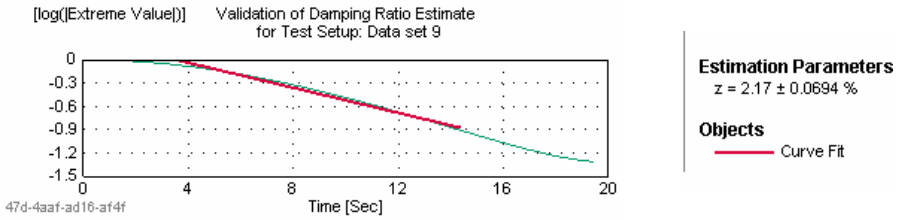
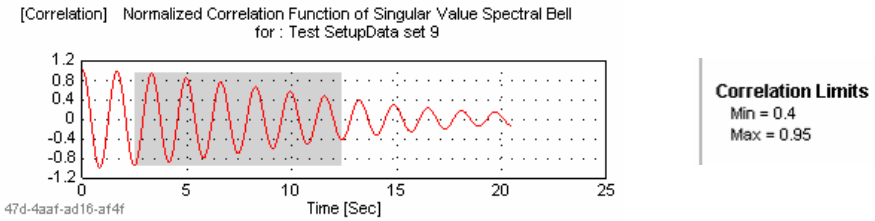


Figura 3.31. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 1º modo da estrutura (setup 9).

(a)



(b)

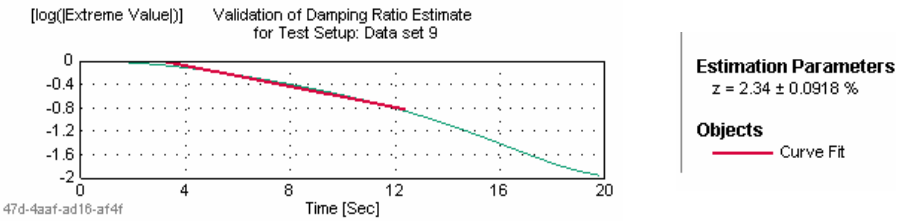


Figura 3.32. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 2º modo da estrutura (setup 9).

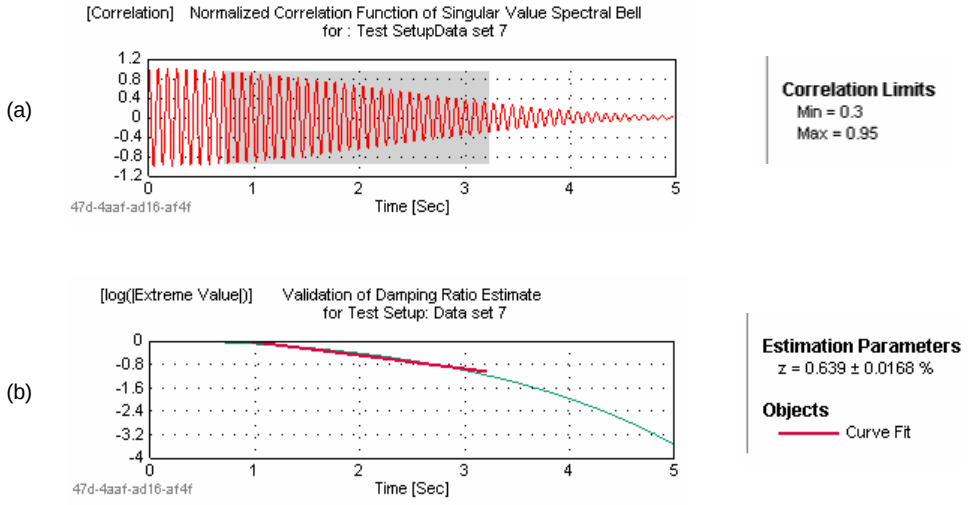


Figura 3.33. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 9º modo da estrutura (setup 7).

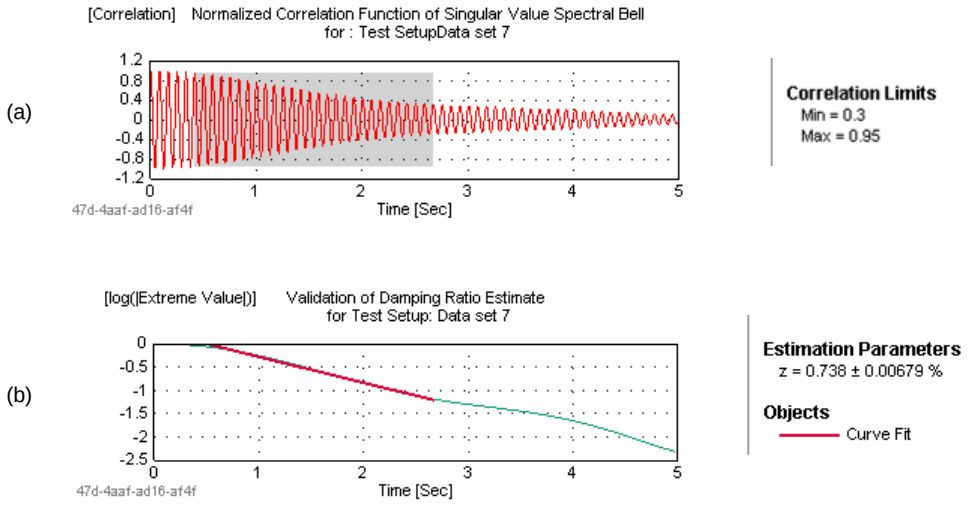


Figura 3.34. Determinação da frequência natural (a) e coeficiente de amortecimento (b) para o 10º modo da estrutura (setup 7).

Com base nestes cálculos parcelares, efectuados para cada modo de vibração em cada um dos 9 setups de ensaio, foram calculados os valores médios das frequências naturais e dos coeficientes de amortecimento. Estes valores são acompanhados dos respectivos desvios padrão, que se tornam úteis na medida em que evidenciam a maior ou menor dispersão encontrada na obtenção dos valores destas grandezas. A Tabela 3.6 contém os resultados da identificação dinâmica efectuada, apresentando-se os valores médios e respectivos desvios padrão das frequências naturais e coeficientes de amortecimento.

Tabela 3.6. Resultados da identificação dinâmica – frequências naturais e coeficientes de amortecimento.

Modo	***Frequência [Hz]***	***σ Frequência [Hz]***	***Coeficiente de Amortecimento [%]***	***σ Coeficiente de Amortecimento [%]***	***Tipo***
1	*0.592*	*0.007*	*1.819*	*1.147*	*FLEXÃO YY*
2	*0.608*	*0.003*	*2.391*	*0.268*	*FLEXÃO XX*
3	*1.878*	*0.005*	*1.256*	*0.372*	*FLEXÃO YY*
4	*1.956*	*0.010*	*1.428*	*0.256*	*FLEXÃO XX*
5	*4.318*	*0.011*	*0.858*	*0.411*	*FLEXÃO YY*
6	*4.532*	*0.016*	*0.939*	*0.382*	*FLEXÃO XX*
7	*7.674*	*0.016*	*0.721*	*0.118*	*FLEXÃO YY*
8	*7.950*	*0.016*	*0.628*	*0.097*	*FLEXÃO XX*
9	*11.350*	*0.032*	*0.691*	*0.161*	*FLEXÃO YY + TORÇÃO*
10	*11.960*	*0.026*	*0.848*	*0.072*	*FLEXÃO XX + TORÇÃO*
11	*15.670*	*0.033*	*0.641*	*0.163*	*FLEXÃO YY + TORÇÃO*
12	*16.050*	*0.034*	*0.526*	*0.218*	*FLEXÃO XX + TORÇÃO*
13	*17.140*	*0.040*	*0.604*	*0.090*	*TORÇÃO*
14	*19.720*	*0.041*	*0.360*	*0.155*	*FLEXÃO YY + TORÇÃO*
15	*20.440*	*0.037*	*0.586*	*0.211*	*FLEXÃO XX + TORÇÃO*
16	*23.390*	*0.051*	*0.685*	*0.049*	*TORÇÃO*
17	*24.680*	*0.013*	*0.057*	*0.005*	*FLEXÃO XY*

Da análise da Tabela 3.6 podem ser extraídas algumas conclusões interessantes. Em primeiro lugar, refira-se que foi possível identificar os modos de flexão e torção, tal como se tinha previsto e programado na definição do setup de ensaio a utilizar.

Para cada modo de vibração identificado numa direcção principal, foi possível identificar o modo correspondente na direcção ortogonal, mesmo quando os valores das frequências de vibração se encontravam muito próximos, como é o caso dos pares de modos 1 e 2, 3 e 4 ou mesmo 5 e 6; os pares de modos superiores a estes apresentavam já valores de frequências mais afastados, logo, mais facilmente separáveis. Esta observação é também válida para os modos onde o efeito da torção é adicionado ao da flexão, como no caso dos pares de modos 9 e 10, 11 e 12 ou ainda 14 e 15.

As estimativas dos valores das frequências naturais evidenciam uma uniformidade bastante razoável, apresentando valores de desvio padrão (σ) bastante baixos quando comparados com o valor da frequência, para todos os modos identificados.

Quanto aos valores de coeficiente de amortecimento, a dispersão dos valores estimados para os diferentes modos identificados revelou-se maior. De facto, os valores dos desvios padrão apresentam, em grande parte dos modos, a mesma ordem de grandeza dos valores médios dos coeficientes de amortecimento, sendo o exemplo mais forte o caso do 1º modo de vibração identificado, onde se estimou um valor médio para o coeficiente de amortecimento de 1.819% e o correspondente desvio padrão apresentou o valor de 1.147%.

Em suma, pode-se afirmar que os resultados dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental realizados foram bastante satisfatórios, sublinhando-se o facto de se ter conseguido identificar 17 modos de vibração, número bastante acima das mais optimistas previsões feitas aquando da preparação do ensaio. O facto de se tratar de uma estrutura bastante esbelta, muito flexível, e, consequentemente, com um comportamento dinâmico face a acções ambientais que resulta em deslocamentos mais elevados em relação à generalidade das estruturas, faz com que o sucesso obtido neste ensaio seja, em parte, explicado.

Em relação ao traçado dos modos de vibração obtido experimentalmente, estes dados serão expostos na sua totalidade na secção seguinte correspondente à calibração do modelo numérico de elementos finitos. Aí serão comparados os valores experimentais e numéricos das frequências naturais da estrutura, bem como os traçados dos modos de vibração. Contudo, terão de ser tecidas algumas considerações ainda neste ponto.

Para a caracterização de um modo de ordem n, cuja função polinomial é uma função de grau $n+1$, são necessários $n+2$ pontos de leitura. Para o caso da chaminé em estudo, e uma vez que esta se trata de uma consola vertical encastrada na base, existem 2 condições de fronteira adicionais (deslocamento e rotação na base iguais a zero) que fazem com que apenas sejam necessárias n secções de leitura para caracterizar completamente o traçado de um modo.

Neste caso, e devido ao facto de apenas se terem utilizado 5 níveis de leitura de acelerações (ver Figura 3.16), torna-se impossível a caracterização completa de modos de ordem superior a 5. Assim, todos os modos de ordem igual ou superior a 6, ou seja, a partir do modo experimental número 11 (ver Tabela 3.6), não serão completamente caracterizados no que respeita à sua deformada modal. Os deslocamentos medidos nesses modos servirão como amostra para termo de comparação com os deslocamentos numéricos em pontos correspondentes na secção seguinte.

3.3.4. Calibração do Modelo Numérico

Após construída a geometria do modelo numérico e a realização, recolha e tratamento dos resultados do ensaio dinâmico de vibração ambiental, foi efectuada a calibração das

características mecânicas da chaminé. A determinação destes parâmetros apresenta-se como essencial, não só pela possibilidade de, posteriormente, se efectuarem análises numéricas com base num modelo devidamente calibrado, mas também por ser um passo indispensável neste tipo de ensaios que permite a concretização do seu principal objectivo: a avaliação das características mecânicas do material que constitui a estrutura (Gentile e Saisi 2007). De facto, o simples conhecimento do módulo de elasticidade é suficiente para alguns casos de estudo, sendo o trabalho encerrado após a determinação deste parâmetro, uma vez que, por exemplo, a sua comparação com os valores encontrados em bibliografia apropriada dará por si só um indicio do estado de degradação material. Contudo, no presente trabalho, este será apenas mais um passo intermédio, cujos dados providenciados são utilizados no estudo numérico que se apresentará nos capítulos seguintes.

Foram adoptadas 2 estratégias de calibração distintas, que conduziram à obtenção de 2 modelos numéricos com características materiais diferentes entre si: o *Modelo 1* e o *Modelo 2*. O modelo 1 foi concebido considerando apenas um tipo de material ao longo de toda a estrutura da chaminé, ao passo que no modelo 2 foram considerados diferentes materiais com características mecânicas distintas, em correspondência com as observações efectuadas aquando da inspecção visual (ver secção *2.6.2* do capítulo 2).

Com base na aproximação entre as frequências naturais e deformadas modais, experimentais e numéricas, os valores de módulo de elasticidade adoptados foram alterados e uma nova análise modal realizada, observando-se de novo as frequências naturais e deformadas modais obtidas. Este processo iterativo foi repetido até se atingir uma convergência entre resultados experimentais e numéricos que se considerou aceitável.

Para auxiliar a comparação dos resultados experimentais e numéricos, foram calculados os erros em frequências, que consistem na medida percentual dos desvios existentes entre as frequências numéricas e os valores alvo – as frequências experimentais. Quanto às deformadas modais, a aproximação dos seus traçados foi medida através do parâmetro *MAC*, já usado anteriormente noutro contexto e apresentado na secção 3.6.4.1, que se apresenta de novo na expressão (3.20).

$$MAC = \frac{\left(\varphi_j^T \cdot \varphi_k\right)^2}{\left(\varphi_j^T \cdot \varphi_j\right) \cdot \left(\varphi_k^T \cdot \varphi_k\right)} \tag{3.20}$$

Na expressão (3.20), φ_k corresponde ao vector da deformada modal numérica, e φ_j corresponde ao vector da deformada modal experimental. O valor do parâmetro MAC varia entre 0 e 1, sendo que um valor próximo da unidade significa que as duas configurações estão muito próximas.

3.3.4.1. Modelo 1

A calibração do modelo 1 consistiu na análise modal da chaminé com base no modelo numérico construído, considerando um único valor inicial para o módulo de elasticidade da alvenaria de toda a estrutura, e a posterior comparação dos resultados obtidos, em termos de frequências e deformadas modais, com as respectivas grandezas obtidas experimentalmente.

Para dar início ao processo iterativo de calibração do modelo numérico, as características mecânicas adoptadas foram as mesmas utilizadas na análise modal preliminar efectuada aquando da preparação dos ensaios de vibração ambiental. Os valores são novamente apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Características mecânicas iniciais adoptadas para a alvenaria.

E (GPa)	***ν***	***ρ (kg/m^3)***
1.50	*0.20*	*1650*

Neste caso, o único valor a ser ajustado no processo de calibração é o do módulo de elasticidade (E), já que existe alguma confiança no valor do peso próprio (ρ), (Pallarés 2003) e (Aoki et al. 2008), e a sensibilidade dos resultados do modelo numérico à variação do coeficiente de Poisson (ν) é muito reduzida.

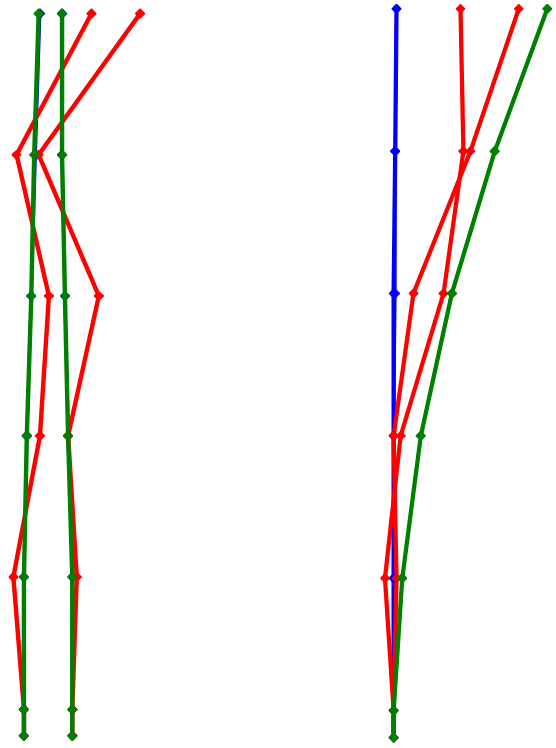
Na Tabela 3.8 são expostos os resultados finais da calibração, onde são confrontados os valores das frequências próprias da estrutura, obtidas experimental e numericamente, indicando-se ainda os valores do *MAC* para cada um dos modos. Na Tabela 3.8, encontram-se assinalados a verde os valores do erro em frequências inferiores a 5% e os valores de *MAC* superiores a 0.90, assinalando-se a vermelho os valores de erro em frequências superiores a 10% e os valores de *MAC* inferiores a 0.75.

Tabela 3.8. Comparação dos resultados experimentais e numéricos – Modelo 1.

Modelo 1					
Modos Experimentais		***Modos Numéricos***			
Modos	***Frequência (Hz)***	***Modos***	***Frequência (Hz)***	***Erro (%)***	***MAC***
1	*0.592*	***2'***	*0.577*	***2.534***	***0.626***
2	*0.608*	***1'***	*0.571*	*6.086*	***0.941***
3	*1.878*	***4'***	*1.921*	***2.290***	***0.936***
4	*1.956*	***3'***	*1.913*	***2.198***	***0.923***
5	*4.318*	***-***	-	-	-
6	*4.532*	***5'***	*4.344*	***4.148***	***0.928***
7	*7.674*	***7'***	*7.848*	***2.267***	***0.974***

Modelo 1					
Modos Experimentais		***Modos Numéricos***			
Modos	***Frequência (Hz)***	***Modos***	***Frequência (Hz)***	***Erro (%)***	***MAC***
8	*7.950*	***8'***	*7.871*	***0.994***	***0.963***
9	*11.350*	***10'***	*11.885*	***4.714***	***0.616***
10	*11.960*	***11'***	*11.913*	***0.393***	***0.683***
11	*15.670*	***14'***	*16.627*	*6.043*	***0.540***
12	*16.050*	***13'***	*16.609*	***3.483***	***0.406***
13	*17.140*	***16'***	*19.263*	***12.386***	*0.886*
14	*19.720*	***18'***	*21.839*	***10.745***	*0.830*
15	*20.440*	***17'***	*21.779*	*6.551*	***0.728***
16	*23.390*	***19'***	*26.660*	***13.980***	*0.894*
17	*24.680*	***20'***	*27.281*	***10.539***	***0.266***

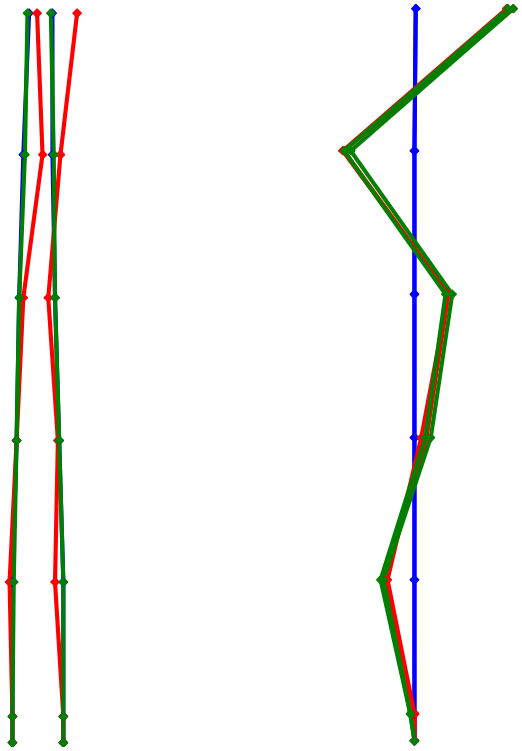
Da Figura 3.35 à Figura 3.37 são apresentados alguns exemplos dos traçados das deformadas modais obtidas experimental e numericamente (a vermelho e verde, respectivamente) sobre a geometria não deformada da chaminé, representada a azul. A confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas, para todos os modos identificados, é apresentada no Anexo A.



(a) (b)

$f_{experimental}$ =	*0.592 Hz*
$f_{numérica}$ =	*0.577 Hz*
Erro =	*2.534 %*
MAC =	*0.626*

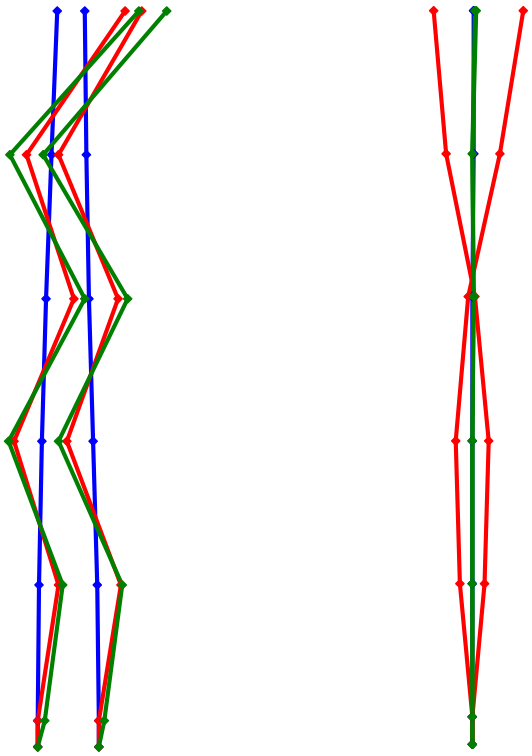
Figura 3.35. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 1 e Modo 2': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ.



(a) (b)

$f_{experimental}$ =	7.674 Hz
$f_{numérica}$ =	7.848 Hz
Erro =	2.267 %
MAC =	0.974

Figura 3.36. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 7 e Modo 7': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ.



(a) (b)

$f_{experimental}$ =	11.960 Hz
$f_{numérica}$ =	11.913 Hz
Erro =	0.393 %
MAC =	0.683

Figura 3.37. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 10 e Modo 11': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ.

O processo iterativo de calibração do modelo numérico apresentou uma convergência aceitável para as características mecânicas apresentadas na Tabela 3.9, o que corresponde a dizer que o módulo de elasticidade médio avaliado para a alvenaria assume um valor de 1.425GPa.

Tabela 3.9. Características mecânicas determinadas após a calibração do modelo 1.

E (GPa)	***ν***	***ρ (kg/m^3)***
1.425	*0.20*	*1650*

Com este valor de módulo de elasticidade, os resultados obtidos foram bons, como pode ser comprovado através da observação da Tabela 3.8, verificando-se que das primeiras 12 frequências numéricas, apenas 3 apresentam erros em relação às frequências experimentais superiores a 5%. Refira-se também que não foi possível reproduzir numericamente o 5º modo experimental identificado, possivelmente devido à grande proximidade entre as frequências de modos de igual ordem e ortogonais entre si.

Quanto aos traçados das deformadas modais, os resultados apresentaram-se igualmente bons (ver Tabela 3.8). Dos primeiros 8 modos identificados, apenas o 1º modo apresentou um valor de *MAC* inferior a 0.90 (*MAC* = 0.626).

O modelo 1 mostrou-se capaz de reproduzir o comportamento dinâmico da chaminé em estudo, nomeadamente no que se refere aos modos e (ou) componentes de flexão. De facto, com excepção do 1º modo (ver Tabela 3.8 e Figura 3.35), as componentes de flexão dos modos de vibração identificados foram bem reproduzidas numericamente (Figura 3.36 e Figura 3.37). Em relação às componentes de torção, o mesmo não poderá ser afirmado, uma vez que se sentiram algumas dificuldades em reproduzir numericamente estes efeitos (ver Figura 3.37).

3.3.4.2. Modelo 2

Após a calibração levada a cabo para o modelo 1, foi adoptada uma estratégia distinta para a calibração do modelo 2. A calibração deste modelo consistiu igualmente na realização de diversas análise modais e posterior comparação dos resultados obtidos, em termos de frequências e deformadas modais, com as respectivas grandezas obtidas experimentalmente. Contudo, neste caso, ao invés da consideração de apenas um único material constituindo a estrutura da chaminé e, consequentemente, da calibração de apenas um valor de módulo de elasticidade, foram considerados diferentes materiais com características mecânicas distintas, em correspondência com as observações efectuadas aquando da inspecção visual (ver secção *2.6.2* do capítulo 2), conduzindo à obtenção de tantos valores de módulo de elasticidade

quantos os materiais diferentes identificados. Esta consideração teve como principal objectivo traduzir de uma forma mais realista o actual estado de conservação da estrutura.

Em correspondência com as zonas identificadas de A a F na secção *2.6.2* do capítulo 2, foram criadas zonas com diferentes propriedades mecânicas na malha de elementos finitos. As fissuras indicadas na mesma secção foram também consideradas no modelo, através da consideração de fiadas de elementos finitos com módulo de elasticidade muito baixo; os seus alinhamentos foram considerados como sendo verticais no modelo numérico, sendo uma aproximação razoável do que se verificou no local. Na Figura 3.38 são indicadas as diferentes zonas consideradas no modelo numérico, incluindo as fissuras.

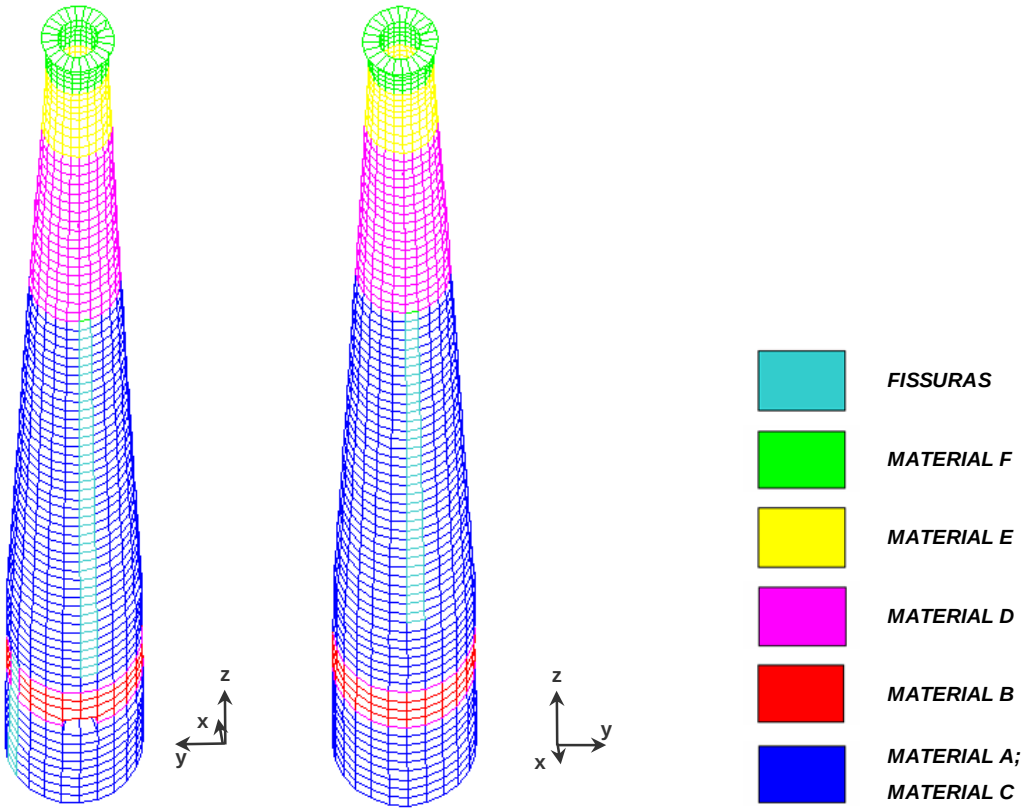


Figura 3.38. Modelo numérico da chaminé com a consideração de diferentes zonas de diferentes características mecânicas.

A calibração foi então feita tendo em consideração os diferentes materiais considerados, à luz de uma hierarquia de estado de conservação definida com base na inspecção visual e que se reflecte de uma forma directa na grandeza dos correspondentes valores de módulo de elasticidade. A hierarquia definida para os valores do módulo de elasticidade é exposta em (3.21).

$$E_A = E_C \leq E_B \leq E_D \leq E_E \leq E_F \leq E_{Fissuras} \tag{3.21}$$

Tal como no caso do modelo 1, na calibração do modelo 2 foram calculados os erros em frequências e os valores de *MAC* para permitir uma melhor comparação dos resultados numéricos com os experimentais. A análise modal foi efectuada com recurso ao programa Cast3M, com um procedimento semelhante ao usado para o modelo 1, tendo apenas como incógnitas os valores do módulo de elasticidade de cada uma das diferentes zonas.

Na Tabela 3.10 são expostos os resultados finais da calibração, onde são confrontados os valores das frequências próprias da estrutura, obtidas experimental e numericamente, indicando-se ainda os valores do *MAC* para cada um dos modos. Na Tabela 3.10, encontram-se assinalados a verde os valores do erro em frequências inferiores a 5% e os valores de *MAC* superiores a 0.90, assinalando-se a vermelho os valores de erro em frequências superiores a 10% e os valores de *MAC* inferiores a 0.75.

Tabela 3.10. Comparação dos resultados experimentais e numéricos – Modelo 2.

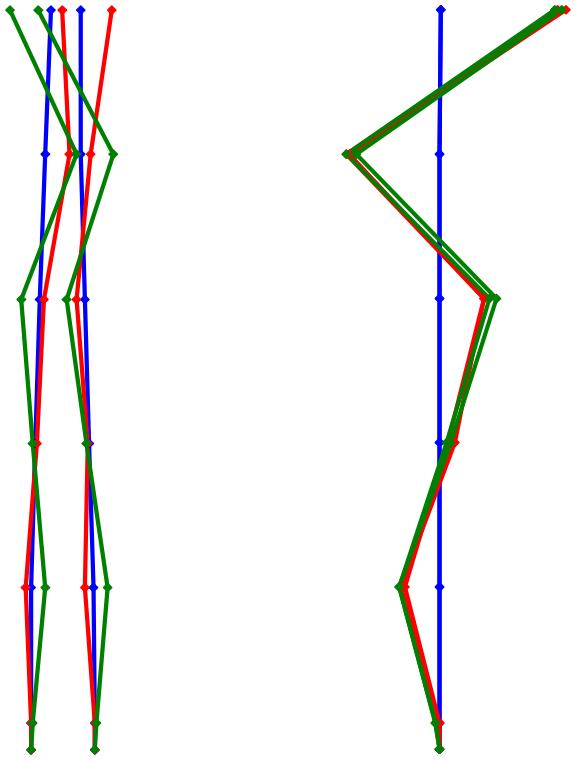
Modelo 2					
Modos Experimentais		***Modos Numéricos***			
Modos	***Frequência (Hz)***	***Modos***	***Frequência (Hz)***	***Erro (%)***	***MAC***
1	*0.592*	***2''***	*0.625*	*5.574*	***0.651***
2	*0.608*	***1''***	*0.606*	***0.329***	***0.955***
3	*1.878*	***4''***	*1.922*	***2.343***	***0.942***
4	*1.956*	***3''***	*1.893*	***3.221***	***0.920***
5	*4.318*	***6''***	*4.248*	***1.621***	*0.808*
6	*4.532*	***5''***	*4.199*	*7.348*	***0.905***
7	*7.674*	***9''***	*7.830*	***2.033***	***0.900***
8	*7.950*	***8''***	*7.740*	***2.642***	***0.914***
9	*11.350*	***12''***	*11.528*	***1.568***	***0.913***
10	*11.960*	***13''***	*11.693*	***2.232***	***0.962***
11	*15.670*	***14''***	*16.113*	***2.827***	***0.448***
12	*16.050*	***15''***	*16.330*	***1.745***	***0.718***
13	*17.140*	***17''***	*17.182*	***0.245***	***0.918***
14	*19.720*	***18''***	*20.974*	*6.359*	*0.869*
15	*20.440*	***19''***	*21.389*	***4.643***	*0.802*
16	*23.390*	***20''***	*24.384*	***4.250***	***0.929***
17	*24.680*	-	-	-	-

Da Figura 3.39 à Figura 3.41 são apresentados alguns exemplos dos traçados das deformadas modais obtidas experimental e numericamente (a vermelho e verde, respectivamente) sobre a geometria não deformada da chaminé, representada a azul. A confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas, para todos os modos identificados, é apresentada no Anexo B.

(a) (b)

$f_{experimental}$ =	0.592 Hz
$f_{numérica}$ =	0.625 Hz
Erro =	5.574 %
MAC =	0.651

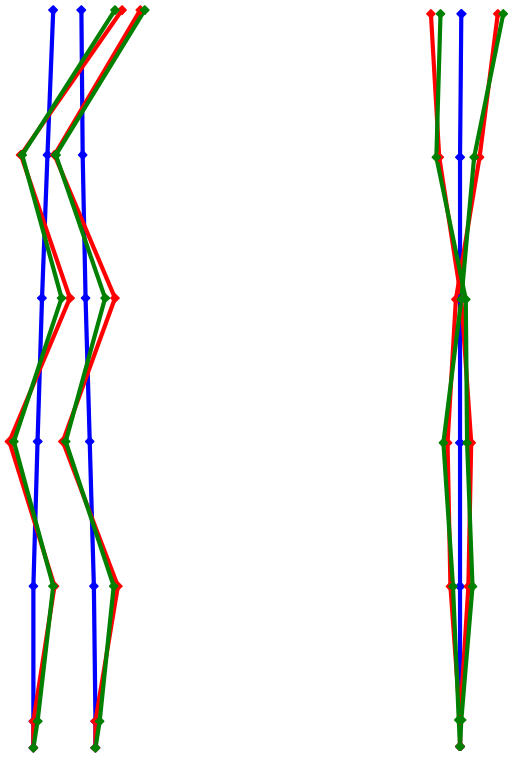
Figura 3.39. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 1 e Modo 2'': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ.



(a) (b)

$f_{experimental}$ =	7.674 Hz
$f_{numérica}$ =	7.830 Hz
Erro =	2.033 %
MAC =	0.900

Figura 3.40. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 7 e Modo 9'': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ.



(a) (b)

$f_{experimental}$ =	11.960 Hz
$f_{numérica}$ =	11.693 Hz
Erro =	2.232 %
MAC =	0.962

Figura 3.41. Confrontação das deformadas modais experimentais e numéricas – Modo 10 e Modo 13'': (a) Plano XZ; (b) Plano YZ.

Apresentam-se na Tabela 3.11 os valores dos módulos de elasticidade obtidos na calibração do modelo 2, para cada um dos diferentes materiais considerados.

Tabela 3.11. Características mecânicas determinadas após a calibração do modelo 2.

Material	***E (GPa)***	***ν***	***ρ (kg/m^3)***
A	*1.80*	*0.20*	*1650*
B	*1.60*		
C	*1.80*		
D	*1.00*		
E	*1.40*		
F	*0.60*		
Fissuras	*0.30*		

Os resultados obtidos com a calibração do modelo 2 foram muito positivos, tendo sido, inclusivamente, mais próximos dos resultados experimentais do que os obtidos com o modelo 1. De facto, e observando a Tabela 3.10, verifica-se que de todos os modos de vibração identificados apenas 3 apresentam erros em frequências superiores a 5%, sendo que todos eles são inferiores a 10%.

Em relação ao MAC, apenas 3 modos apresentam valores inferiores a 0.75, sendo que dos restantes apenas 3 não estão acima de 0.90, o que é manifestamente positivo. Este facto deve-se não só à consideração de materiais diferentes na estrutura da chaminé, mas sobretudo devido à consideração das fissuras como fiadas de elementos finitos com baixo módulo de elasticidade, o que confere ao modelo 2 uma maior capacidade de reproduzir os efeitos de torção que o modelo 1 não reproduzia, sem prejuízo para os efeitos de flexão. Este facto está bem patente nas deformadas ilustradas, da Figura 3.39 à Figura 3.41. Estas figuras, quando confrontadas com as deformadas modais dos modos correspondentes, referentes ao modelo 1 (Figura 3.35 a Figura 3.37), demonstram que as componentes de flexão são bem captadas pelos dois modelos; já as componentes de torção apenas são captadas pelo modelo 2 (Figura 3.37 e Figura 3.41). O modelo 2 mostrou-se assim mais capaz de reproduzir o comportamento dinâmico da estrutura, em relação ao modelo 1.

3.4. CONCLUSÕES

A caracterização mecânica da chaminé foi efectuada através da realização de ensaios dinâmicos de vibração ambiental. Após a exposição de alguns conceitos teóricos que serviram de base a esta fase do trabalho, foram apresentados os detalhes dos ensaios realizados, sublinhando-se a importância de uma boa preparação dos ensaios para o sucesso da operação. Para proceder a essa preparação, foi efectuada uma análise modal numérica preliminar, com base num modelo numérico previamente construído e em características mecânicas médias encontradas na bibliografia. Os resultados desta análise permitiram decidir quais as posições e orientações mais adequadas para os acelerómetros que realizaram as leituras.

Os resultados dos ensaios foram expostos, apresentando-se as técnicas de processamento de sinal utilizadas com vista à minimização de erros. Mostrou-se de que forma foi possível reduzir o tempo de aquisição de dados no ensaio sem prejuízo dos resultados, recorrendo à aplicação de janelas de dados e utilizando uma sobreposição de 66.7% dessas janelas com recurso ao programa ARTeMIS. Com o mesmo programa, foi feita uma pré-selecção dos modos de vibração da estrutura, recorrendo às funções dos auto-espectros, às funções da amplitude da densidade espectral cruzada, às funções do ângulo de fase e às funções de coerência.

Os modos foram posteriormente identificados através do método avançado da decomposição no domínio da frequência. Este método baseia-se num conceito matemático de factorização de matrizes em valores e vectores singulares, o que permite ultrapassar as principais desvantagens do método clássico da amplitude de pico. Assim, tornou-se possível a identificação de modos com frequências próximas, bem como a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento modais. Ao mesmo tempo, a utilização deste método permitiu que a

determinação das frequências naturais da estrutura não fosse limitada pela resolução em frequências das funções de densidade espectral de potência.

Uma vez obtidos os resultados dos ensaios, foi calibrado o modelo numérico desenvolvido, tendo como objectivo aproximar as frequências e deformadas modais obtidas numericamente, das obtidas por vias experimental. Foram utilizadas duas estratégias distintas, tendo-se calibrado o modelo 1, constituído por apenas um tipo de material, e o modelo 2, constituído por vários materiais de características diferentes, em concordância com os registos efectuados aquando da inspecção visual da chaminé e apresentados no capítulo 2. Neste modelo 2 foram também modeladas as fissuras existentes na estrutura, através da consideração de fiadas verticais de elementos finitos de módulo de elasticidade muito baixo. Os resultados da calibração revelaram-se bastante bons em ambos os casos, com os modelos 1 e 2 a reproduzirem bem a resposta dinâmica da chaminé. Contudo, verificou-se a importância da consideração dos dados recolhidos na inspecção visual, juntamente com os recolhidos nos ensaios dinâmicos, uma vez que o modelo 2 conseguiu reproduzir ainda melhor o comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente no que respeita aos efeitos de torção, não reproduzidos no modelo 1. A principal causa desta diferença de comportamento prende-se, principalmente, com a simulação das fissuras existentes e que influenciam a resposta da estrutura.

Estas conclusões sublinham a importância das acções de inspecção visual e do seu registo para uma boa percepção do estado das estruturas, constituindo um precioso auxílio na definição das características dos modelos de análise estrutural.

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DA ALVENARIA DE TIJOLO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é apresentada a metodologia seguida na simulação numérica do comportamento não linear da alvenaria de tijolo que constitui a estrutura da chaminé alvo deste estudo, em particular na calibração das curvas de comportamento tendo em vista a sua implementação no estudo numérico da resposta sísmica da chaminé e considerando o seu comportamento não linear.

A alvenaria é um material compósito cuja resposta até à rotura é caracterizada por um manifesto comportamento não linear. A importância da simulação numérica deste efeito, em oposição à consideração de um comportamento linear elástico, deve por isso ser avaliada. Uma vez que não estava no âmbito do presente trabalho a realização de ensaios complementares aos ensaios dinâmicos de vibração ambiental, apresentados no capítulo 3, as leis de comportamento da alvenaria de tijolo utilizadas foram obtidas através da pesquisa em bibliografia especializada. A informação recolhida é apresentada neste capítulo, sendo dado especial destaque àquela cuja aplicação se verificou mais adequada à estrutura em estudo.

Com base nesses dados foi introduzida a não linearidade material nos 2 modelos apresentados no capítulo anterior (*modelo 1* e *modelo 2*) através da consideração de um modelo de dano contínuo (Faria 1994). Este modelo, originalmente concebido para a simulação do comportamento sísmico de barragens de betão, foi já utilizado com o fim de avaliar a resposta sísmica de estruturas de alvenaria de pedra (Silva 2008), tendo-se obtido resultados prometedores. A calibração deste modelo foi feita procurando aproximar, tanto quanto possível, as leis de comportamento uniaxiais numéricas do modelo das obtidas na bibliografia consultada.

4.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA DE TIJOLO

4.2.1. Enquadramento

O uso da alvenaria como material estrutural remonta à antiguidade, existindo inúmeros exemplos preservados pela história ao longo de todo o mundo. Actualmente crê-se que o mais antigo exemplar da construção em alvenaria de pedra se situa junto do lago Hullen, em Israel, e data de 9000 a 8000 A.C. (Lourenço 1996). Desde então, o desenvolvimento civilizacional fez com que proliferassem as mais variadas edificações em alvenaria, desde a Grande Muralha da China (Figura 4.1), ao Coliseu de Roma (Figura 4.2), passando por pontes (Figura 4.3) ou por malhas urbanas (Figura 4.4), representando todos eles valiosos exemplares do testemunho histórico e cultural que sobreviveu até aos nossos dias.

Figura 4.1. Grande Muralha da China.

Figura 4.2. Coliseu de Roma, em Itália.

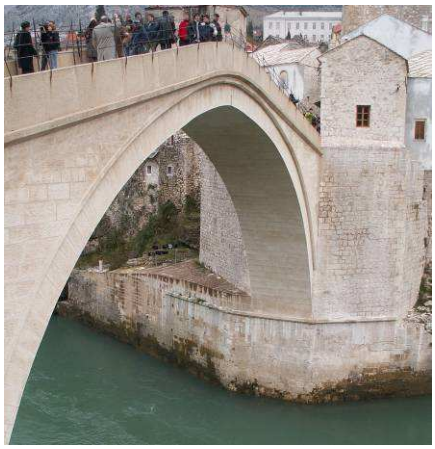


Figura 4.3. Ponte de Mostar, na Bósnia e Herzegovina.

Figura 4.4. Centro histórico da cidade do Porto.

Com o aparecimento e desenvolvimento do betão armado durante a primeira metade do século XX, o uso da alvenaria (de pedra ou tijolo) diminuiu. Actualmente a sua utilização enquanto material estrutural é muito reduzida, sendo usada principalmente em paredes divisórias não estruturais. Este facto levou a um progressivo abandono das técnicas e dos conhecimentos

tradicionais da construção em alvenaria resistente, com reflexo directo nas instituições de ensino de engenharia, onde a alvenaria enquanto material estrutural assume uma reduzida importância. Uma vez que grande parte das estruturas de alvenaria são estruturas antigas, a principal consequência desta falta de conhecimento é o crescente desinteresse e o desrespeito pelo património edificado, verificando-se cada vez mais intervenções desadequadas, intrusivas, muitas das vezes desrespeitando as cartas internacionais, como a carta de Cracóvia (2000) ou a carta de Veneza (1964) e outros documentos com recomendações para as intervenções no património edificado (ICOMOS 2004).

De facto, os engenheiros deparam-se com algumas dificuldades ao encarar este material, existindo actualmente enormes lacunas no conhecimento disponível no mercado prendendo-se nomeadamente com o desconhecimento: das características mecânicas da alvenaria (como o módulo de elasticidade e tensões últimas, por exemplo), do seu comportamento face a acções horizontais (como a acção sísmica) e de metodologias e técnicas de intervenção adequadas às características deste material.

Na verdade, a determinação das propriedades mecânicas da alvenaria não é uma tarefa fácil. O comportamento da alvenaria é fortemente influenciado pelas propriedades das pedras ou tijolos, da argamassa e por factores muitas vezes de difícil controlo relacionados com a sua execução. Estes factores, variando individualmente ou em conjunto, podem causar diferenças nas propriedades de alvenarias de diferentes zonas, inclusive num mesmo país (Binda et al. 1988).

Contudo, actualmente existem diversos mecanismos de avaliação das características mecânicas da alvenaria, *in situ* ou em laboratório, de uma forma quantitativa ou qualitativa. Os ensaios dinâmicos de vibração ambiental, documentados no capítulo 3, são um bom exemplo de como obter informação quantitativa interessante, tal como também é possível constatar nos trabalhos de (Neves 2004), (Costa 2002), (Marques 2007), (Aoki et al. 2008) ou (Gentile e Saisi 2007).

Também os ensaios com macacos planos são um bom exemplo de como determinar de forma quantitativa e *in situ* as propriedades mecânicas de uma alvenaria. Os trabalhos realizados por (Miranda et al. 2009), (Gregorczyk e Lourenço 2000), (Pagaimo 2004), (Binda et al. 2000), (Binda e Saisi 2001) e (Binda et al. 2003) são bons exemplos de como se podem usar estas técnicas, dos resultados que se podem obter e da forma como estas podem ser combinadas com outros ensaios qualitativos, como sejam os ensaios sónicos, termográficos ou por radar.

A investigação no domínio do comportamento das alvenarias tem vindo a sofrer uma evolução bastante positiva nos últimos anos, com muitos trabalhos publicados como resultado de extensas campanhas de ensaios laboratoriais e/ou *in situ*. Uma vez que não estava contemplada, no âmbito deste trabalho, a realização de ensaios que permitissem a caracterização do comportamento não linear da alvenaria da chaminé, foram pesquisados

trabalhos já efectuados e publicados sobre este tema. A informação recolhida foi utilizada juntamente com os resultados obtidos através dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental (ver capítulo 3) de forma a caracterizar completamente o comportamento da alvenaria da chaminé em estudo, desde a sua fase elástica até à rotura. Refira-se ainda que no presente capítulo serão abordados estudos e apresentados resultados, essencialmente relacionados com o comportamento da alvenaria de tijolo, uma vez que é este o material da estrutura da chaminé objecto de estudo no presente trabalho.

4.2.2. Compressão Uniaxial

A alvenaria é um material com baixa resistência à tracção, associada a uma rotura frágil. Esta característica faz com que este tipo de estrutura seja concebida de modo a resistir essencialmente a esforços de compressão. De facto, o comportamento da alvenaria sujeita a compressão, em particular compressão uniaxial, tem sido um assunto muito estudado nos últimos anos. Apesar da compressão uniaxial ser um caso particular de um estado multiaxial complexo, trata-se do caso mais típico de carregamento neste tipo de estruturas, e portanto abordado com mais detalhe na regulamentação vigente (CEN 2004).

O comportamento da alvenaria à compressão é tipicamente não linear até à rotura. A resposta da alvenaria está intimamente ligada às características dos materiais que a constituem (blocos e juntas), assim como à sua capacidade resistente e modo de rotura. Geralmente, a alvenaria é constituída por blocos (tijolos) mais rígidos que a argamassa que constitui as juntas. Quando a alvenaria é sujeita a esforços de compressão, as juntas de argamassa menos rígidas tendem a expandir lateralmente mais do que os blocos, dada a sua menor rigidez, desenvolvendo-se tensões de corte que confinam lateralmente o material das juntas na ligação entre os blocos. Esta interacção entre os blocos e as juntas resulta num estado de tensão na argamassa das juntas de compressão triaxial, enquanto que os blocos apenas se encontram comprimidos da direcção de aplicação da carga, instalando-se tensões de tracção nas restantes duas direcções (Figura 4.5 e Figura 4.6). A existência destes esforços de tracção é responsável pelo aparecimento de fissuras verticais nos blocos da alvenaria, o que, segundo vários autores como (Naraine e Sinha 1989), (Binda et al. 2000), (da Porto 2005) e (Kaushik et al. 2007), constitui o modo de rotura das alvenarias constituídas por blocos mais rígidos do que a argamassa das juntas (Figura 4.7).

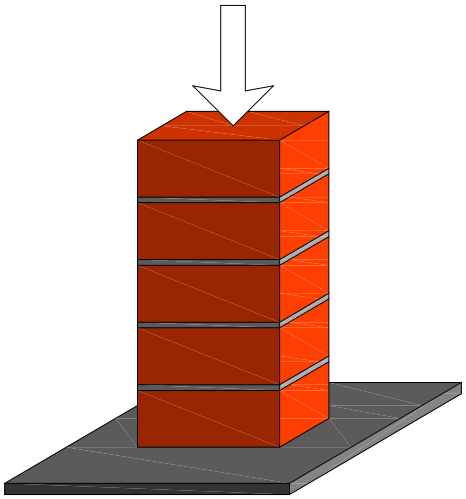


Figura 4.5. Provete de alvenaria comprimido.

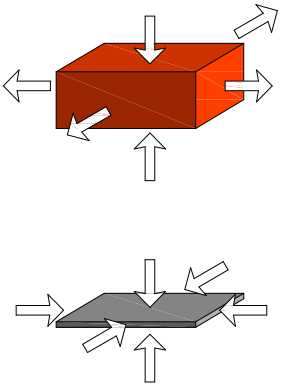


Figura 4.6. Estado de tensão no bloco e argamassa da junta.

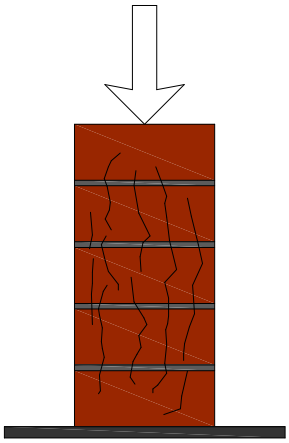


Figura 4.7. Modo de rotura da alvenaria.

Os dados anteriormente expostos ilustram bem a dependência que existe entre as características dos elementos que constituem a alvenaria (blocos e argamassa das juntas) e o seu comportamento global conjunto, quer em termos de resistência última, quer em termos de modos de rotura. Como tal, existem diversas expressões empíricas, baseadas em extensas campanhas de ensaios, que permitem avaliar os parâmetros mecânicos da alvenaria, nomeadamente a sua resistência e rigidez, com base nos respectivos parâmetros dos seus elementos constituintes.

4.2.2.1. Tensão Resistente de Compressão da Alvenaria

O conhecimento do valor da tensão resistente de compressão da alvenaria ($f_m^{'}$) é essencial em qualquer estudo, seja de uma estrutura existente, ou de uma estrutura nova a ser projectada. Existem várias fórmulas empíricas que permitem avaliar o seu valor através da resistência dos blocos e da argamassa das juntas. Segundo o Eurocódigo 6 (CEN 2004), o valor de $f_m^{'}$, em MPa, pode ser avaliado de acordo com a seguinte expressão:

$$f_m^{'} = K\ f_b^{\alpha}\ f_j^{\beta} \qquad (4.1)$$

onde:

K é uma constante que varia entre 0.40 e 0.60, dependendo do tipo de bloco, do tipo de argamassa, da direcção de carregamento e da configuração das juntas;

f_b é o valor da tensão resistente dos blocos (MPa);

f_j é o valor da tensão resistente da argamassa das juntas (MPa);

α é uma constante, de valor igual a 0.65;

β é uma constante, de valor igual a 0.25.

Segundo estes pressupostos, existem diversas alternativas propostas por outros autores, que se afiguram com alternativas ao uso da expressão (4.1) proposta pelo Eurocódigo 6. Num trabalho realizado por (Kaushik et al. 2007), onde são estudadas algumas características mecânicas da alvenaria de tijolo, é utilizada a mesma expressão proposta pelo Eurocódigo 6 mas são propostos valores diferentes para as constantes K, α e β, de acordo com a expressão (4.2).

$$f_m^{'} = 0.63\, f_b^{0.49}\, f_j^{0.32} \tag{4.2}$$

Os diferentes valores propostos em (Kaushik et al. 2007) para as constantes K, α e β resultam da calibração da expressão genérica (4.1) com base num número finito de ensaios experimentais, o que forçosamente conduz a valores distintos, dada a elevada variabilidade de características mecânicas da alvenaria de tijolo. Note-se que em ambas as expressões, o valor de α é superior ao valor de β, o que significa que o valor da tensão resistente de compressão da alvenaria, $f_m^{'}$, é mais sensível à variação da tensão resistente de compressão do tijolo, f_b, do que da argamassa das juntas, f_j.

Outra expressão (4.3) que permite calcular o valor de $f_m^{'}$ é a proposta pelo (MSJC 2002):

$$f_m^{'} = A\left(400 + B\, f_b\right) \quad (psi) \tag{4.3}$$

onde:

A é uma constante cujo valor depende do grau de conhecimento do material;

B é uma constante que varia entre 0.20 e 0.25, dependendo do traço da argamassa;

f_b é o valor da tensão resistente dos blocos (psi);

Regista-se ainda a expressão (4.4), proposta por (Bennet et al. 1997), calibrada com base em ensaios experimentais em provetes de alvenaria de tijolo furado.

$$f_m^{'} = 0.30\, f_b \tag{4.4}$$

Os principais atractivos desta expressão são também as suas mais notórias limitações, e prendem-se com a sua extrema simplicidade. O facto de apenas considerar o valor da tensão resistente dos blocos limita o seu uso, uma vez que não contabiliza a influência da eventual presença de argamassas com características extremas, muito fracas ou muito fortes. Ainda assim, a sua aplicação pode fornecer informações interessantes em casos onde os dados sejam escassos, resumindo-se ao conhecimento da tensão resistente dos blocos. De referir ainda que os autores limitam a utilização da expressão (4.4) a alvenarias cujo valor de $f_m^{'} > 1.0\, MPa$.

Da análise das expressões expostas anteriormente, é possível constatar que, ao contrário do que empiricamente se tende a interpretar, a tensão resistente de compressão da alvenaria, nem sempre fica compreendida entre os valores da tensão resistente de compressão dos blocos e da argamassa. De facto, existem diversos casos em que tal pressuposto não se verifica, nomeadamente quando as tensões resistentes e rigidez dos blocos e da argamassa são comparáveis. Ensaios realizados por (Kaushik et al. 2007) demonstram que apenas quando a argamassa possui um traço muito fraco, e consequentemente rigidez e tensão resistente baixas, o valor da tensão resistente de compressão da alvenaria se situa entre as tensões resistentes dos blocos e da argamassa (Figura 4.8). Caso contrário, a tensão resistente de compressão da alvenaria é inferior a ambas as tensões resistentes, quer dos blocos, quer da argamassa (Figura 4.9).

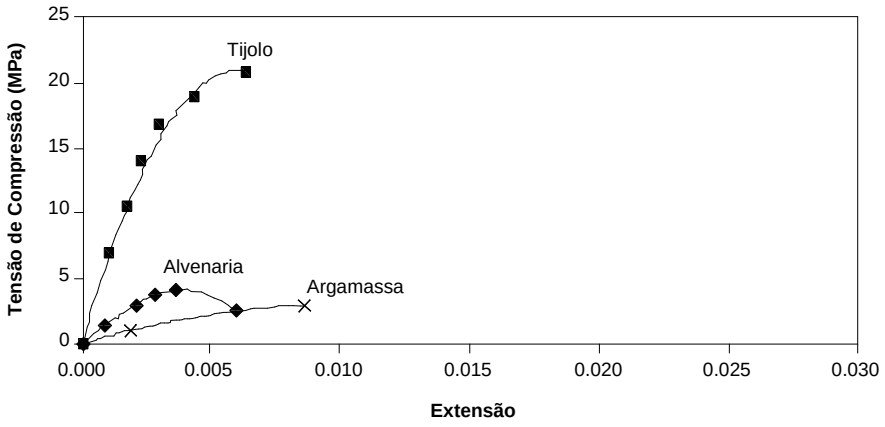


Figura 4.8. Curvas experimentais de tensão-extensão para tijolos, cubos de argamassa cimentícia de traço 1:6 e provetes de alvenaria (Kaushik et al. 2007).

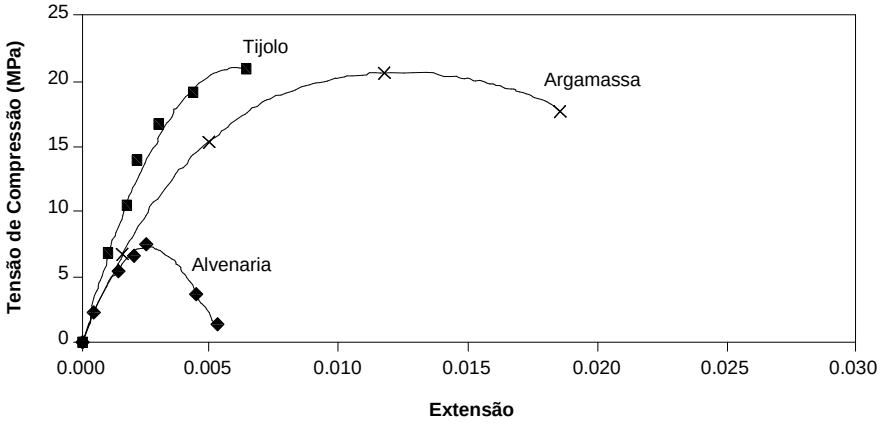


Figura 4.9. Curvas experimentais de tensão-extensão para tijolos, cubos de argamassa cimentícia de traço 1:3 e provetes de alvenaria (Kaushik et al. 2007).

4.2.2.2. Módulo de Elasticidade

A observação de curvas de comportamento da alvenaria à compressão obtidas experimentalmente, como é o caso das ilustradas na Figura 4.8 e na Figura 4.9, permite concluir que existe uma relação entre o valor da tensão resistente de compressão da alvenaria ($f_m^{'}$) e o valor do seu módulo de elasticidade (E_m). Esta relação tem sido notada e explorada por diversos autores, existindo algumas expressões que permitem relacionar linearmente ambas as grandezas.

Segundo o Eurocódigo 6 (CEN 2004), o valor de E_m pode ser avaliado de acordo com a seguinte expressão:

$$E_m = 1000\, f_m^{'} \tag{4.5}$$

Esta expressão tem vindo a ser contestada por alguns autores, sob o argumento de que apresenta uma relação conservativa entre o valor do módulo de elasticidade, E_m, e o valor da tensão resistente de compressão da alvenaria, $f_m^{'}$. Esta observação prende-se com o facto de que, segundo a equação (4.5), a um dado valor de E_m corresponde um valor de $f_m^{'}$ inferior ao de outras expressões alternativas. Deste modo, as expressões encontradas noutros documentos propõem avaliações em certa medida mais realistas e menos conservativas, ou seja, mais adequadas a uma avaliação das características mecânicas de uma estrutura existente do que propriamente à definição de características de uma estrutura nova, a projectar. Assim, de acordo com (MSJC 2002), o valor de E_m pode ser avaliado através da expressão (4.6).

$$E_m = 700\, f_m^{'} \tag{4.6}$$

Resista-se ainda a expressão (4.7), apresentada em (FEMA 1997) e (Kaushik et al. 2007), que representa uma outra proposta de avaliação do valor de E_m.

$$E_m = 550\, f_m^{'} \tag{4.7}$$

A existência das referidas expressões, entre outras, e a variabilidade de valores que evidenciam, apenas confirmam a grande dispersão que pode ser encontrada ao nível das propriedades mecânicas da alvenaria. De facto, mesmo nos casos em que os diferentes provetes de alvenaria possuem blocos (tijolos) e argamassa com características semelhantes, os resultados obtidos em ensaios apresentam uma dispersão assinalável, como se pode observar na Figura 4.10. Neste estudo realizado por (Kaushik et al. 2007), foram ensaiados 84 provetes de alvenaria de tijolo, de características semelhantes, fazendo variar apenas o traço da argamassa (Figura 4.10). As diferenças visíveis na Figura 4.10 têm origem em factores muito difíceis de controlar relacionados com a execução da alvenaria, com as irregularidades e eventuais vazios presentes nas juntas, entre outros, para além da variabilidade intrínseca das propriedades mecânicas dos próprios constituintes da alvenaria: blocos e argamassa das juntas.

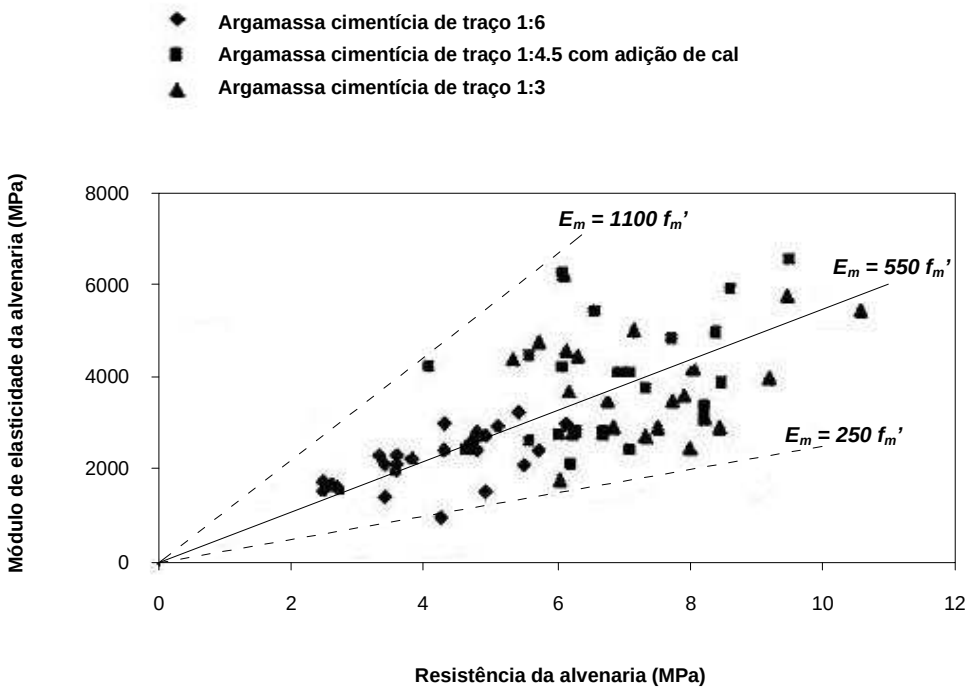


Figura 4.10. Variação do módulo de elasticidade de provetes de alvenaria, em função da sua tensão resistente à compressão (Kaushik et al. 2007).

4.2.2.3. Curva de Comportamento Monotónico

O conhecimento das características da curva de comportamento da alvenaria de tijolo é um dado essencial para o presente trabalho, uma vez que será o ponto de partida para a calibração do comportamento não linear material da chaminé em estudo. Com esse objectivo, foi então feita uma pesquisa na bibliografia especializada.

Na regulamentação aplicável, nomeadamente no Eurocódigo 6 (CEN 2004), não é proposta qualquer curva de comportamento para a alvenaria em compressão uniaxial, sendo apenas dada a indicação do típico traçado da curva tensão-extensão, bem como dos diagramas idealizados parábola-rectangulo (Figura 4.11). Chama-se desde já à atenção para as semelhanças entre o traçado das curvas propostas para a alvenaria com as correspondentes curvas do betão.

Para além do traçado tipo do diagrama tensão-extensão da alvenaria comprimida uniaxialmente, o Eurocódigo 6 indica ainda que o módulo de elasticidade obtido através da curva deve ser calculado através da secante que passa a 1/3 da tensão máxima (Figura 4.11). (Binda et al. 1988) refere que a alvenaria de tijolo, quando comprimida uniaxialmente, responde em regime linear elástico até 30% da tensão máxima, o que não difere muito da proposta do EC6. Num trabalho realizado por (Oliveira 2003), constata-se que os provetes de alvenaria de tijolo ensaiados à compressão uniaxial mantêm a sua rigidez inicial até uma tensão que varia entre 21% e 35% da tensão de pico atingida nesses ensaios. Por sua vez, (Kaushik et al. 2007) referem que a resposta em regime linear elástico acontece até uma tensão de valor igual 33% da tensão máxima, tal como proposto pelo EC6, o que mostra que existe alguma unanimidade dos autores em relação a este aspecto.

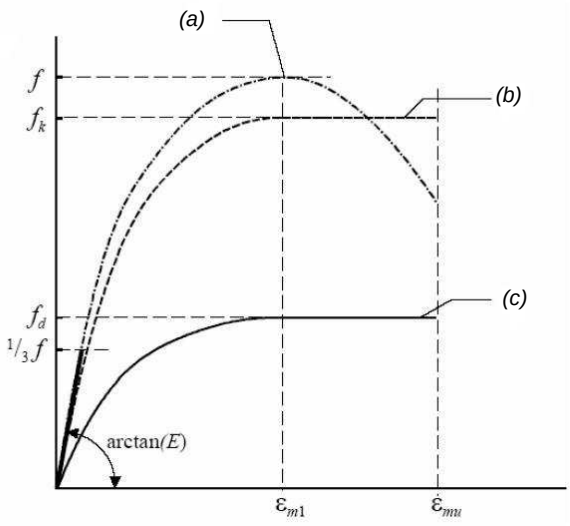


Figura 4.11. (a) Aspecto típico da curva de comportamento da alvenaria à compressão; (b) Diagrama idealizado (parábola-rectangulo) para valores característicos; (c) Diagrama idealizado (parábola-rectangulo) para valores de cálculo (CEN 2004).

Uma das alternativas para a definição da curva de comportamento da alvenaria comprimida uniaxialmente é a proposta por (Naraine e Sinha 1989). Com base numa série de ensaios de provetes de alvenaria de tijolo *entalhado*[a] e argamassa de cimento (traço 1:5), (Naraine e Sinha 1989) propuseram a expressão (4.8) para o ajuste da curva de comportamento.

$$\sigma = \beta \cdot \frac{\varepsilon}{\alpha} \cdot e^{1-(\varepsilon/\alpha)} \tag{4.8}$$

onde:

σ é o rácio da tensão normalizada $\left(f_m / f_m^{'}\right)$;

ε é o rácio da extensão normalizada $\left(\varepsilon_m / \varepsilon_m^{'}\right)$;

$f_m^{'}$ é o valor da tensão resistente de compressão da alvenaria;

$\varepsilon_m^{'}$ é o valor da extensão correspondente à tensão resistente de compressão da alvenaria;

$\alpha = \left(0.85 \cdot \beta + 0.15\right)$ e $\beta = 1$ para as condições normais de carregamento.

Entenda-se por condições normais de carregamento a situação em que a aplicação da carga é feita perpendicularmente às principais juntas de assentamento (Figura 4.12). No mesmo trabalho, (Naraine e Sinha 1989) propõem outros valores para as constantes α e β, para o caso do carregamento ser perpendicular ao anteriormente referido e ilustrado na Figura 4.12. No entanto, por não possuírem interesse específico para o presente trabalho, serão omitidos.

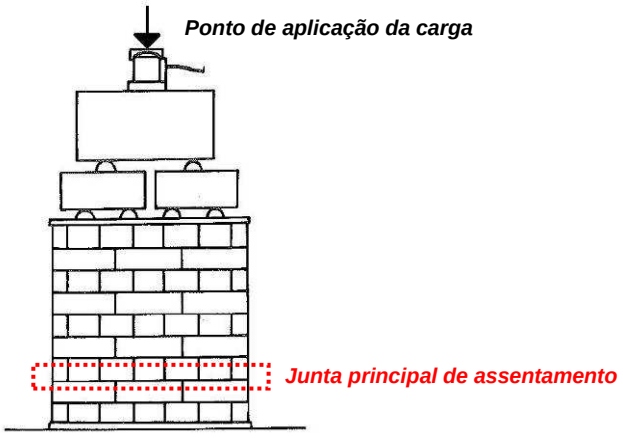


Figura 4.12. Esquema de aplicação de carga (Naraine e Sinha 1989).

[a] Entende-se por tijolos *entalhados* aqueles que possuem uma ligeira depressão (entalhe) numa das suas faces maiores, que representa uma redução máxima de 25% do seu volume. Na literatura Inglesa são denominados de *frogged bricks*.

A curva providenciada pela equação (4.8) permite um bom ajuste aos resultados dos ensaios efectuados por (Naraine e Sinha 1989), ou seja, para provetes de alvenaria com tensões máximas resistentes de cerca de 5MPa (Figura 4.13), constituída por tijolos *entalhados* e argamassa de cimento.

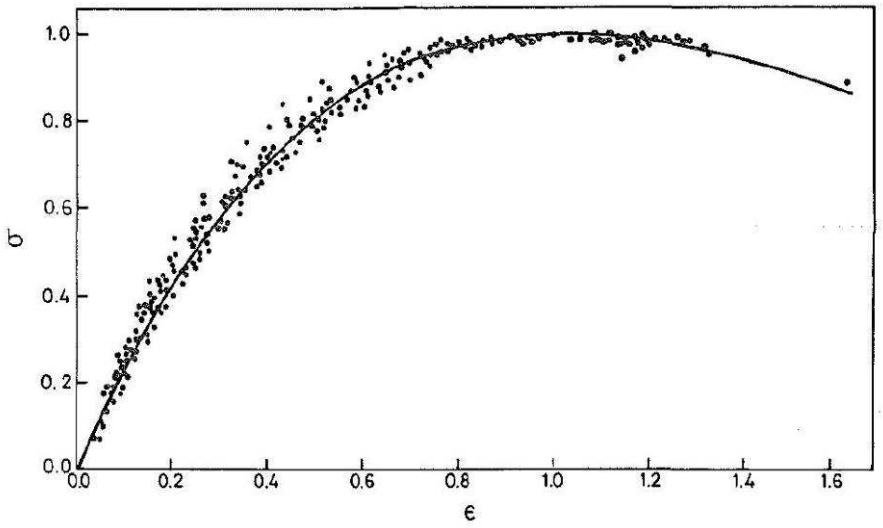


Figura 4.13. Ajuste da curva dada pela equação (4.8) aos resultados dos ensaios (Naraine e Sinha 1989).

Uma outra abordagem, já adoptada por diversos autores, consiste na utilização do modelo Kent-Park modificado (Priestley e Elder 1983), uma adaptação do modelo inicialmente desenvolvido por (Kent e Park 1971), com vista à sua aplicação em alvenaria, confinada ou não confinada, de blocos de betão.

Refira-se que o trabalho original se trata de um modelo que recolheu uma aceitação muito positiva pela comunidade científica, tendo-se reflectido no número de trabalhos posteriores que recorrem ao seu uso com sucesso, quer no caso do betão armado, como (Paulay e Priestley 1992) ou (Vila Pouca 2001), quer no caso da alvenaria, como o já referido (Priestley e Elder 1983) ou (Ewing e Kowalsky 2004).

O modelo de Kent-Park modificado é constituído por três ramos (Figura 4.14): um ramo parabólico crescente inicial que representa o comportamento do material até atingir a tensão máxima resistente, um ramo linear descendente que caracteriza o decaimento de tensão até ao último ramo correspondente a um patamar horizontal para uma tensão de 20% da máxima tensão resistente. A Figura 4.14 ilustra o modelo de Kent-Park modificado, expondo também as expressões que definem cada um dos ramos do modelo.

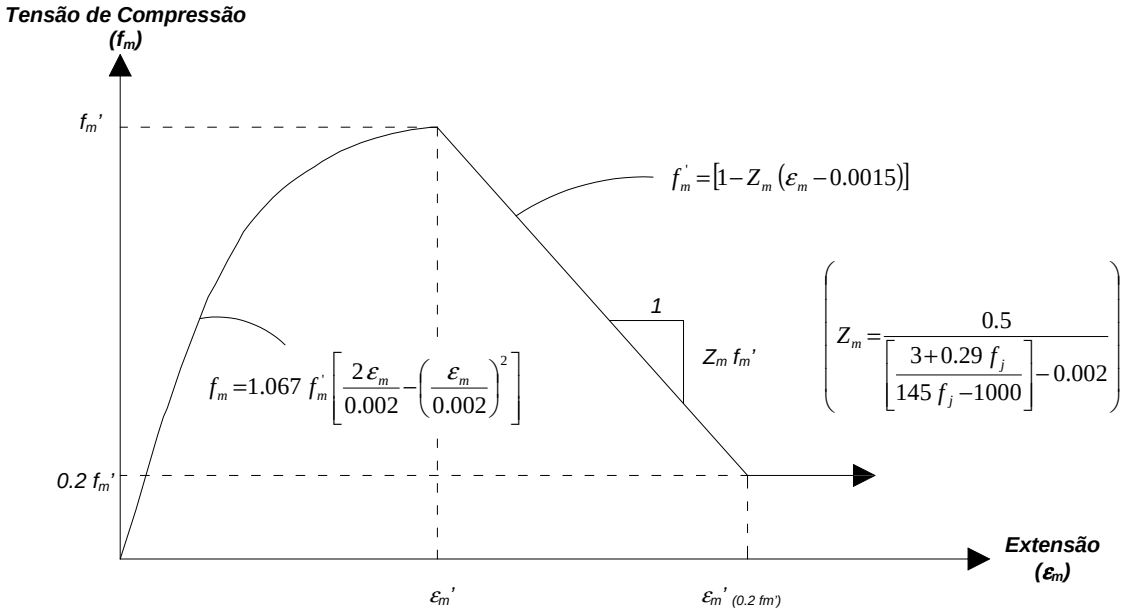


Figura 4.14. Modelo de Kent-Park modificado (Priestley e Elder 1983).

Com base no modelo Kent-Park original, (Kaushik et al. 2007) propuseram um outro modelo que permite obter a curva de comportamento da alvenaria quando sujeita a compressão uniaxial. Estes autores efectuaram a calibração do modelo com base em vários ensaios de compressão uniaxial de provetes de alvenaria de tijolo maciço, fazendo variar o tipo de argamassa usada; foram usadas argamassas cimentícias com vários traços, e ainda argamassa cimentícia com adição de cal. Esta campanha experimental revela-se bastante interessante para o presente trabalho, uma vez que os provetes de alvenaria testados possuem características semelhantes às da chaminé em estudo, nomeadamente a baixa rigidez e resistência, assunto que será adiante detalhado com mais profundidade.

Com base nos resultados dos ensaios realizados, e tendo como ponto de partida o modelo de Kent-Park original, (Kaushik et al. 2007) propuseram o modelo que se ilustra na Figura 4.15. O modelo de Kaushik é constituído por três ramos, um primeiro ramo parabólico ascendente, um segundo ramo linear descendente e, por fim, um ramo em patamar correspondendo a uma tensão residual de 20% da tensão resistente máxima. Contudo, existem algumas diferenças entre este modelo e o modelo Kent-Park modificado, que aqui se expõem.

Em primeiro lugar, a forma do ramo inicial parabólico difere entre os dois modelos, sendo essa diferença o reflexo dos diferentes coeficientes usados nas duas equações (ver Figura 4.14 e Figura 4.15). De facto, o modelo de Kaushik recupera a expressão do modelo Kent-Park original para o ramo inicial parabólico, cuja expressão é indicada na Figura 4.15. Também o prolongamento do ramo parabólico até uma zona descendente da curva de comportamento consiste numa diferença importante em relação ao modelo de Kent-Park modificado. Estas duas diferenças aqui enumeradas conduzem, na prática, a uma “maior rigidez” do modelo de Kent-

Park modificado, principalmente quando se pretende simular o comportamento de alvenarias de baixa resistência, e a uma transição do pré para o pós pico mais brusca, tal como é ilustrado na Figura 4.16. Apesar do que foi referido, o modelo de Kent-Park modificado consegue uma aproximação bastante boa à curva experimental. Por fim, refira-se que a possibilidade de contabilizar o efeito da presença de cal na argamassa é uma novidade no modelo de Kaushik.

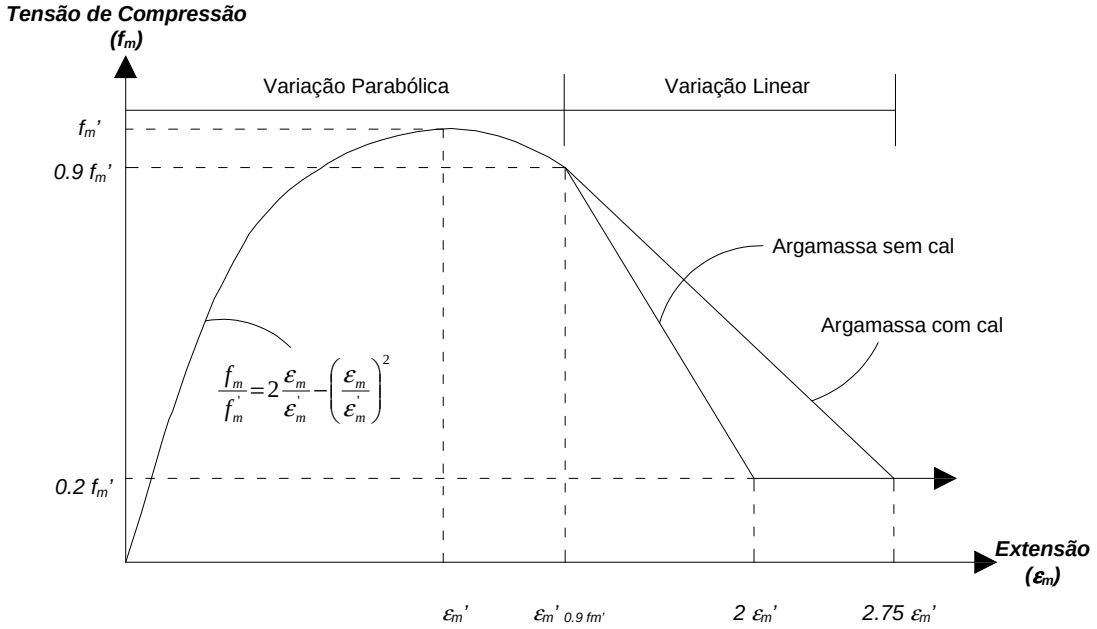


Figura 4.15. Modelo proposto por (Kaushik et al. 2007) para a definição das curvas de comportamento da alvenaria.

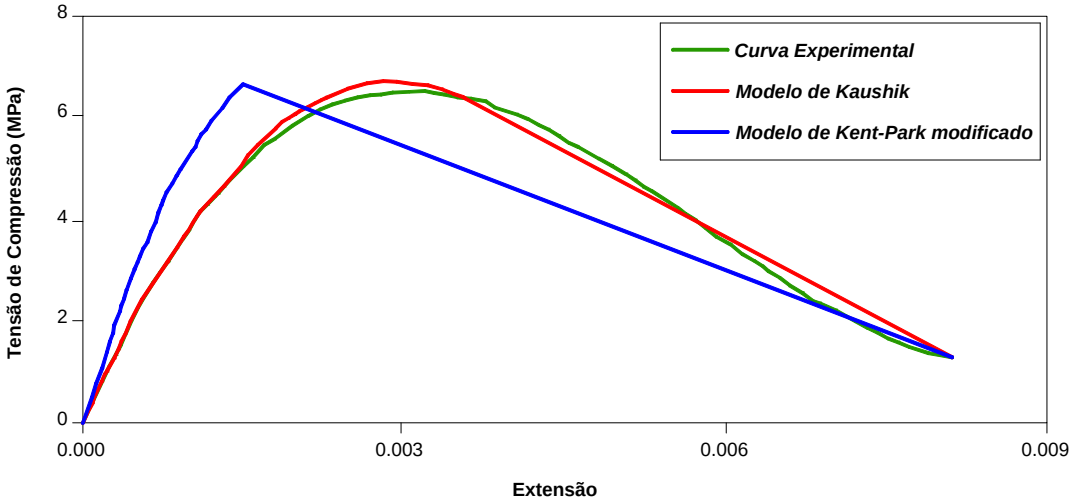


Figura 4.16. Comparação do modelo de Kaushik com o modelo Kent-Park modificado (Kaushik et al. 2007).

Contudo, a aplicação directa do modelo de Kaushik, segundo as equações expostas na Figura 4.15, parte do pressuposto de que é conhecido o valor da extensão de pico $\varepsilon_m^{'}$. Para que as referidas equações possam ser aplicadas, (Kaushik et al. 2007) propõem as expressões (4.9) e (4.10) para a obtenção de $\varepsilon_m^{'}$. Esta é também uma diferença face ao modelo Kent-Park

modificado, onde o valor da extensão de pico $\varepsilon_m^{'}$ é fixado pelo próprio modelo, correspondendo-lhe o valor de *0.0015*, como é ilustrado na Figura 4.16. Esta imposição do valor de $\varepsilon_m^{'}$ no modelo Kent-Park modificado é a principal causa da diferença de rigidez inicial verificada na Figura 4.16 e já anteriormente referida.

$$\varepsilon_m^{'} = C_j \frac{f_m^{'}}{E_m^{0.7}} \tag{4.9}$$

$$C_j = \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \tag{4.10}$$

De acordo com o modelo de Kaushik, as características de deformação da alvenaria, nomeadamente o valor da sua extensão última $\varepsilon_m^{'}$, dependem da rigidez inicial da alvenaria, E_m, e da sua tensão resistente de compressão, $f_m^{'}$, sendo essa dependência traduzida pelo cociente entre ambas as grandezas (4.9). Por sua vez, o valor de $\varepsilon_m^{'}$ está também intrinsecamente correlacionado com a resistência da argamassa, f_j, sendo tanto menor quanto maior o valor de f_j. Apesar desta correlação estar já contabilizada no valor de $f_m^{'}$, a deformabilidade da alvenaria e, sobretudo, a sua ductilidade são muito condicionadas pelas características da argamassa (Oliveira 2003), como seja, por exemplo, a presença ou não de cal na sua constituição. Por este motivo é introduzida a constante C_j na equação (4.10) que permite calcular o valor de $\varepsilon_m^{'}$. Na Figura 4.17 mostram-se os resultados de ensaios de compressão de provetes de alvenaria, com tijolos maciços de características semelhantes e argamassas com diferentes traços (Kaushik et al. 2007).

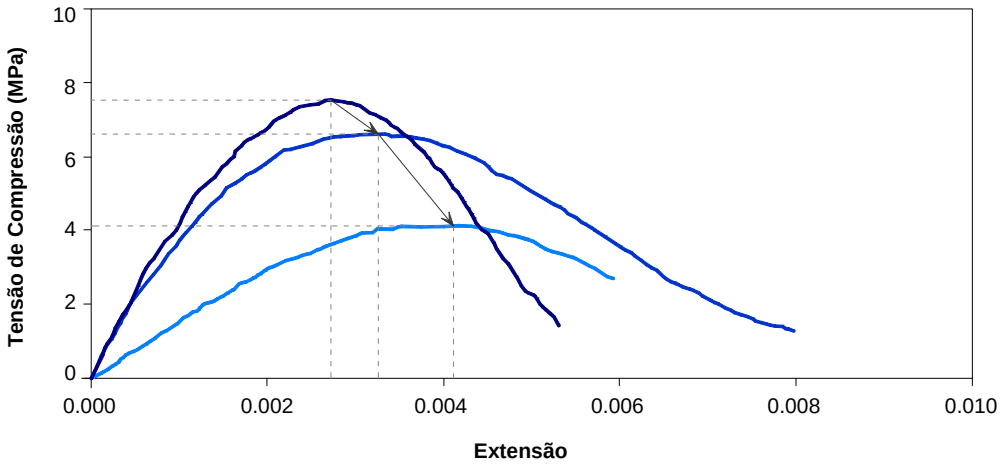


Figura 4.17. Variação da extensão de pico com o valor da tensão resistente máxima (Kaushik et al. 2007).

4.2.2.4. Comportamento Cíclico

O comportamento da alvenaria, quando sujeita a acções cíclicas, tem sido um assunto bastante estudado por diversos autores, nomeadamente em trabalhos de investigação no domínio da engenharia sísmica. Muitos desses trabalhos visam a avaliação da resposta de provetes de alvenaria quando sujeitos a acções horizontais cíclicas, tentando-se compreender e reproduzir numericamente a sua resposta. As principais conclusões destes trabalhos reportam a leis de resposta global Força/Deslocamento. Nesse rol de trabalhos destacam-se por exemplo os realizados por (da Porto 2005) e (Silva 2008). Todavia, e de acordo com a abordagem adoptada e que tem vindo a ser seguida no presente trabalho, interessa avaliar o comportamento cíclico da alvenaria quando sujeita a acções de compressão cíclicas uniaxiais, procurando-se determinar leis de comportamento material em concordância com o exposto no ponto anterior.

O comportamento da alvenaria quando sujeita a compressão uniaxial cíclica foi alvo de um profundo estudo por parte de (Naraine e Sinha 1989). Com base numa campanha de ensaios em provetes de alvenaria de tijolo *entalhado* e argamassa de cimento, foram obtidas as curvas experimentais de comportamento monotónico e cíclico (Figura 4.18). Os pontos de intersecção das linhas de carga de um dado ciclo com as linhas de descarga do ciclo anterior são definidos como *"pontos comuns"* (Figura 4.18).

Posteriormente, foi feita outra campanha de ensaios cíclicos, mas neste último caso com a repetição de cada ciclo de carga e descarga até que se estabilizasse o ponto máximo de cada histerese (*"ponto de estabilidade"* – ver Figura 4.19).

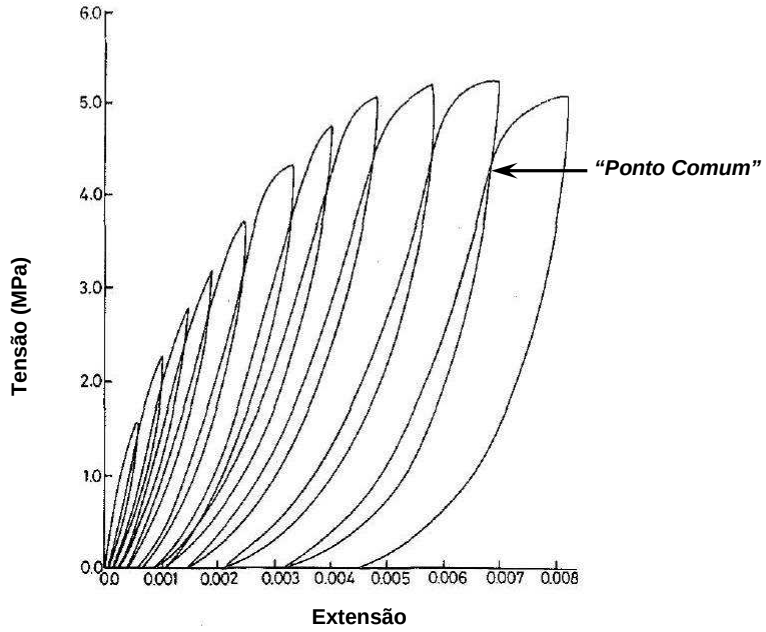


Figura 4.18. Resultado dos ensaios de compressão uniaxial cíclica (Naraine e Sinha 1989).

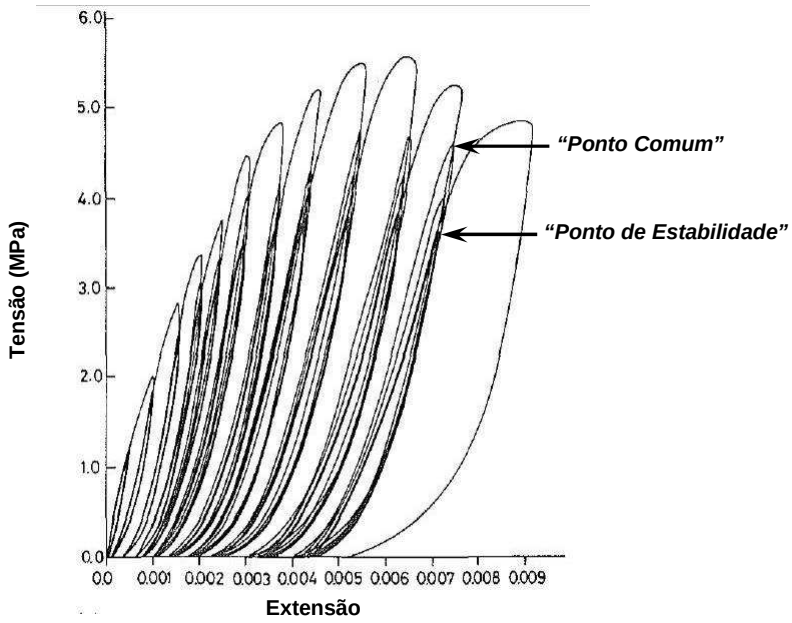


Figura 4.19. Variação da extensão de pico com o valor da tensão resistente máxima (Kaushik et al. 2007).

Com base nesses resultados, foram obtidas as curvas de ajuste da envolvente monotónica (ver Figura 4.13, onde já se apresentaram os resultados relativos à lei de comportamento monotónico determinada por estes autores), dos "*pontos comuns"* (Figura 4.18 e Figura 4.20), e dos *"pontos de estabilidade"* (Figura 4.19 e Figura 4.21), todas elas em termos de tensões e extensões normalizadas.

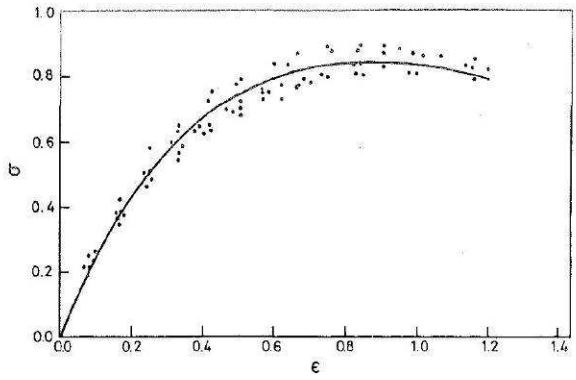


Figura 4.20. Curva de ajuste dos *"pontos comuns"* (Naraine e Sinha 1989).

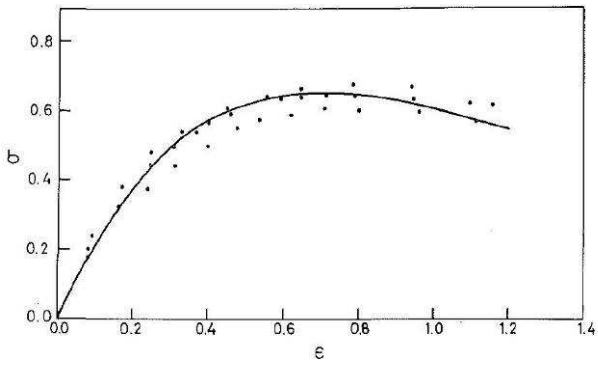


Figura 4.21. Curva de ajuste dos *"pontos de estabilidade"* (Naraine e Sinha 1989).

Refira-se que, tal como foi mencionado no ponto *4.2.2.3* para o caso da curva de ajuste à envolvente monotónica (Figura 4.13), apenas se apresentam os resultados relativos ao carregamento perpendicular às juntas de assentamento principais (ver Figura 4.12).

As expressões propostas por (Naraine e Sinha 1989) para a definição das curvas de ajuste dos "pontos comuns" e dos "pontos de estabilidade" são dadas pela equação (4.8), mas com valores distintos para as constantes α e β:

$\alpha=(0.85\cdot\beta+0.15)$ e $\beta=0.84$ para as condições normais de carregamento, e para a curva dos *"pontos comuns"*;

$\alpha=(0.85\cdot\beta+0.15)$ e $\beta=0.65$ para as condições normais de carregamento, e para a curva dos *"pontos de estabilidade"*.

Num contexto ligeiramente distinto, mas igualmente com o objectivo de avaliar a resposta da alvenaria de tijolo maciço a acções de compressão uniaxial cíclicas, (Oliveira 2003) efectuou ensaios em quatro provetes. Os provetes eram constituídos por tijolos maciços de características semelhantes e por 3 tipos de argamassa de cimento Portland, sendo que os dois primeiros provetes testados possuíam argamassa de características semelhantes. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.22.

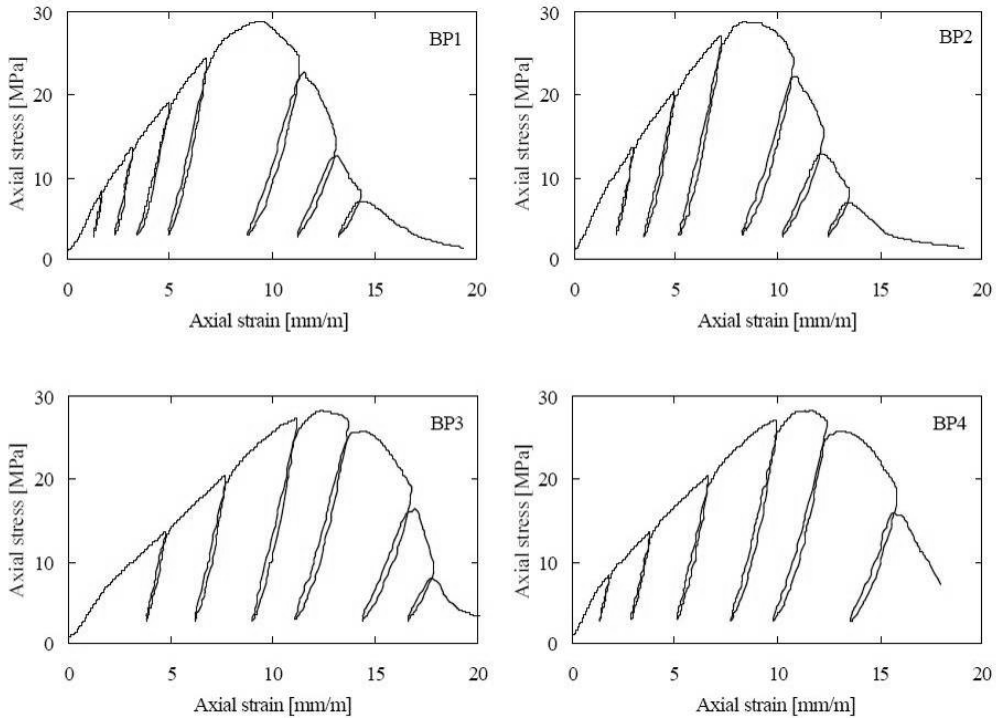


Figura 4.22. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial cíclica em provetes de alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cimento Portland (Oliveira 2003).

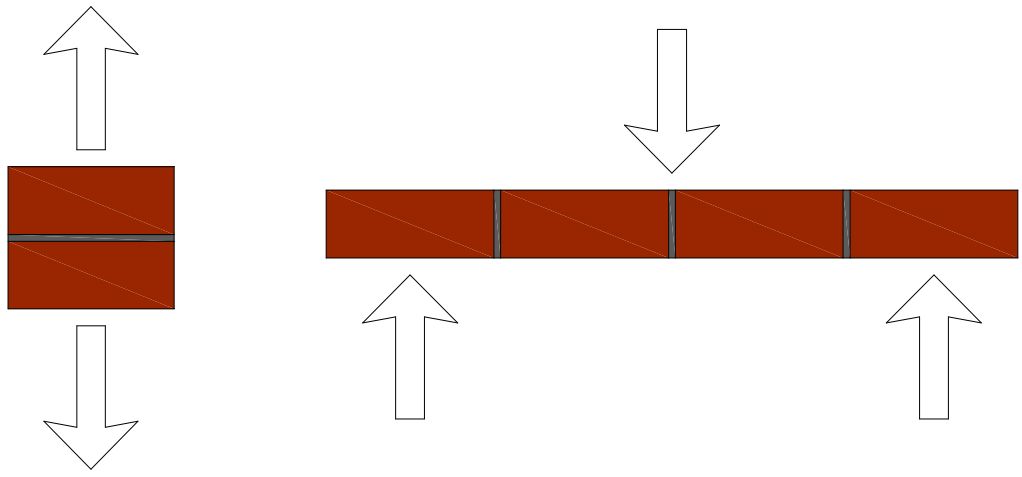
Da análise dos resultados expostos na Figura 4.22, pode-se concluir que, apesar de existirem algumas diferenças no módulo de elasticidade secante dos quatro provetes, a rigidez de recarga em cada um dos ciclos pré-pico manteve-se praticamente constante e superior à rigidez inicial; apenas se denotou a degradação da rigidez de recarga na zona pós-pico.

4.2.3. Tracção Uniaxial

O conhecimento do comportamento da alvenaria quando sujeita a esforços de tracção é essencial uma vez que constitui a grande fragilidade da alvenaria e é, muitas vezes, a principal causa da sua resposta não linear. Todavia, o seu conhecimento é ainda escasso, por um lado devido à dificuldade de que se reveste a sua caracterização, e por outro devido à reduzida resistência da alvenaria face a este tipo de esforços, nomeadamente quando comparada com a resistência a esforços de compressão, o que faz com que, em diversos casos, a resistência à tracção seja simplesmente desprezada, ou seja, tomada como nula.

4.2.3.1. Enquadramento

A determinação experimental da curva de comportamento da alvenaria em tracção pode ser efectuada através de duas formas distintas (Figura 4.23): ensaios directos de tracção uniaxial ou ensaios de flexão (Oliveira 2003). Em qualquer dos casos, são muitas as dificuldades inerentes à determinação da curva de comportamento da alvenaria em tracção.



(a) (b)

Figura 4.23. Ensaios para determinação experimental da curva de comportamento da alvenaria em tracção (Oliveira 2003): (a) Ensaio directo de tracção uniaxial; (b) Ensaio de flexão.

Um problema comum aos dois tipos de ensaio refere-se à reduzida grandeza das tensões e extensões envolvida nestes testes. Este facto exige que os sistemas de actuação e aquisição de

dados utilizados nestes ensaios tenham uma resolução muito alta, fora da escala a que normalmente se tratam os problemas de Engenharia Civil. Esta constatação é enfatizada pela geometria da curva a avaliar, já que a captura e a definição da transição do pré para o pós-pico é bastante exigente neste aspecto (Figura 4.24). Note-se que a curva ilustrada na Figura 4.24 é em tudo semelhante a uma curva de tracção uniaxial do betão.

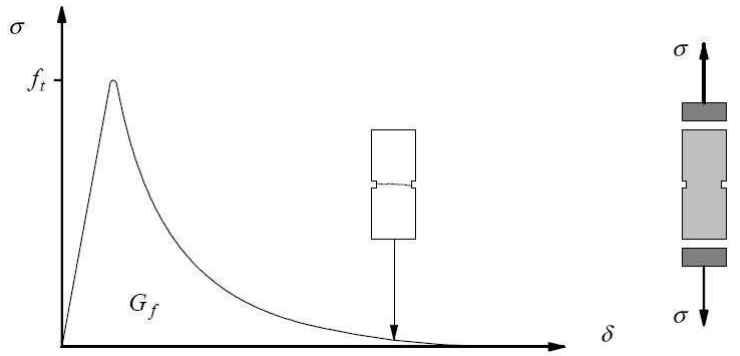


Figura 4.24. Traçado tipo de uma curva de comportamento da alvenaria em tracção (Lourenço 1996).

No caso particular do ensaio directo de tracção uniaxial, a dificuldade reside na necessidade de que o sistema de actuação permita que a carga aplicada cause uma distribuição de tensões uniforme na interface bloco-junta (Oliveira 2003). Refira-se a respeito destes ensaios que, uma vez realizados com sucesso, providenciam resultados mais adequados dos que os dos ensaios de flexão.

No caso do ensaio de flexão, é impossível impor uma distribuição uniforme de tensões de tracção, uma vez que apenas uma parte da interface bloco-junta é solicitada por esforços desta natureza, podendo essa zona não ser representativa da totalidade da interface.

No que respeita ao comportamento cíclico da alvenaria traccionada, as dificuldades anteriormente descritas assumem ainda maiores proporções. O facto de praticamente não existirem trabalhos publicados nesta área é bem ilustrativo do panorama actual.

4.2.3.2. Curva de Comportamento

O comportamento da alvenaria traccionada uniaxialmente é, tal como no caso da compressão uniaxial, determinado pelas características dos seus constituintes: blocos e argamassa das juntas. Como tal, existem dois casos extremos que permitem balizar o comportamento tipo da alvenaria traccionada: o caso em que existem blocos muito resistentes e argamassa muito pouco resistente e o caso inverso, em que existem blocos muito pouco resistente e argamassa de elevada resistência. Se no primeiro caso o valor da tensão resistente pode ser aproximado ao valor da tensão resistente à tracção da argamassa, no segundo pode ser aproximado ao valor da tensão resistente à tracção dos blocos (Lourenço 1996). A cada um destes casos

corresponde um modo de rotura particular, tal como ilustrado na Figura 4.25 onde se mostram os resultados de ensaios directos de tracção uniaxial paralela às juntas de assentamento principais.

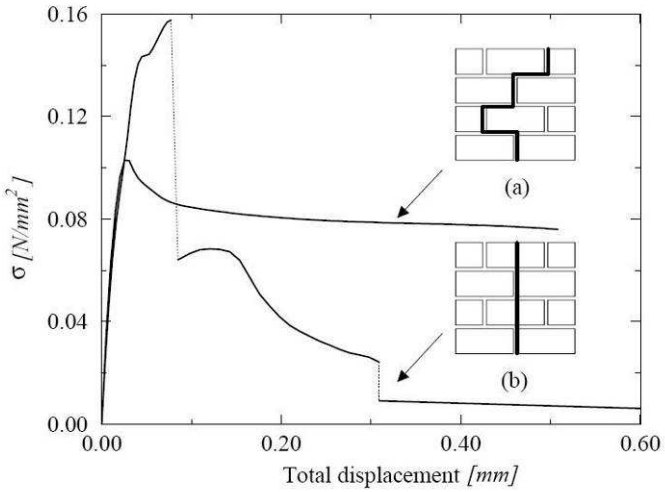


Figura 4.25. Exemplos de curvas de comportamento tipo da alvenaria traccionada uniaxialmente (Lourenço 1996).

A caracterização da curva de comportamento da alvenaria traccionada axialmente pode então ser feita através do conhecimento de alguns parâmetros, como:

- O ***módulo de elasticidade*** E_m;
- O valor da ***tensão resistente de tracção*** da alvenaria $f'_{m,t}$;
- O valor da ***energia de fractura*** G_f (ver Figura 4.24), definida como a energia necessária para criar uma fissura de área unitária, sendo o seu valor igual à área definida pelo gráfico tensão – abertura de fenda;
- O ***tipo de gráfico***, ou seja, o ***modo de rotura*** da alvenaria traccionada (ver Figura 4.25).

4.3. CURVAS DE COMPORTAMENTO ADOPTADAS

Após terem sido expostas algumas das hipóteses existentes na bibliografia especializada para a definição das curvas de comportamento da alvenaria, são agora justificadas as escolhas feitas na construção das curvas de comportamento dos diferentes materiais identificados (ver capítulos 2 e 3) na chaminé em estudo. Refira-se que o objectivo último da obtenção das curvas de comportamento é a calibração das leis do modelo de dano contínuo a utilizar nas simulações

numéricas posteriores. Assim, é necessário obter as curvas de comportamento monotónico e as leis de descarga e recarga, quer para o caso da compressão, quer para o caso da tracção.

Torna-se importante salientar que as expressões que definem a curva de comportamento das alvenarias, como as expostas no presente capítulo, têm base empírica, sendo determinadas para um determinado tipo de alvenaria, com determinadas características mecânicas. Tal como foi já referido anteriormente, a variabilidade das características da alvenaria é muito elevada, pelo que qualquer proposta deve ser adoptada com as devidas precauções, devendo-se procurar que a curva a utilizar tenha sido obtida (calibrada) com base em alvenarias de características tão semelhantes quanto possível às que se pretende estudar. Este foi um dos principais factores considerados na escolha, principalmente no caso da curva de compressão, já que os dados existentes relativos à tracção são muito escassos, tal como foi já descrito. Outros factores ponderados na escolha da curva de compressão estão relacionados com a facilidade de utilização, uma vez que se pretendem obter tantas curvas quantos os materiais identificados no capitulo 2, e ainda com a possibilidade de se utilizarem os dados provenientes dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental realizados, nomeadamente os diferentes valores de módulo de elasticidade determinados para cada modelo (modelo 1 e modelo 2 – ver capítulo 3) e para cada material (no caso do modelo 2 – ver capítulo 3).

4.3.1. Definição da Curva de Compressão

Para a definição da curva de comportamento em compressão da alvenaria da estrutura da chaminé, foi escolhido o modelo de Kaushik apresentado na secção *4.2.2.3* do presente capítulo (ver Figura 4.15). Esta escolha teve como base o facto das expressões propostas em (Kaushik et al. 2007) terem sido obtidas a partir de ensaios laboratoriais em provetes de alvenaria que se crêem de características semelhantes às da alvenaria da chaminé em estudo, ou seja, com baixa rigidez e resistência. Acrescente-se o facto de, por um lado se tratar de alvenaria de tijolo maciço, e por outro ter sido contabilizado o efeito da presença de cal na constituição da argamassa, o que outros autores não fizeram, sabendo-se que a argamassa da chaminé é uma argamassa de cal de traço 1:4 (ver capítulo 2, secção *2.4*).

Outro factor que influenciou na escolha do modelo de Kaushik consiste na capacidade deste modelo reproduzir a curva de comportamento em compressão com um ajuste melhor do que outros modelos (modelo de Kent-Park, por exemplo – ver Figura 4.16) e com um traçado bastante harmonioso, sem quebras acentuadas.

A aplicação das expressões que definem as curvas do modelo de Kaushik torna possível a introdução dos parâmetros mais importantes na definição da curva, como a tensão resistente de compressão da alvenaria ($f_m^{'}$) ou o módulo de elasticidade (E_m). A estratégia utilizada para a

obtenção / introdução destes parâmetros na expressão que define a curva é de seguida exposta. A expressão que define o primeiro ramo do modelo de Kaushik, o ramo parabólico, é a seguinte:

$$f_m = 2\, f_m^{'} \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m^{'}} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m^{'}} \right)^2 \tag{4.11}$$

A aplicação da equação (4.11) pressupõe o conhecimento dos parâmetros $f_m^{'}$ e $\varepsilon_m^{'}$. Para a determinação do valor de $f_m^{'}$ foi utilizada a expressão (4.12), proposta por (Kaushik et al. 2007), uma vez que os ensaios dinâmicos realizados (ver capítulo 3) permitiram a determinação do valor do módulo de elasticidade (E_m) para cada um dos tipos de alvenaria encontrados na chaminé. Refira-se que de todas as expressões alternativas que relacionam $f_m^{'}$ com E_m (expostas na secção *4.2.2.2*), foi escolhida a proposta por (Kaushik et al. 2007) por uma questão de coerência com o modelo escolhido.

$$E_m = 550\, f_m^{'} \tag{4.12}$$

Para a determinação do valor de $\varepsilon_m^{'}$ considerou-se a derivada da expressão (4.11), dada pela expressão (4.13), que define o valor do módulo de elasticidade $E_{m,\varepsilon}$ para cada ponto da curva.

$$E_{m,\varepsilon} = \frac{2\, f_m^{'}}{\varepsilon_m^{'}} - \frac{2}{\left(\varepsilon_m^{'}\right)^2} \varepsilon_m \tag{4.13}$$

Note-se que os valores dos módulos de elasticidade determinados experimentalmente através dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental se encontram em correspondência com a tensão instalada *in situ*. Sabendo que as cargas instaladas na estrutura são baixas, foi assumido que o estado de tensão instalado ainda se situava em regime elástico e considerado que na origem, ou seja para $\varepsilon_m = 0$, o valor do módulo de elasticidade obtido na expressão (4.13) correspondia ao módulo avaliado nos ensaios dinâmicos de vibração ambiental. Torna-se assim possível determinar qual o valor de $\varepsilon_m^{'}$ através da equação (4.14).

$$\varepsilon_m^{'} = \frac{2\, f_m^{'}}{E_m} \tag{4.14}$$

Seguindo esta estratégia, é possível não só determinar o valor dos parâmetros $f_m^{'}$ e $\varepsilon_m^{'}$, necessários para a aplicação da equação (4.11), mas também impor a condição de que cada curva possua um módulo de elasticidade na origem igual ao valor obtido através dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental. De facto, o valor de E_m é o único para o qual existe alguma confiança, uma vez que foi determinado experimentalmente. Esta era também uma das condições que se pretendia cumprir, tal como foi referido previamente. As curvas obtidas através da aplicação das equações anteriores, para o caso do modelo 1 e do modelo 2 são ilustradas na Figura 4.26 e na Figura 4.27, respectivamente.

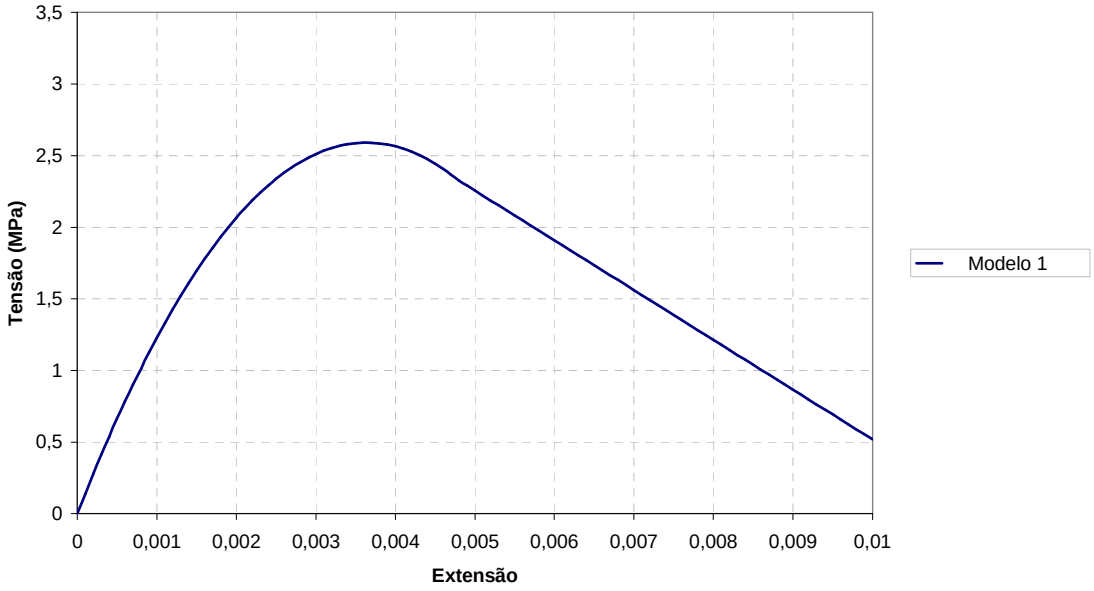


Figura 4.26. Curva de comportamento em compressão adoptada para o modelo 1.

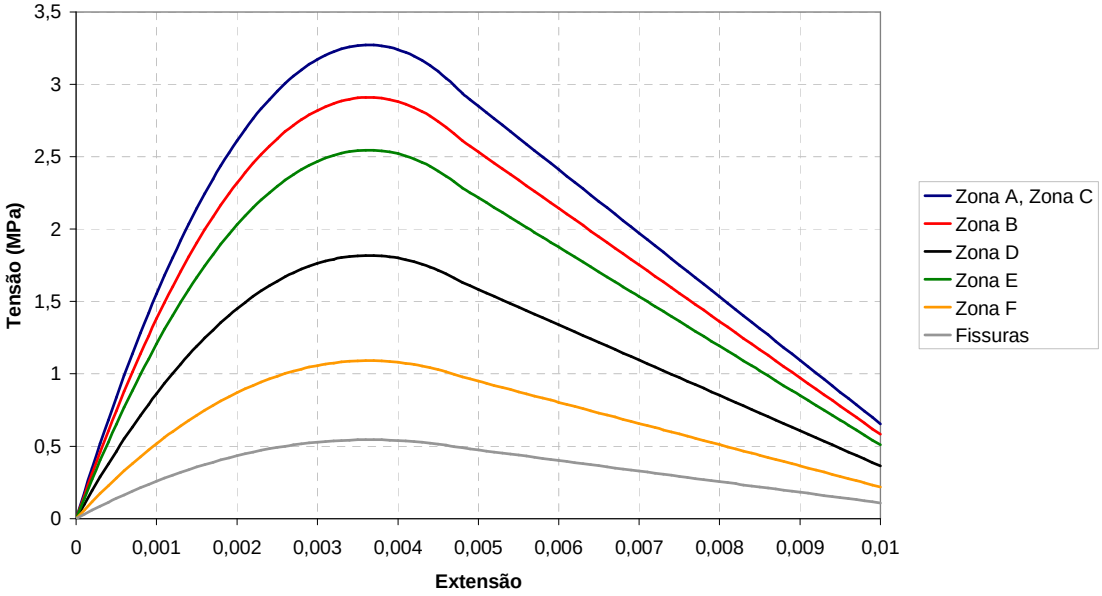


Figura 4.27. Curvas de comportamento em compressão adoptadas para o modelo 2.

A construção das curvas da Figura 4.26 e da Figura 4.27 teve em consideração a presença de cal na argamassa, o que segundo a Figura 4.15 se traduz pela consideração de uma extensão última de valor igual a $2.75\varepsilon_m^{'}$.

Refira-se ainda que existe uma aparente incoerência entre as curvas definidas e o que foi referido na secção *4.2.2.3*, nomeadamente no que respeita à dependência do valor da extensão de pico $\varepsilon_m^{'}$ em relação ao valor da tensão de pico (ver Figura 4.17). Este facto resulta das considerações efectuadas e das relações utilizadas, que resultam sempre num valor de $\varepsilon_m^{'} = 2/550$, independentemente da alvenaria considerada. No entanto, note-se que neste caso as diferentes curvas ilustradas na Figura 4.27 correspondem a apenas dois tipos de alvenaria (ver capítulo 2, secção *2.6.2*), sendo que as diferenças existentes ao nível dos valores do módulo de elasticidade E_m e da tensão resistente de compressão $f_m^{'}$ são o reflexo de diferentes estados de conservação. Considerando que os dois tipos de alvenaria identificados possuiriam, em estado não degradado, características semelhantes, a extensão de pico $\varepsilon_m^{'}$ pode eventualmente ser assumida como tendo o mesmo valor para cada uma das zonas.

A Tabela 4.1 resume os valores adoptados para os principais parâmetros definidores do comportamento em compressão da alvenaria para cada tipo de material considerado em ambos os modelos (modelo 1 e modelo 2).

Tabela 4.1. Resumo dos valores dos parâmetros de definição das curvas de comportamento em compressão.

Modelo	***Material***	E_m ***(GPa)***	$f_m^{'}$ ***(MPa)***	$\varepsilon_m^{'}$
Modelo 1	***-***	*1.425*	*2.59*	*0.003636*
Modelo 2	***A***	*1.80*	*3.27*	
	B	*1.60*	*2.91*	
	C	*1.80*	*3.27*	
	D	*1.00*	*1.82*	
	E	*1.40*	*2.55*	
	F	*0.60*	*1.09*	
	Fissuras	*0.30*	*0.55*	

Quanto ao comportamento da alvenaria quando sujeita a acções de compressão cíclicas, optou-se por assumir para o presente trabalho as conclusões retiradas por (Oliveira 2003) e expostas na secção *4.2.2.4*. Os principais motivos da opção tomada prendem-se com o facto de as

propostas de (Naraine e Sinha 1989) terem por base uma curva de comportamento monotónico diferente da adoptada, e ainda com a dificuldade associada à calibração dos ciclos de carga e descarga no modelo numérico a utilizar. Como será adiante detalhado, a definição dos ramos de descarga e recarga no modelo de dano são possivelmente as características de calibração mais difíceis, uma vez que podem influenciar o traçado da envolvente monotónica.

Assim, a calibração do modelo numérico material será efectuada tendo como principal objectivo a manutenção da rigidez de descarga e recarga na zona pré-pico e a sua degradação na zona pós-pico.

4.3.2. Definição da Curva de Tracção

De acordo com o que foi exposto na secção *4.2.3*, o trabalho de investigação na área da caracterização do comportamento em tracção das estruturas de alvenaria é reduzido. Actualmente é extremamente difícil estimar, ou extrapolar a partir de dados existentes o comportamento da alvenaria traccionada. Esta dificuldade é acrescida no caso do comportamento cíclico, como é o caso do presente trabalho. Perante esta escassez de dados que auxiliem a construção das curvas de comportamento, algumas considerações tiveram de ser tomadas de modo a ser possível adoptar uma curva tipo.

Dada a ausência de qualquer valor de referência ou expressão que pudesse indicar qual a grandeza da tensão resistente de tracção ($f_{m,t}^{'}$) face aos dados já conhecidos, foi decidido adoptar um valor reduzido. De uma forma conservativa, optou-se por considerar o valor da tensão resistente de tracção ($f_{m,t}^{'}$) igual a 4% do valor da tensão resistente de compressão ($f_{m}^{'}$), tal como indicado na Figura 4.28. A alternativa seria considerar nula a resistência à tracção da alvenaria, mas tal consideração afigurava-se demasiado conservativa, para além de poder dar origem a problemas numéricos.

Como critério para a definição da energia de fractura (G_f), foi considerado que esta seria obtida através do gráfico tensão – extensão (curva de comportamento), ao invés do habitual gráfico tensão – abertura de fenda. O seu valor foi obtido considerando que a área total sob a curva de comportamento seria dividida em partes iguais entre o pré e o pós-pico (Figura 4.28), considerando um elemento de comprimento unitário. De facto, torna-se possível e até mais simples efectuar este artifício considerando a mecânica da fenda distribuída, que será apresentada e detalhada adiante, na secção *4.4.1.1*.

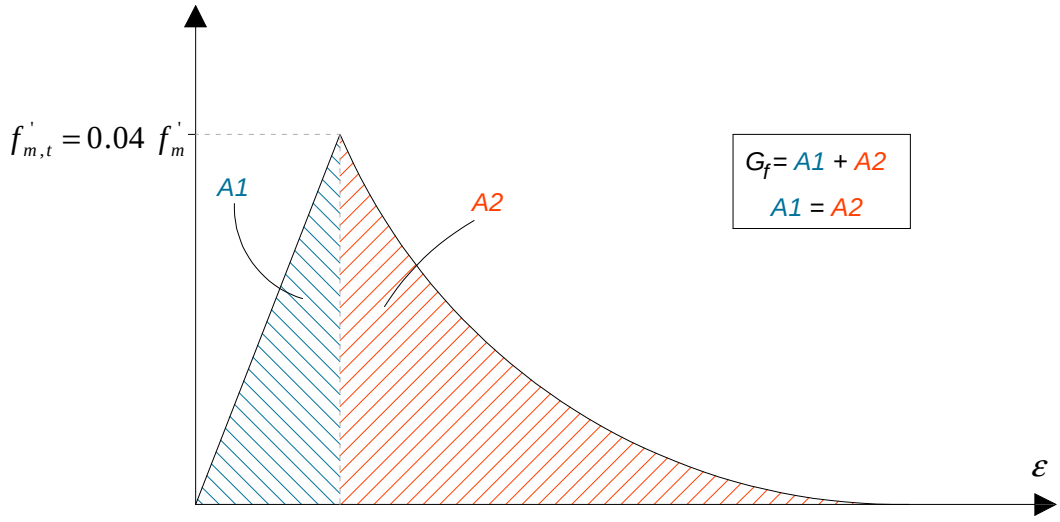


Figura 4.28. Curva de comportamento tipo adoptada para a tracção.

Deste modo, sabendo os valores do módulo de elasticidade (E_m) e tensão resistente de tracção ($f'_{m,t}$), foi obtido o valor da energia de fractura (G_f) e assim definida a curva de comportamento da alvenaria em tracção, de acordo com a Figura 4.28, para cada material considerado em ambos os modelos (modelo 1 e modelo 2). Na Tabela 4.2 resumem-se os valores adoptados para os principais parâmetros definidores do comportamento em tracção da alvenaria, para cada tipo de material considerado em ambos os modelos (modelo 1 e modelo 2).

Tabela 4.2. Resumo dos valores dos parâmetros de definição das curvas de comportamento em tracção.

Modelo	***Material***	E_m ***(GPa)***	$f'_{m,t}$ ***(MPa)***	G_f ***(J/m²)***
Modelo 1	**-**	*1.425*	*0.10*	*7.27*
Modelo 2	***A***	*1.80*	*0.13*	*9.18*
	B	*1.60*	*0.11*	*8.16*
	C	*1.80*	*0.13*	*9.18*
	D	*1.00*	*0.07*	*5.10*
	E	*1.40*	*0.10*	*7.14*
	F	*0.60*	*0.04*	*3.06*
	Fissuras	*0.30*	*0.02*	*1.53*

Quanto ao comportamento face a acções cíclicas, não foi adoptado nenhum critério para a definição dos ramos de descarga e recarga, uma vez que o modelo de dano utilizado não considera plasticidade no funcionamento histerético em tracção, tal como será posteriormente exposto na descrição do modelo usado.

4.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO DE COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

Após a definição das curvas de comportamento material em compressão e tracção para cada um dos materiais considerados, esta informação foi utilizada para calibrar um modelo de comportamento não linear – o Modelo de Dano Contínuo (Faria 1994). Nesta secção será feita uma descrição do Modelo de Dano Contínuo, e em seguida serão apresentados os resultados da calibração efectuada.

4.4.1. Modelo de Dano Contínuo – Descrição Geral

O Modelo de Dano Contínuo foi desenvolvido por (Faria 1994) com o objectivo de reproduzir o comportamento não linear de grandes massas de betão, nomeadamente barragens. Posteriormente foi utilizado por (Vila Pouca 2001) no âmbito da simulação da resposta sísmica de elementos laminares de betão armado, com resultados muito positivos. A sua aplicação em estudos de comportamento de estruturas de betão armado tem prosseguido, como por exemplo o trabalho realizado por (Monteiro 2009), mas considera-se que o modelo tem um campo de aplicação mais vasto. Como tem vindo a ser notado ao longo do presente capítulo, as semelhanças entre o comportamento da alvenaria e do betão são muitas. Um exemplo da aplicação do Modelo de Dano Contínuo a estruturas de alvenaria pode ser encontrado em (Silva 2008), tendo sido, neste caso, aplicado à alvenaria de pedra com resultados prometedores. É neste contexto que é feita a aplicação do Modelo de Dano Contínuo no presente trabalho, neste caso aplicado em estruturas de alvenaria de tijolo.

O presente modelo baseia-se na Mecânica do Dano Contínuo e utiliza duas variáveis escalares independentes para caracterizar o estado de tensão de um dado ponto numa estrutura. Essas variáveis traduzem a evolução do dano no material, ou seja descrevem a sua não linearidade; uma das variáveis está associada ao dano em tracção, e a outra ao dano em compressão. As variáveis de dano assumem valores compreendidos entre 0 e 1, correspondendo o valor 0 ao estado virgem, não danificado, e o valor 1 ao estado de colapso. Neste contexto, o modelo considera o conceito de tensão efectiva ($\overline{\sigma}$), ilustrado na Figura 4.29 para o caso 1D, sendo S a secção resistente total e $\overline{S}$ a secção resistente efectiva.

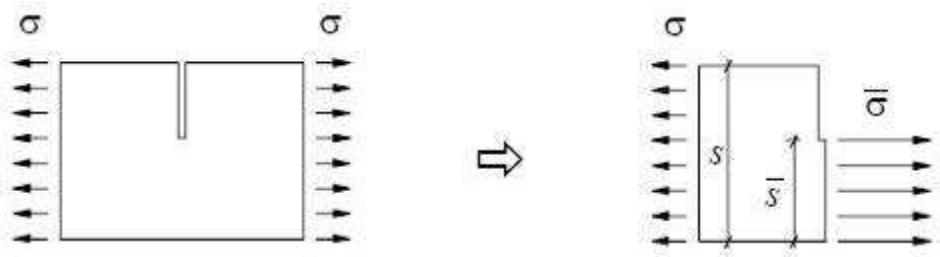


Figura 4.29. Representação do conceito de tensão efectiva (Faria 1994).

Da Figura 4.29 resulta:

$$\sigma S = \overline{\sigma}\,\overline{S} \quad \Leftrightarrow \quad \overline{\sigma} = \sigma \frac{S}{\overline{S}} \tag{4.15}$$

Sabendo que a variável de dano d representa a densidade de defeitos no material, obtém-se:

$$d = 1 - \frac{\overline{S}}{S} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{\overline{S}}{S} = 1 - d \tag{4.16}$$

Das expressões (4.15) e (4.16) resulta:

$$\sigma = (1-d)\,\overline{\sigma} \tag{4.17}$$

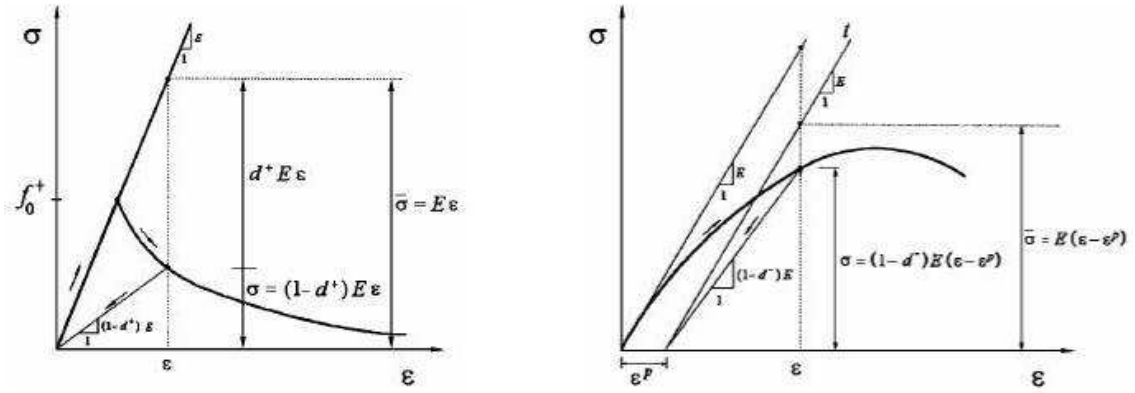
Considerando as duas variáveis de dano, em tracção (d^+) e compressão (d^-), a sua evolução é dada por funções monótonas crescentes que traduzem a degradação irreversível do material (4.18).

$$0 \leq (d^+, d^-) \leq 1 \tag{4.18}$$

De modo a distinguir o dano em tracção do dano em compressão e, consequentemente, considerar a evolução do mesmo em cada um dos casos de forma independente, é efectuada a decomposição do estado de tensão nas suas direcções principais. A equação (4.17) é reescrita da seguinte forma:

$$\sigma = (1-d^+)\,\overline{\sigma}^+ + (1-d^-)\,\overline{\sigma}^- \tag{4.19}$$

A equação (4.19) torna-se facilmente perceptível quando se consideram ensaios uniaxiais de tracção ou compressão onde uma das componentes é nula (Figura 4.30).



(a) (b)

Figura 4.30. Comportamento uniaxial do material, segundo o Modelo de Dano Contínuo (Faria 1994): (a) tracção uniaxial; (b) compressão uniaxial.

Individualizando cada uma das componentes da equação (4.19), obtêm-se as equações (4.20) e (4.21) para o comportamento em tracção uniaxial e compressão uniaxial, respectivamente.

$$\sigma = (1-d^+)\,\bar{\sigma}^+ = (1-d^+)\,E\,\varepsilon \tag{4.20}$$

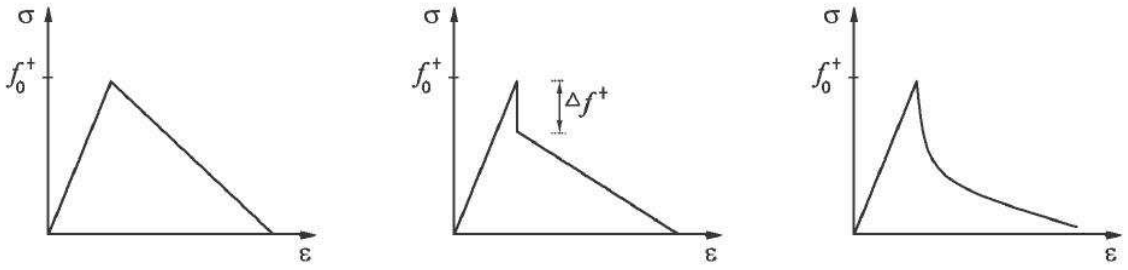
$$\sigma = (1-d^-)\,\bar{\sigma}^- = (1-d^-)\,E\,(\varepsilon-\varepsilon^p) \tag{4.21}$$

Da análise da Figura 4.30 e das equações (4.20) e (4.21) é possível concluir que o Modelo de Dano Contínuo não considera plasticidade em tracção, sendo as descargas dirigidas para a origem. Contrariamente, no comportamento em compressão as descargas não dirigidas para a origem, apresentando extensão plástica ε^p nula.

4.4.1.1. Particularidades do Comportamento em Tracção

O Modelo de Dano Contínuo possui três alternativas para a definição do ramo pós-pico da lei de comportamento em tracção (Figura 4.31). Refira-se que nenhuma das alternativas apresentadas considera plasticidade no comportamento histerético, sendo as descargas dirigidas para a origem, tal como foi previamente referido.

O primeiro caso (Figura 4.31-a) traduz o ramo pós-pico da curva de tracção através de uma função linear. O segundo caso (Figura 4.31-b) difere do primeiro pela queda abrupta da tensão após se atingir o seu valor máximo, sendo utilizada uma função linear na definição do seu comportamento pós-pico, à semelhança do caso anterior. Por fim, a Figura 4.31-c ilustra a última alternativa para a definição do ramo pós-pico, traduzida neste caso por uma função exponencial.



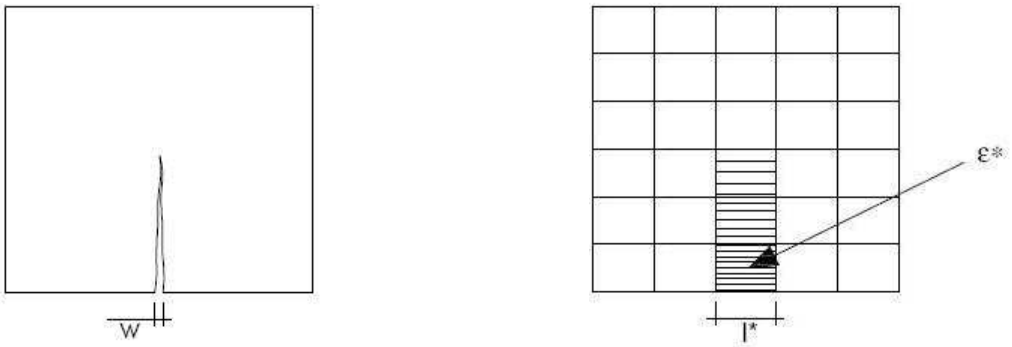
(a) (b) (c)

Figura 4.31. Alternativas para a definição do comportamento pós-pico em tracção (Costa et al. 2004): (a) lei linear; (b) lei linear com factor de redução; (c) lei exponencial.

No presente trabalho adoptou-se a lei exposta na Figura 4.31-c, que corresponde a uma função exponencial, pelo que apenas esta será apresentada. Neste caso, a lei de evolução do dano d^+ é dada pela equação (4.22).

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} e^{A\left(1-\frac{r^+}{r_0^+}\right)} \qquad se\ r^+ \geq r_0^+ \tag{4.22}$$

Na equação (4.22), o parâmetro r^+ corresponde ao *limiar de dano* actualizado (Faria 1994), no sentido de que o seu valor controla a dimensão das superfícies de dano em expansão. No estado prévio à aplicação de qualquer carga, o limiar de dano vale r_0^+, determinado internamente pelo programa com base nos parâmetros introduzidos. O parâmetro A presente na equação (4.22) tem em conta a energia de fractura G_f. A sua determinação envolve os princípios da mecânica da fenda distribuída (Faria 1994), e tem em conta o parâmetro l^* que representa a largura da banda de fendilhação. O conceito de fenda distribuída corresponde à consideração da presença de fissuras no material através da adopção de uma extensão fictícia ε^* no elemento fissurado (Figura 4.32).



(a) (b)

Figura 4.32. Confrontação dos mecanismos de fendilhação existentes (Monteiro 2009): (a) fenda concentrada; (b) fenda distribuída.

$$\varepsilon^* = \frac{w}{l^*} \tag{4.23}$$

No caso presente, envolvendo a modelação numérica com recurso ao método dos elementos finitos, o valor de l^* está associado à dimensão de um dado elemento (Figura 4.32).

Da análise da Figura 4.32 e da equação (4.23), constata-se que a determinação do valor de ε^*, e consequentemente dos efeitos da fendilhação no material, depende da densidade da malha de elementos finitos utilizada. Assim, para um dado elemento de dimensão l_1, a energia dissipada na abertura de uma fissura de abertura w_u terá de ser igual à energia produzida pela extensão fictícia ε^* (Figura 4.33).

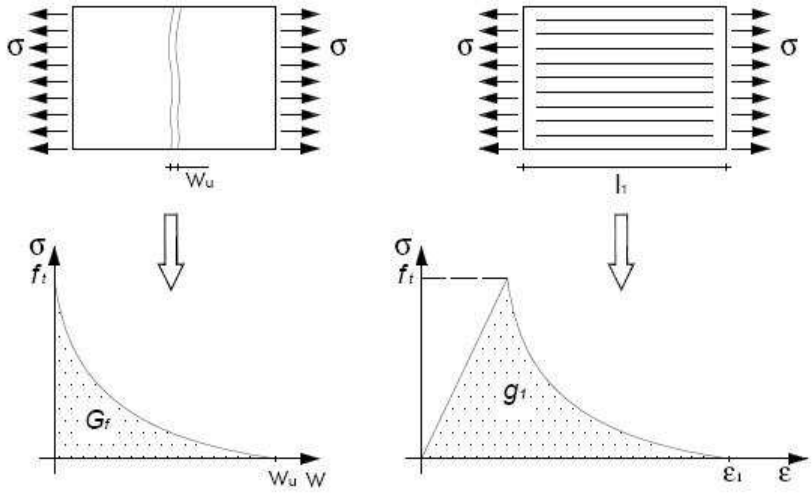


Figura 4.33. Energia de fractura em modelos de fenda concentrada e fenda distribuída (Monteiro 2009).

O Modelo de Dano Contínuo trata numericamente a tracção através da consideração da energia de fractura g_1, função da energia de fractura G_f e do comprimento equivalente de um elemento l_1, de acordo com a equação (4.24).

$$g_1 = \frac{G_f}{l_1} \tag{4.24}$$

No presente trabalho, e dado que a malha de elementos finitos é constituída por elementos volumétricos com dimensões bastante diferentes entre si, foi utilizado um algoritmo implementado em Cast3M (Costa et al. 2004) que determina o comprimento equivalente de cada elemento como sendo a raiz cúbica do "*volume de influência*" de cada ponto de Gauss. Deste

modo, o comprimento equivalente é calculado para cada ponto de Gauss de cada elemento; uma vez que foram utilizados elementos volumétricos de 8 nós, com 8 pontos de Gauss (CUB8), existem 8 comprimentos equivalentes por cada elemento.

4.4.1.2. Particularidades do Comportamento em Compressão

O comportamento não linear em compressão é definido em função da evolução do parâmetro de dano d^-. A sua determinação é feita de acordo com a equação (4.25).

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}^-}\left(1 - A^-\right) - A^- e^{B^-\left(1 - \frac{\bar{\tau}^-}{r_0^-}\right)} \qquad ,se\ \bar{\tau}^- \geq r_0^- \tag{4.25}$$

O parâmetro r_0^- tem um significado análogo ao do r_0^+, utilizando-se nesta expressão mais dois parâmetros adicionais: A^- e B^-, cuja determinação é feita impondo a passagem da curva de compressão em dois pontos conhecidos. Deste modo, a construção da curva de compressão no Modelo de Dano Contínuo implica o conhecimento prévio de uma curva objectivo onde se inclui o conhecimento e (ou) ajuste das características mecânicas do material.

4.4.1.3. Parâmetros de Definição do Modelo de Dano Contínuo em Cast3M

O Modelo de Dano Contínuo encontra-se implementado em Cast3M (Costa et al. 2004), o programa utilizado no presente trabalho para efectuar os cálculos numéricos necessários. Na presente secção será feita uma descrição mais detalhada sobre cada um dos parâmetros de calibração do Modelo de Dano Contínuo, sendo também testada a sensibilidade do modelo à variação de cada um dos parâmetros. Sempre que se julgue necessário, serão mostradas curvas numéricas de comportamento material, de modo a melhor ilustrar o efeito da variação dos parâmetros em causa.

Na Tabela 4.3 enumeram-se os parâmetros utilizados pelo Cast3M para a definição das curvas de comportamento numéricas do Modelo de Dano, divididos em três grupos: os parâmetros gerais, os parâmetros que definem a curva de tracção e os parâmetros que definem a curva de compressão. Para cada um deles é feita uma pequena descrição, sendo esta detalhada posteriormente.

Tabela 4.3. Parâmetros para definição do Modelo de Dano Contínuo em Cast3M.

Parâmetro	***Descrição***	
YOUN	Módulo de Elasticidade	*Parâmetros Gerais*
RHO	Densidade do Material	
NU	Coeficiente de Poisson	
NCRI	Critério de Amaciamento em Tracção	*Parâmetros de Tracção*
HLEN	Comprimento Efectivo dos Elementos Finitos	
GVAL	Energia de Fractura	
FTUL	Tensão Máxima Resistente de Tracção	
REDC	Factor de Redução da Tracção de Pico	
FC01	Tensão Limite de Elasticidade em Compressão	*Parâmetros de Compressão*
RT45	Rácio de Compressão Equi-Biaxial	
FCU1	Tensão Máxima Resistente de Compressão	
EXT1	Extensão do Ponto de Ajuste 1 (Ponto A)	
SRT1	Tensão do Ponto de Ajuste 1 (Ponto A)	
EXT2	Extensão do Ponto de Ajuste 2 (Ponto B)	
STR2	Tensão do Ponto de Ajuste 2 (Ponto B)	
EXTP	Extensão de Referência para a Plasticidade	
STRP	Tensão de Referência para a Plasticidade	

A obtenção das curvas numéricas de comportamento material (tensão-extensão) foi conseguida através da simulação em Cast3M de um ensaio de um espécime cúbico de lado unitário, submetido a uma lei de deslocamentos cíclica de tracção e compressão uniaxial (ΔL).

- ***Parâmetros Gerais***

Os parâmetros gerais do Modelo de Dano Contínuo dizem respeito aos valores que não estão relacionados exclusivamente com o comportamento não linear, mas que são necessários em comportamento linear elástico, como sejam o módulo de elasticidade (YOUN), a densidade do material (RHO) e o coeficiente de Poisson (NU). Em relação a estes, apenas o valor YOUN tem influência nas curvas de comportamento numéricas, ditando a inclinação do ramo elástico da curva, tanto em tracção como em compressão. Os restantes parâmetros, RHO e NU, apenas são utilizados no cálculo estrutural e não na definição das leis de comportamento do material.

- ***Parâmetros de Tracção***

A curva de tracção é definida através de cinco parâmetros (ver Tabela 4.3), cujo ajuste é bastante simplificado.

Parâmetro FTUL:

A zona pré-pico da curva de tracção é definida unicamente pelo valor do módulo de elasticidade (YOUN) e pelo valor da tensão máxima resistente de tracção (FTUL), uma vez que esta corresponde à zona de comportamento linear elástico do material traccionado. Refira-se que o valor destes parâmetros é conhecido (ver Tabela 4.2).

Parâmetros NCRI e REDC:

O parâmetro NCRI determina qual o tipo de traçado pós-pico da curva de tracção. Caso se tome NRCI igual a 1, o programa Cast3M assume uma lei exponencial para o traçado pós-pico (situação adoptada no presente trabalho), tal como se expôs em *4.4.1.1*. No caso de ser NCRI igual a 2, assume-se uma lei linear. É neste último caso que pode ter interesse definir qual o factor de redução da tracção de pico (REDC), caso se pretenda que a curva de tracção contemple uma quebra abrupta quando é atingida a tensão de pico (ver Figura 4.31-b).

Parâmetros GVAL e HLEN:

Uma vez definido o tipo de lei a utilizar na zona pós-pico, o traçado efectivo deste ramo é determinado a partir da imposição do valor da energia de fractura do material (GVAL) e do comprimento efectivo (HLEN) inerente à consideração da mecânica da fenda distribuída. A área total sob a curva de tracção é então dada pelo quociente (GVAL / HLEN), tal como se indica na Figura 4.33.

- ***Parâmetros de Compressão***

A curva de compressão revela-se como a mais complicada de calibrar, uma vez que envolve a definição de 10 parâmetros, sendo que alguns deles estão interrelacionados, devendo ser definidos considerando o valor dos restantes para que o traçado da curva não seja desvirtuado.

Parâmetro RT45:

O parâmetro RT45, que diz respeito ao efeito de compressão equi-biaxial, serve para traduzir o aumento do valor da tensão limite de elasticidade no caso do material se encontrar comprimido biaxialmente. No presente trabalho, este efeito foi desprezado, tendo-se considerado, de forma conservativa, este parâmetro igual a 1.0.

Pontos 0, A, B e P:

Os restantes parâmetros que definem a curva de compressão servem essencialmente para fixar pontos pertencentes à curva, obrigando a que o seu traçado passe por eles, segundo alguns pressupostos inerentes ao próprio Modelo de Dano. Na Figura 4.34 mostra-se uma curva de compressão tipo, com a indicação dos pontos de ajuste da curva (0, A, B e P) e os parâmetros que os definem.

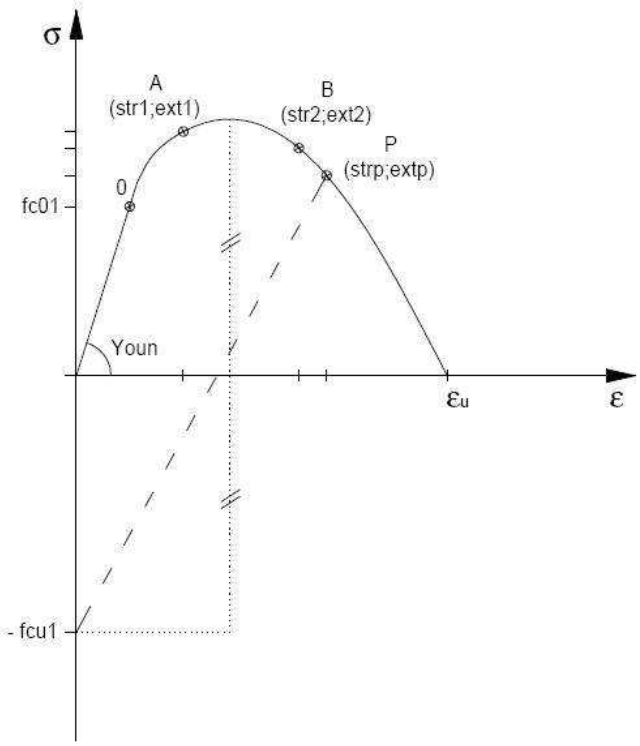


Figura 4.34. Pontos de ajuste da curva de compressão (Monteiro 2009).

Parâmetro FC01 (Ponto 0):

O ponto 0, definido a partir do valor do módulo de elasticidade (YOUN) e do valor da tensão limite de elasticidade em compressão (FC01), representa a fronteira entre a zona de comportamento linear elástico e a zona de comportamento não linear. A curva de compressão fica assim dividida essencialmente em dois ramos: uma recta que une a origem ao ponto 0, e uma parábola que é resultado do ajuste a três pontos (0, A e B). A variação do valor de FC01 deve ser feita com algum cuidado, tendo sempre em consideração a variação dos restantes parâmetros que definem os outros pontos de ajuste da curva. De facto, quando o valor de FC01 é manifestamente baixo em relação às ordenadas dos restantes pontos é activada a "truncagem" das curvas, que faz com que a transição da recta que traduz o comportamento linear elástico para a parábola que define o comportamento não linear seja feita através de uma recta auxiliar

(Figura 4.35). Este efeito resulta do facto da implementação do Modelo de Dano em Cast3M pretender que seja possível definir uma curva, independentemente dos parâmetros introduzidos.

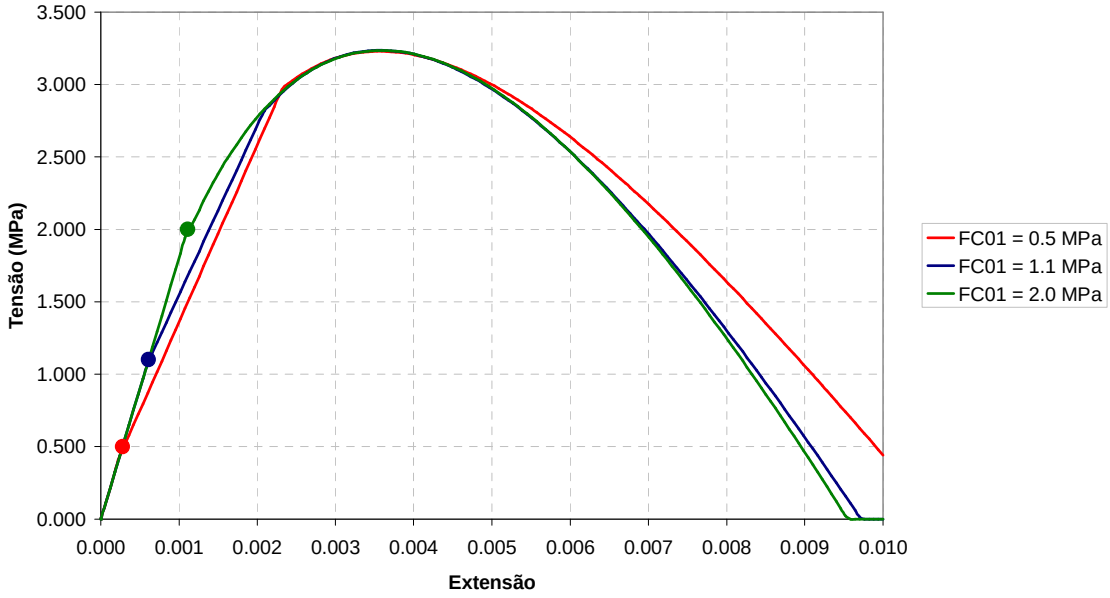


Figura 4.35. Influência da variação de FC01 na definição da curva de compressão.

Parâmetros EXT1, STR1 (Ponto A), EXT2 e STR2 (Ponto B):

Os pontos A e B servem, juntamente com o ponto 0, para ajustar a parábola que reproduz a zona de comportamento não linear do material. Como tal, o seu posicionamento deve ser escolhido de modo a que estes pontos se situem sobre a curva material conhecida, à qual se pretende aproximar a curva numérica.

Geralmente, a localização adoptada para o ponto A corresponde a um ponto antes do pico da curva e a do ponto B depois do pico (ver Figura 4.34). Contudo, esta observação não constitui regra, sendo possível, sempre que se justifique, posicionar ambos os pontos antes ou depois do pico da curva. A sua posição relativa influencia essencialmente as características de ductilidade e valor da tensão de pico, tal como é ilustrado na Figura 4.36. Uma vez que o valor da tensão resistente da curva numérica não é dado pelo parâmetro FCU1, tal como será adiante explanado, o ajuste do posicionamento destes dois pontos, A e B, deve ainda ser feito de forma a que a tensão máxima se aproxime o mais possível do valor de resistência pretendido.

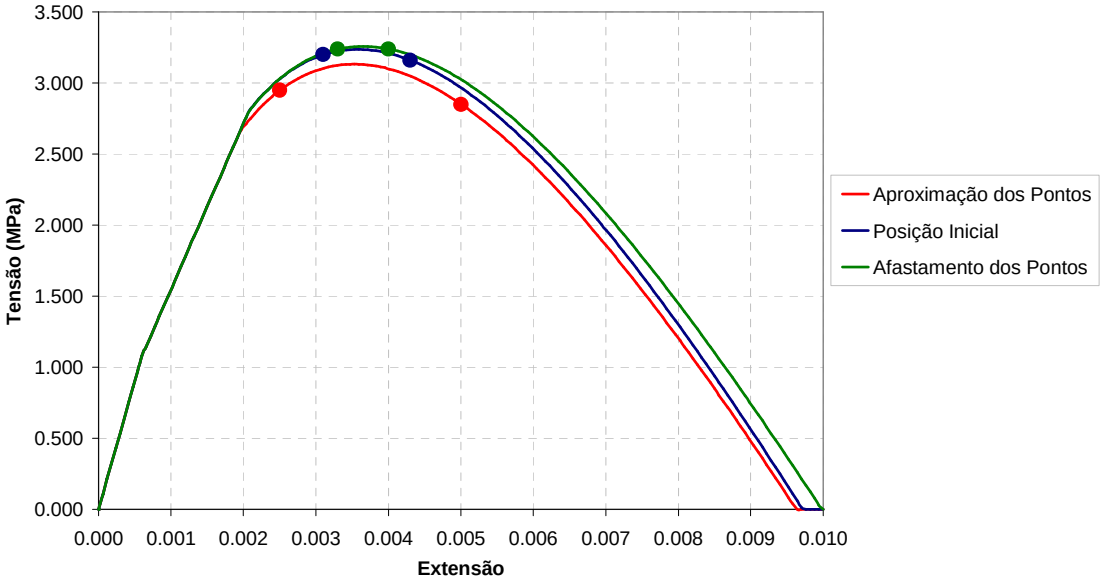


Figura 4.36. Influência da variação dos pontos A e B na definição da curva de compressão.

Parâmetros EXTP, STRP (Ponto P) e FCU1:

A posição escolhida para o ponto P não tem influência directa na definição da curva envolvente monotónica, uma vez que apenas são utilizados os pontos 0, A e B para a sua construção. A sua localização apenas tem importância para a definição da rigidez de descarga e recarga do material quando sujeito a acções cíclicas (ver Figura 4.37).

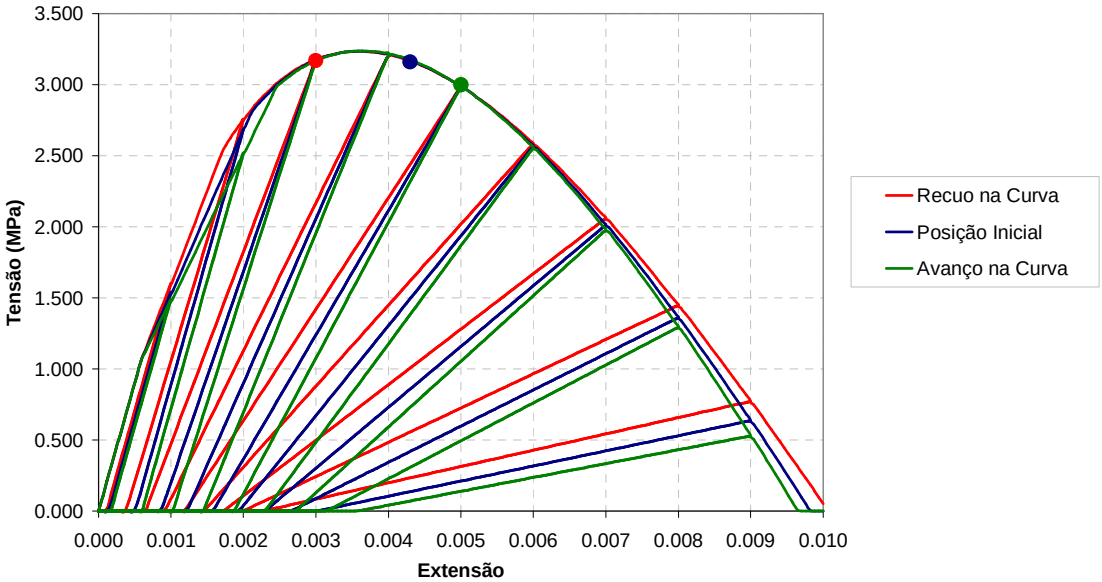


Figura 4.37. Influência da variação do ponto P na definição da rigidez das descargas e recargas.

Contudo, apesar do ponto P não ser utilizado directamente na definição da envolvente monotónica, a sua posição pode activar o mesmo efeito de "truncagem" referido na descrição do Ponto 0 (parâmetro FC01). Nesse caso o ponto 0 não é utilizado para determinar a parábola de define a curva, podendo a variação do ponto P causar um ligeiro desvio da envolvente monotónica (ver Figura 4.37).

As coordenadas (*x,y*) do ponto P devem ser escolhidas de modo a que este se situe sobre a curva de comportamento, sendo que o Modelo de Dano Contínuo, tal como se encontra implementado em Cast3M, permite que este ponto se situe numa outra posição que não sobre a curva. Este facto estará relacionado com a dificuldade em determinar as coordenadas de um ponto situado sobre a curva numérica, aquando da sua definição.

De acordo com (Monteiro 2009), o valor da tensão STRP deve ser tomada igual a cerca de 75% do valor da tensão máxima resistente FCU1. Como ponto de partida para a definição do ponto P, (Silva 2008) adoptou as mesmas coordenadas do ponto B, que consistiu também na estratégia seguida no presente trabalho.

Em relação ao parâmetro FCU1, correspondente ao valor da tensão máxima resistente, refira-se que não é utilizado na definição do pico da curva de comportamento, sendo apenas utilizado no cálculo do valor da extensão plástica de um dado ponto n, ε_n^p, através do parâmetro β_1, de acordo com as equações (4.26) e (4.27), onde ε_n corresponde ao valor da extensão do ponto n, dada pela curva material, e ε_0 corresponde ao valor da extensão limite elástica do material.

$$\beta_1 = \frac{(YOUN \times EXTP - STRP) \times FCU1}{(YOUN \times EXTP - FC01) \times (STRP + FCU1)} \tag{4.26}$$

$$\varepsilon_n^p = \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_n} \beta_1 \, d\varepsilon_n = \beta_1 (\varepsilon_n - \varepsilon_0) \tag{4.27}$$

4.4.2. Calibração do Modelo de Dano Contínuo

Com base no exposto nas secções anteriores, neste ponto é feita a calibração das curvas de comportamento a introduzir no Modelo de Dano Contínuo. Esta calibração consistiu num processo iterativo de tentativa e erro, por confronto directo das curvas numéricas dadas pelo Modelo de Dano Contínuo e as curvas objectivo. A melhor ou pior aproximação entre estas duas curvas determinava a necessidade de prosseguir ou não com o processo iterativo.

A obtenção de uma curva numérica através do Modelo de Dano Contínuo é conseguida através da imposição de um conjunto de valores para os parâmetros expostos na Tabela 4.3 e,

posteriormente, através da realização em Cast3M de uma simulação de um ensaio uniaxial de um espécime cúbico de lado unitário, submetido a uma cíclica lei de deslocamentos de tracção e compressão impostos (ΔL). Este processo foi repetido para o material constituinte do modelo 1 e para os 7 diferentes materiais que foram definidos no modelo 2.

Neste processo de calibração, alguns parâmetros foram previamente fixados, uma vez que os seus valores eram conhecidos e (ou) a sua variação não introduzia variações significativas nas curvas numéricas obtidas. Essencialmente, os parâmetros ajustados no processo iterativo de calibração das curvas numéricas foram os expostos em pormenor na secção *4.4.1.3*.

4.4.2.1. Parâmetros Gerais

Os valores dos parâmetros gerais (YOUN, RHO e NU) foram tomados como fixos durante este processo. De facto, os valores dos diferentes módulos de elasticidade já tinham sido obtidos através dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental (ver capítulo 3 e secções *3.7.3.1* e *3.7.3.2*), havendo confiança nesses valores.

Já os valores de RHO e NU não foram obtidos por qualquer ensaio experimental. Contudo, e sabendo que os seus valores não são susceptíveis de sofrer grandes variações como resultado do estado de degradação do material (ao contrário do módulo de elasticidade), foram adoptados valores encontrados na bibliografia consultada referentes a estruturas semelhantes à chaminé em estudo, como são os casos de (Pallarés 2003) ou (Aoki et al. 2008).

Na Tabela 4.4 resumem-se os valores adoptados para os parâmetros gerais para cada um dos modelos numéricos desenvolvidos.

Tabela 4.4. Valores adoptados para os parâmetros gerais.

		YOUN (GPa)	***RHO (kg/m^3)***	***NU***
Modelo 1	***Material Único***	*1.425*	*1650*	*0.2*
Modelo 2	***Material A***	*1.80*		
	Material B	*1.60*		
	Material C	*1.80*		
	Material D	*1.00*		
	Material E	*1.40*		
	Material F	*0.60*		
	Fissuras	*0.30*		

4.4.2.2. Parâmetros de Tracção

A calibração dos parâmetros de tracção não seguiu o processo iterativo previamente descrito. Neste caso, dado que não existiam curvas objectivo para ajustar a curva numérica, a sua determinação foi feita atribuindo valores aos parâmetros, de acordo com os pressupostos oportunamente expostos na secção *4.3.2*. A Tabela 4.5 resume os valores adoptados para cada um dos parâmetros.

Tabela 4.5. Valores adoptados para os parâmetros de tracção.

		GVAL (J/m^2)	FTUL (MPa)	NCRI	HLEN	REDC (MPa)
Modelo 1	**Material Único**	7.27	0.10	1	[b]	0.00
Modelo 2	**Material A**	9.18	0.13			
	Material B	8.16	0.11			
	Material C	9.18	0.13			
	Material D	5.10	0.07			
	Material E	7.14	0.10			
	Material F	3.06	0.04			
	Fissuras	1.53	0.02			

O valor unitário adoptado para o parâmetro NCRI em todos os materiais corresponde à consideração de uma função exponencial para o comportamento pós-pico. Este facto implica que o valor do parâmetro REDC não tenha qualquer influência na definição da curva, já que este apenas é utilizado quando se considera uma queda brusca da tensão de pico e um comportamento pós-pico definido por uma função linear.

Os valores dos parâmetros GVAL e FTUL foram já expostos na secção *4.3.2*, onde a sua determinação e as considerações feitas foram também apresentadas.

A Figura 4.38 mostra um exemplo da curva de comportamento numérica em tracção do material constituinte do modelo 1. Note-se que nesta curva a energia de fractura considerada é a resultante da extensão fictícia ε^* distribuída no comprimento equivalente l_1, ou seja $g_1 = G_f / l_1$.

[b] O valor de HLEN, tal como foi exposto na secção *4.4.1.1*, depende das dimensões de cada elemento finito. No presente trabalho foi utilizado um algoritmo implementado em Cast3M (Costa et al. 2004) que determina o comprimento equivalente de cada elemento como sendo a raiz cúbica do "*volume de influência*" de cada ponto de Gauss.

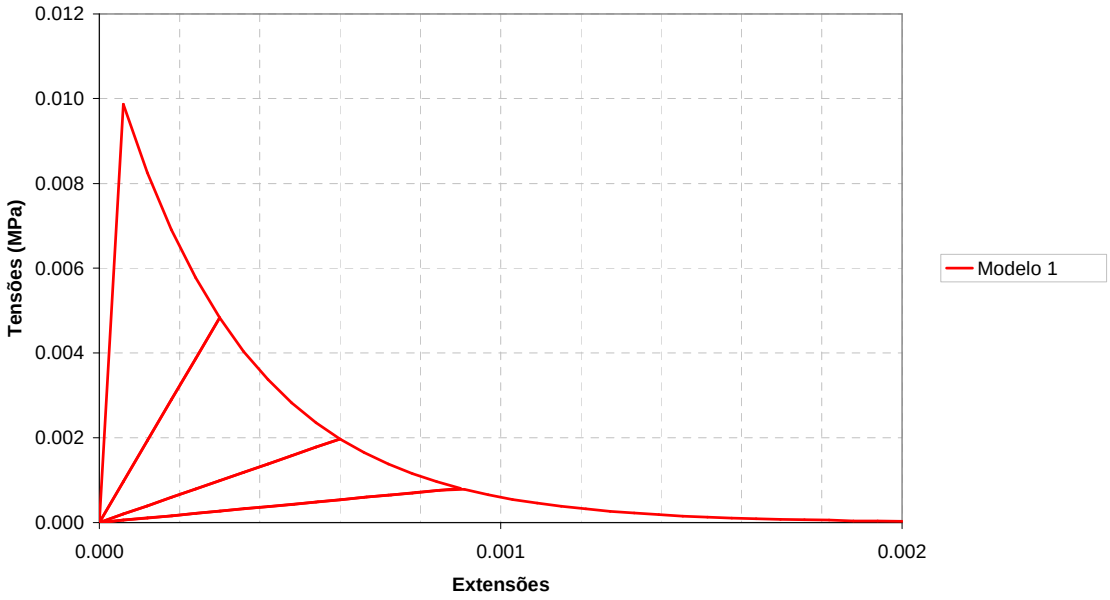


Figura 4.38. Exemplo de uma curva de comportamento numérico em tracção do material constituinte do modelo 1.

4.4.2.3. Parâmetros de Compressão

A calibração da curva numérica de compressão seguiu então um processo iterativo que visou atingir a coincidência entre as curvas objectivo e numérica.

Foram definidas e seguidas algumas regras neste processo de calibração, incluindo a fixação de alguns valores que se mantiveram constantes ao longo de todo o processo. A estratégia de calibração foi então a seguinte:

- Foram fixados os parâmetros RT45, EXTU e FCU1. No caso do parâmetro RT45, adoptou-se o valor unitário de forma conservativa, não se considerando qualquer aumento da tensão limite de elasticidade no caso de se verificar um estado de compressão biaxial. No caso dos parâmetros EXTU e FCU1, como os seus valores são conhecidos através das curvas objectivo, não foram alterados no processo de calibração.

- Inicialmente foi adoptado um valor de cerca de 30% da tensão máxima resistente de compressão para o parâmetro FC01 correspondente ao limite de elasticidade da curva. Este valor foi, em alguns casos, alterado no processo de calibração, sempre com a preocupação de que a sua grandeza não se afastasse significativamente do valor inicialmente adoptado.

- Posteriormente foram seleccionados dois pontos A e B na curva objectivo (parâmetros EXT1, STR1, EXT2 e STR2). A localização do ponto A correspondeu sempre a um

ponto antes do pico da curva, e a do ponto B a um ponto após. Verificou-se que um bom ajuste foi conseguido quando existia alguma simetria (aproximada) entre os pontos A e B, em relação ao ponto de tensão máxima, e quando as tensões dos pontos A e B apresentavam valores de cerca de 95% do valor da tensão máxima resistente de compressão (parâmetros FCU1).

- Finalmente foram calibradas as curvas de descarga e recarga, sendo adoptada para posição inicial do ponto P a posição do ponto B. Para esta hipótese, verificou-se que as descargas e recargas pré-pico eram aproximadamente paralelas ao ramo elástico da curva, degradando-se a rigidez apenas na zona pós-pico, o que está de acordo com os pressupostos adoptados, apresentados em (Oliveira 2003).

Os resultados desta calibração, para cada um dos materiais constituintes dos modelos 1 e 2, são apresentados na Tabela 4.6 e nos gráficos da Figura 4.39 à Figura 4.45, onde se sobrepõem as curvas objectivo e numéricas obtidas para cada material. Note-se o bom ajuste conseguido, captando-se com bastante eficácia o ramo linear das curvas e as tensões resistentes máximas, sendo que as curvas apenas divergem ligeiramente na zona final do ramo descendente

Tabela 4.6. Valores adoptados para os parâmetros de compressão.

		FC01 (MPa)	***EXTU***	***FCU1 (MPa)***	***EXT1***	***STR1 (MPa)***	***EXT2***	***STR2 (MPa)***	***EXTP***	***STRP (MPa)***	***RT45***
Modelo 1	***Material Único***	*-0.83*	*-0.012*	*-2.59*	*-0.003*	*-2.53*	*-0.004*	*-2.51*	*-0.004*	*-2.51*	
Modelo 2	***Material A***	*-1.10*	*-0.012*	*-3.27*	*-0.003*	*-3.20*	*-0.004*	*-3.16*	*-0.004*	*-3.16*	
	Material B	*-0.97*	*-0.012*	*-2.91*	*-0.003*	*-2.85*	*-0.004*	*-2.81*	*-0.004*	*-2.81*	
	Material C	*-1.10*	*-0.012*	*-3.27*	*-0.003*	*-3.20*	*-0.004*	*-3.16*	*-0.004*	*-3.16*	
	Material D	*-0.61*	*-0.012*	*-1.82*	*-0.003*	*-1.78*	*-0.004*	*-1.76*	*-0.004*	*-1.76*	*1.0*
	Material E	*-0.85*	*-0.012*	*-2.55*	*-0.003*	*-2.49*	*-0.004*	*-2.46*	*-0.004*	*-2.46*	
	Material F	*-0.36*	*-0.012*	*-1.09*	*-0.003*	*-1.07*	*-0.004*	*-1.05*	*-0.004*	*-1.05*	
	Fissuras	*-0.18*	*-0.012*	*-0.55*	*-0.003*	*-0.53*	*-0.004*	*-0.53*	*-0.004*	*-0.53*	

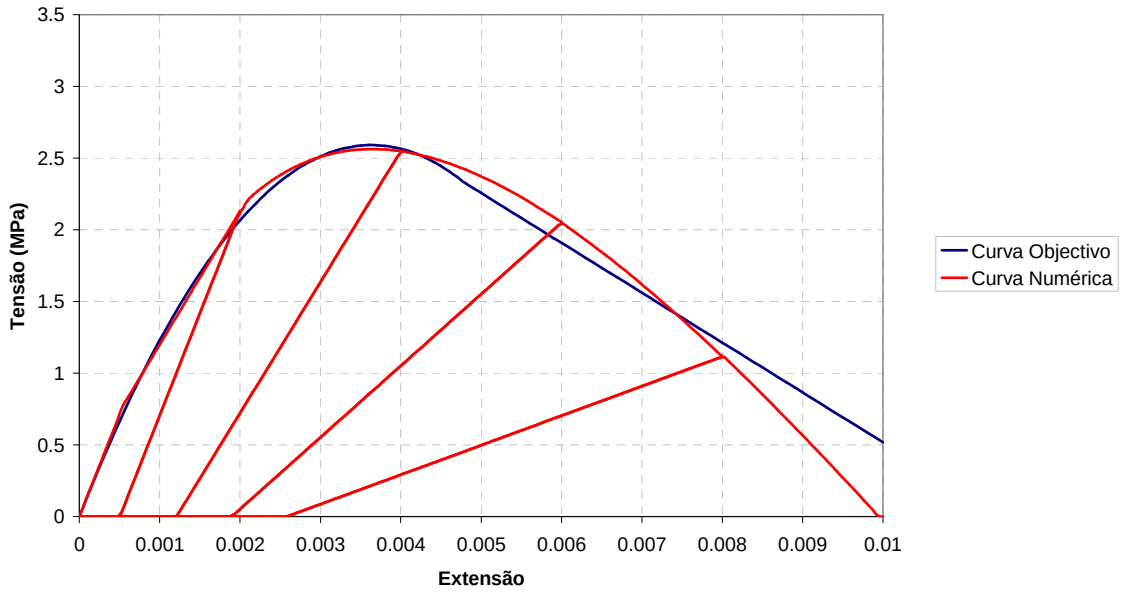


Figura 4.39. Calibração da curva de compressão do modelo 1.

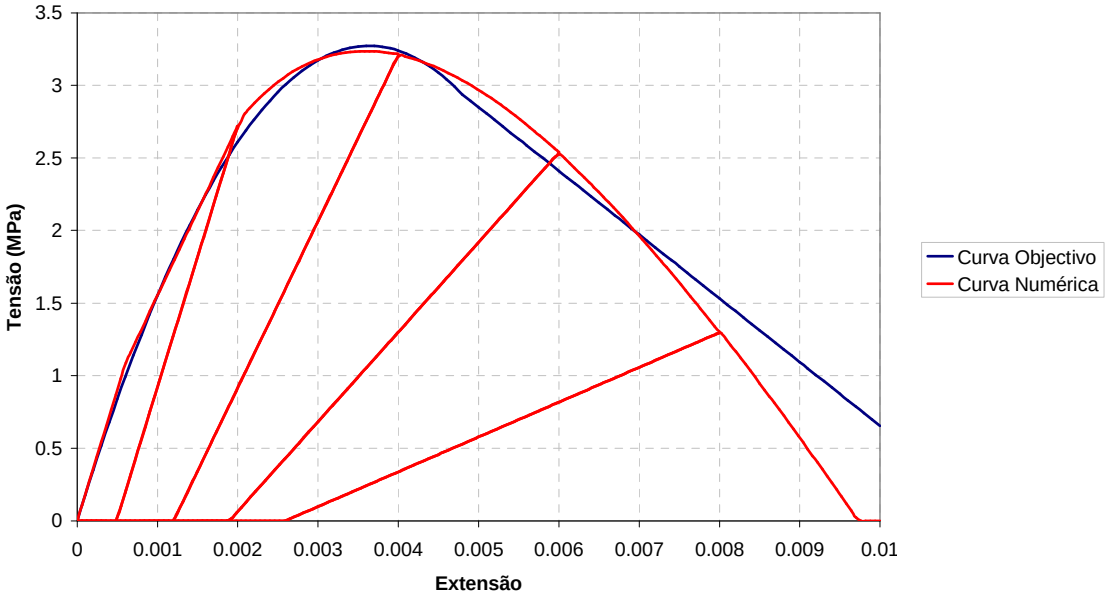


Figura 4.40. Calibração da curva de compressão do material A e material C do modelo 2.

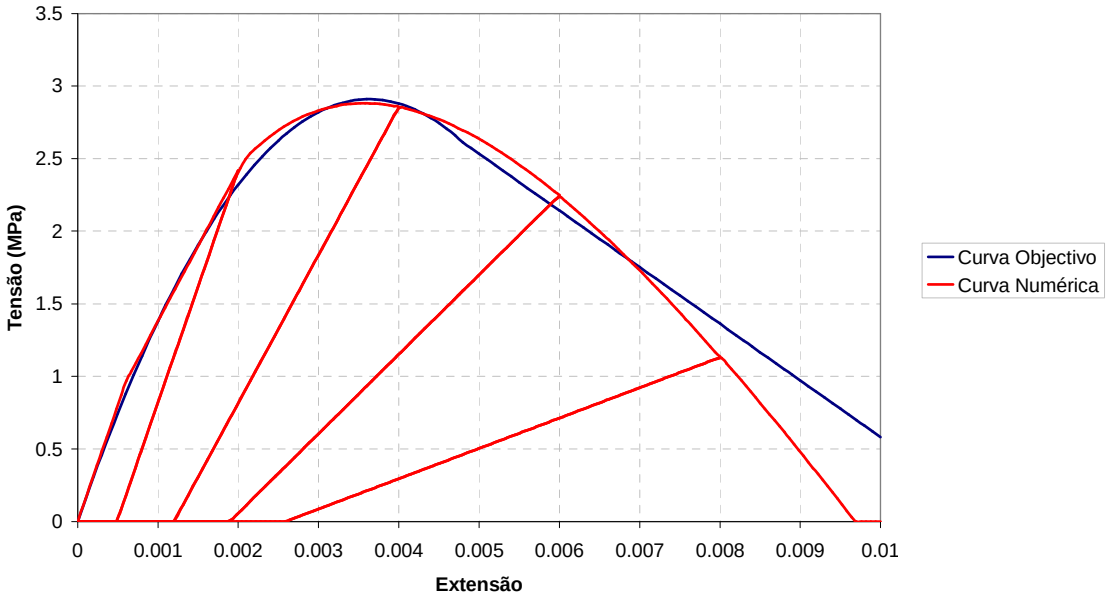


Figura 4.41. Calibração da curva de compressão do material B do modelo 2.

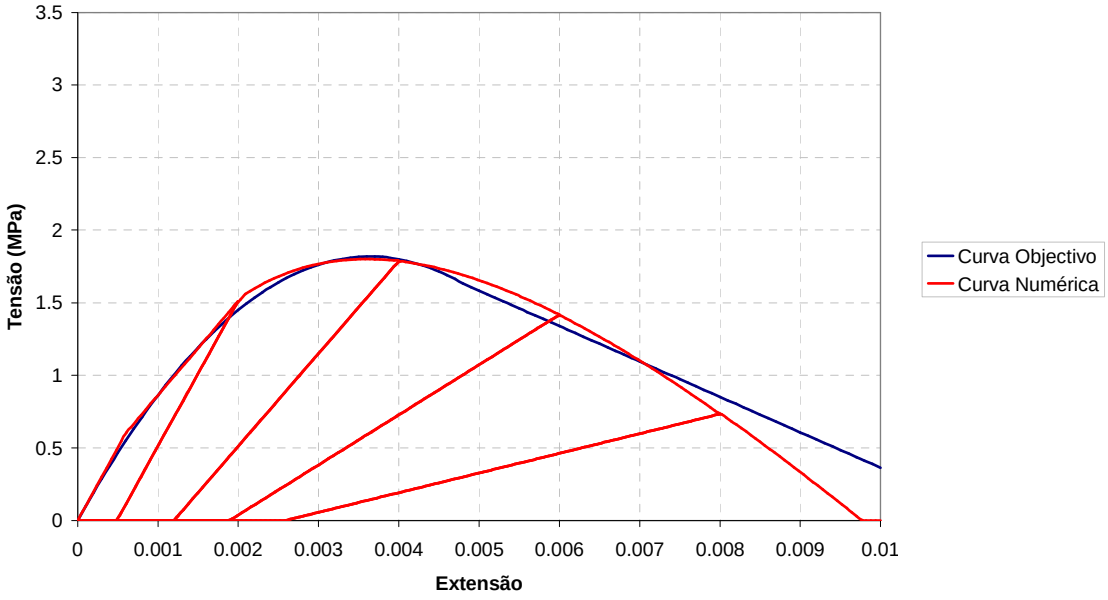


Figura 4.42. Calibração da curva de compressão do material D do modelo 2.

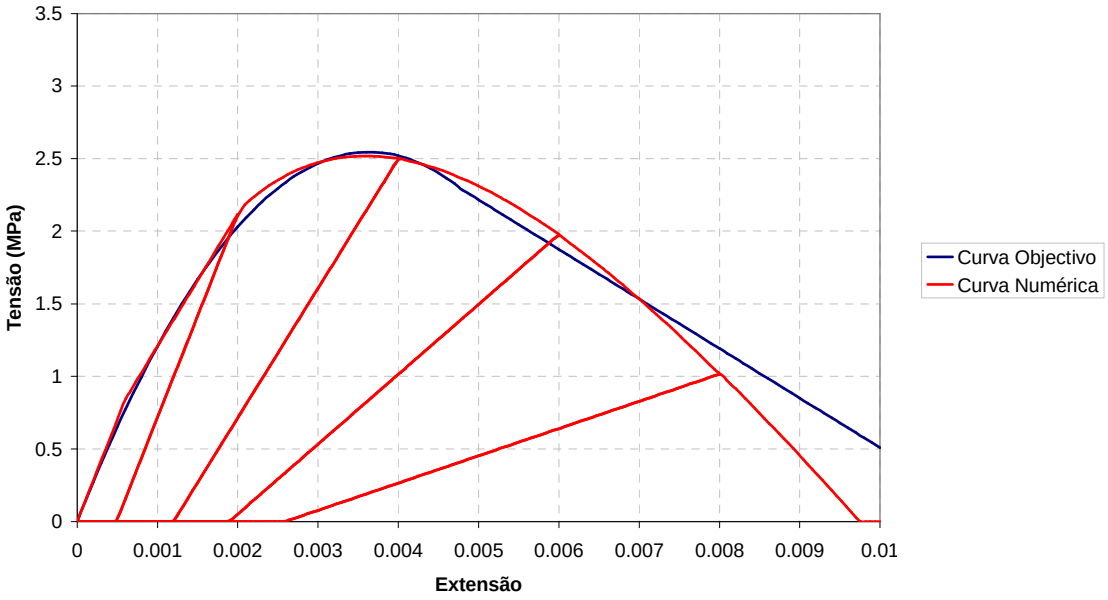


Figura 4.43. Calibração da curva de compressão do material E do modelo 2.

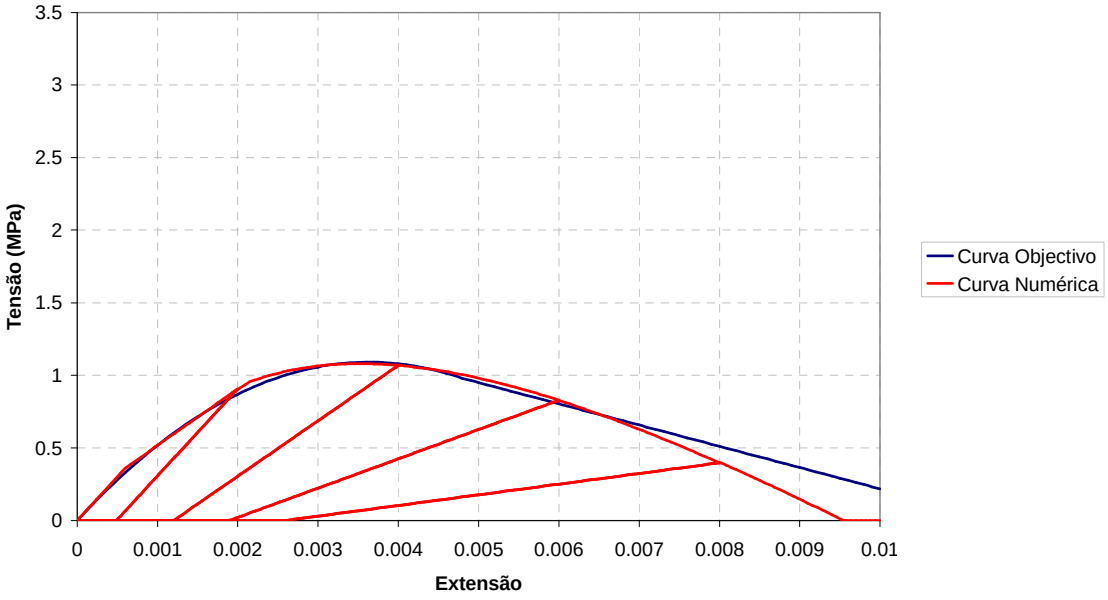


Figura 4.44. Calibração da curva de compressão do material F do modelo 2.

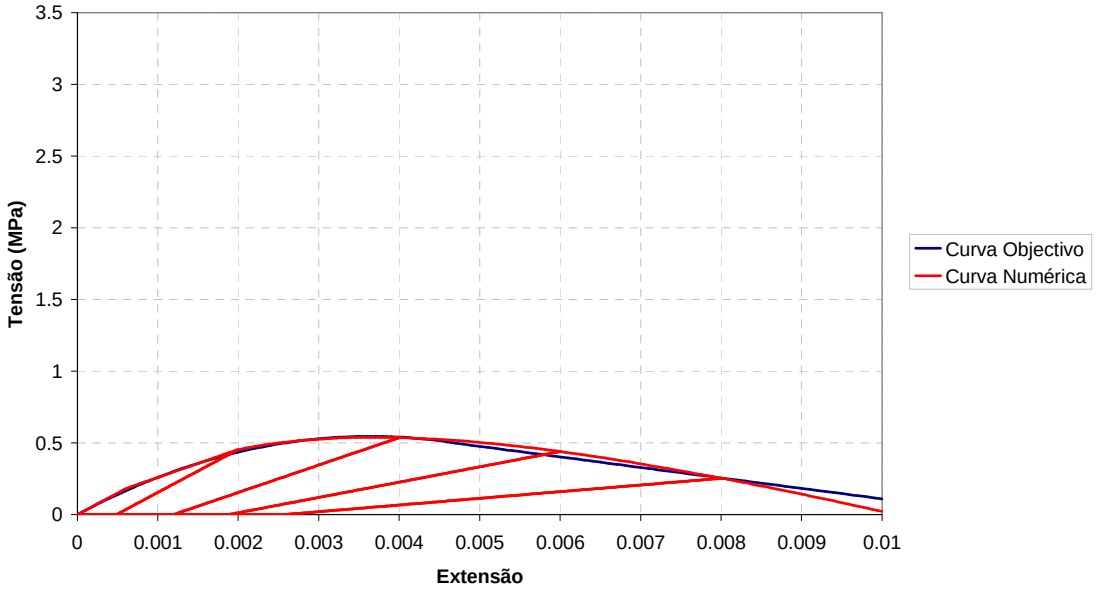


Figura 4.45. Calibração da curva de compressão das fissuras do modelo 2.

4.5. CONCLUSÕES

O presente capítulo teve como principal objectivo a modelação do comportamento não linear da alvenaria que constitui a chaminé alvo deste estudo. Para tal, foram apresentados alguns trabalhos publicados neste campo de investigação onde se observam as principais características das curvas de comportamento de estruturas em alvenaria de tijolo.

Os trabalhos realizados no domínio da caracterização numérica do comportamento à compressão da alvenaria são diversos, destacando-se o facto de muitos deles partirem de estudos realizados em elementos de betão. De facto, as semelhanças entre as curvas de comportamento á compressão da alvenaria e do betão são muitas, o que, entre outros motivos, motivou o uso do Modelo de Dano Continuo para a simulação do comportamento da alvenaria no presente trabalho.

Com base no trabalho realizado por (Kaushik et al. 2007) foram estabelecidas relações entre os módulos de elasticidade obtidos no capítulo 3 para os modelos 1 e 2, e a resistência à compressão. Com estes valores e usando o modelo de Kaushik foram definidas as curvas de comportamento monotónico em compressão para cada um dos materiais considerados no modelo 1 e modelo 2. Quanto ao comportamento cíclico, as conclusões expostas em (Oliveira 2003) foram adoptadas no presente trabalho para proceder à calibração das descargas e recargas no modelo.

No que respeita ao comportamento da alvenaria em tracção, os trabalhos publicados são escassos, não existindo na bibliografia consultada quaisquer expressões que permitam determinar qual a curva de comportamento em tracção da alvenaria. As dificuldades inerentes à realização de ensaios desta natureza constituem a principal razão desta escassez de dados. Por outro lado, a fraca resistência da alvenaria a este tipo de esforços faz com que muitas vezes seja considerada nula. Mais uma vez, e tal como no caso da compressão, o paralelismo com o comportamento do betão é a estratégia mais utilizada e a adoptada no caso do presente trabalho.

Uma vez definidas as curvas objectivo para o comportamento da alvenaria, foi utilizado o Modelo de Dano Contínuo (Faria 1994) para a simulação do comportamento não linear da alvenaria de tijolo da chaminé. Este modelo, inicialmente desenvolvido para a simulação de grandes massas de betão, apresenta características que podem ser consideradas promissoras para a simulação de estruturas de alvenaria. As principais particularidades do modelo, no que respeita às leis de compressão e tracção, foram neste capítulo apresentadas, nomeadamente os princípios da sua formulação e os parâmetros necessários à definição de leis de comportamento numérico.

A este respeito refira-se que, apesar de ser necessária a introdução de vários parâmetros para a obtenção das curvas, a sua calibração é, de certa forma, simples, uma vez que o comportamento em tracção é independente do comportamento em compressão. Este último, e que envolve mais parâmetros, apresenta-se bastante simplificado, já que a parte não linear da curva monotónica de compressão é obtida à custa de três pontos, sendo essencialmente estes os parâmetros a ajustar. A estratégia de calibração seguida encontra-se descrita na secção *4.4.2.3*, onde se apresentam também algumas recomendações que se julgam úteis para futuras calibrações desta natureza.

O ajuste conseguido, de acordo com as considerações adoptadas, foi bastante bom, conseguindo-se com as curvas numéricas captar as principais características das curvas objectivo, como sejam o ramo de comportamento elástico, a tensão máxima resistente e ainda a primeira zona do ramo decrescente. Apenas a ultima zona do ramo decrescente se afastou um pouco da curva objectivo. No que respeita às descargas e recargas, conseguiu-se que na zona pré-pico estas fossem aproximadamente paralelas ao ramo elástico, verificando-se a degradação da sua rigidez essencialmente na zona pós-pico. No capítulo seguinte é efectuada a simulação numérica da chaminé usando modelo não linear calibrado no presente capítulo.

5. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA CHAMINÉ DE ERMESINDE

5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentados os principais aspectos relacionados com a avaliação do comportamento sísmico da chaminé de alvenaria que constitui o caso de estudo do presente trabalho. A análise do comportamento sísmico de uma estrutura existente deve ser baseada numa modelação numérica adequada e suficientemente detalhada, que permita traduzir os aspectos fundamentais da sua resposta estrutural. Neste contexto, a chaminé em estudo apresenta uma configuração estrutural ideal para serem ensaiados modelos numéricos mais complexos e computacionalmente mais exigentes, uma vez que geometricamente é uma estrutura simples, cuja modelação não envolve detalhes excessivos, susceptíveis de causar entropia nos cálculos numéricos a efectuar.

Na sequência dos capítulos anteriores, nomeadamente o levantamento geométrico ilustrado no capítulo 2, os modelos numéricos construídos e expostos no capítulo 3, e as características materiais apresentadas nos capítulos 3 e 4, as informações necessárias à simulação numérica do comportamento da chaminé encontravam-se reunidas e prontas a ser utilizadas.

Numa primeira fase deste capítulo é avaliada a resposta da estrutura face à acção do seu peso próprio, comparando-se a resposta dos modelos 1 e 2 (ver capítulo 3). Para cada um dos modelos é também avaliada a influência da consideração da não linearidade dada pelas curvas de comportamento expostas no capitulo 4.

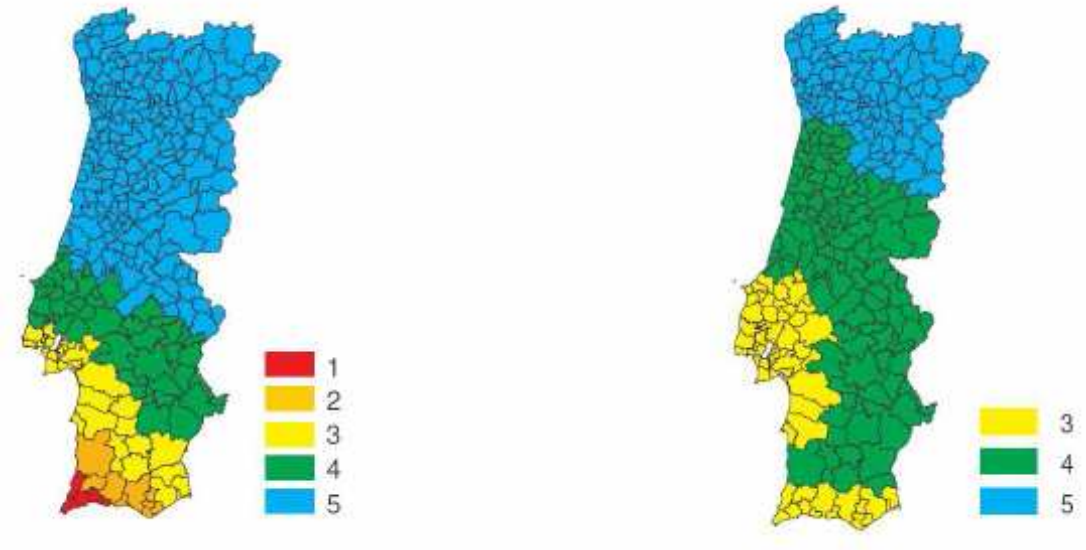
Posteriormente, e recorrendo a acelerogramas artificiais gerados com base nos espectros de resposta do Eurocódigo 8 (CEN 2005), é feita a avaliação da resposta sísmica da estrutura, com especial destaque para a comparação da resposta obtida com os modelos 1 e 2, com os sismos tipo 1 e 2, e com a consideração da não linearidade material. Por fim, avalia-se a resposta da chaminé após uma acção de reforço, que visou a melhoria do seu comportamento face a acções sísmicas.

5.2. ACÇÃO SÍSMICA

A avaliação do comportamento sísmico da chaminé foi feita através da consideração de acelerogramas representando a acção sísmica horizontal e vertical simulando a actuação temporal de um sismo, sendo a resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico feita passo a passo no domínio do tempo. Foram gerados acelerogramas artificiais com base nos espectros de resposta propostos pelo Eurocódigo 8 (CEN 2005), de acordo com o zonamento proposto em (Carvalho 2007), em vias de publicação num Documento Nacional de Aplicação (DNA).

5.2.1. Geração de Acelerogramas

Os acelerogramas foram obtidos recorrendo ao programa SIMQKE (Vanmarcke et al. 1969), que permite gerar um conjunto de 20 sismos, de acordo com o Eurocódigo 8, providenciando 10 sismos do tipo 1 (sismos afastados) e 10 sismos do tipo 2 (sismos próximos). Os acelerogramas gerados dependem essencialmente da zona do território onde se situa a estrutura (Figura 5.1) e do tipo de terreno de fundação da mesma. De acordo com a Figura 5.1, a estrutura situa-se na zona 5 do território de Portugal continental, quer para o sismo tipo 1 quer para o sismo tipo 2, tendo-se considerado um terreno rijo (tipo B) para solo de fundação. As acelerações máximas de referência correspondentes a cada um dos tipos de sismo assumem os valores de 50cm/s^2 para o caso do sismo tipo 1 e 80cm/s^2 para o caso do sismo tipo 2.



(a) (b)

Figura 5.1. Zonamento sísmico em Portugal Continental (Carvalho 2007): (a) Sismo tipo 1; (b) Sismo tipo 2.

No presente trabalho, foram escolhidos apenas dois acelerogramas para cada tipo de sismo, um para as componentes horizontais (*xx* e *yy*) e outro para a componente vertical (*zz*). Note-se que para a componente horizontal de cada tipo de sismo apenas foi escolhido um acelerograma, uma vez que as componentes *xx* e *yy* estarão relacionadas entre si, dependendo apenas da direcção considerada para a actuação do sismo. Já para a componente *zz* foram escolhidos acelerogramas diferentes dos seleccionados para as componentes horizontais, uma vez que a componente vertical do sismo não tem de ser necessariamente proporcional às horizontais, quer em termos de acelerograma, quer em termos de conteúdo em frequências (Oliveira et al. 2008). Para a escolha dos acelerogramas, e para uma melhor visualização e manipulação dos mesmos, foi usada uma folha de cálculo desenvolvida por (Campos Costa 1993) que permite obter para cada acelerograma o correspondente espectro de resposta e efectuar a comparação com o seu espectro regulamentar.

A cada um dos acelerogramas devidamente escalado foi atribuída uma designação que corresponde ao tipo de sismo e à direcção de actuação:

- ***S1-AccH*** – Correspondente ao sismo tipo 1 que foi usado para as componentes horizontais;
- ***S1-AccV*** – Correspondente ao sismo tipo 1 que foi usado para as componentes verticais;
- ***S2-AccH*** – Correspondente ao sismo tipo 2 que foi usado para as componentes horizontais;
- ***S2-AccV*** – Correspondente ao sismo tipo 2 que foi usado para as componentes verticais.

Nas figuras seguintes apresentam-se os gráficos de cada um dos acelerogramas adoptados, bem como os correspondentes espectros de potência e espectros de resposta, sendo estes últimos confrontados com os espectros regulamentares do Eurocódigo 8.

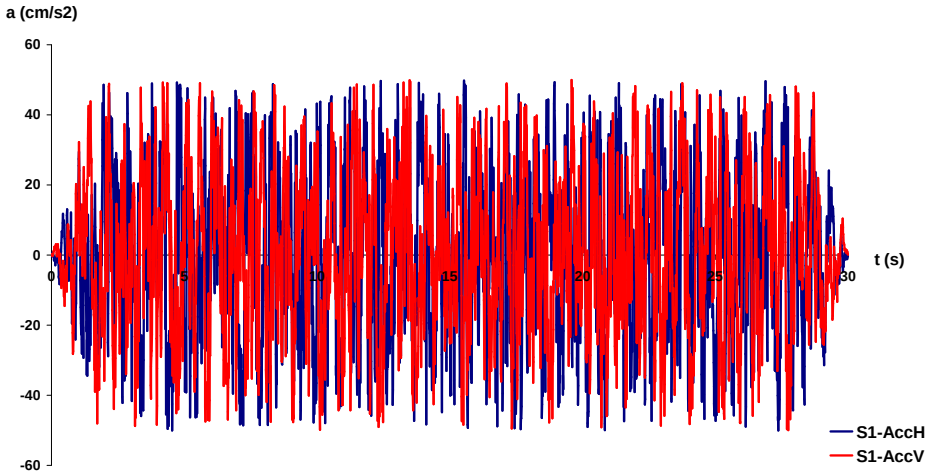


Figura 5.2. Acelerogramas S1-AccH e S1-AccV, correspondentes ao sismo tipo 1.

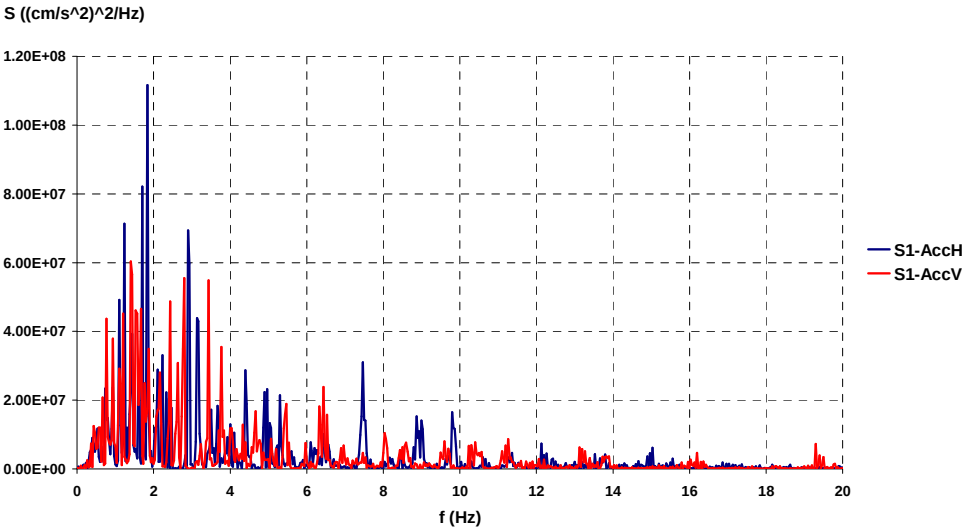


Figura 5.3. Espectros de potência dos acelerogramas S1-AccH e S1-AccV.

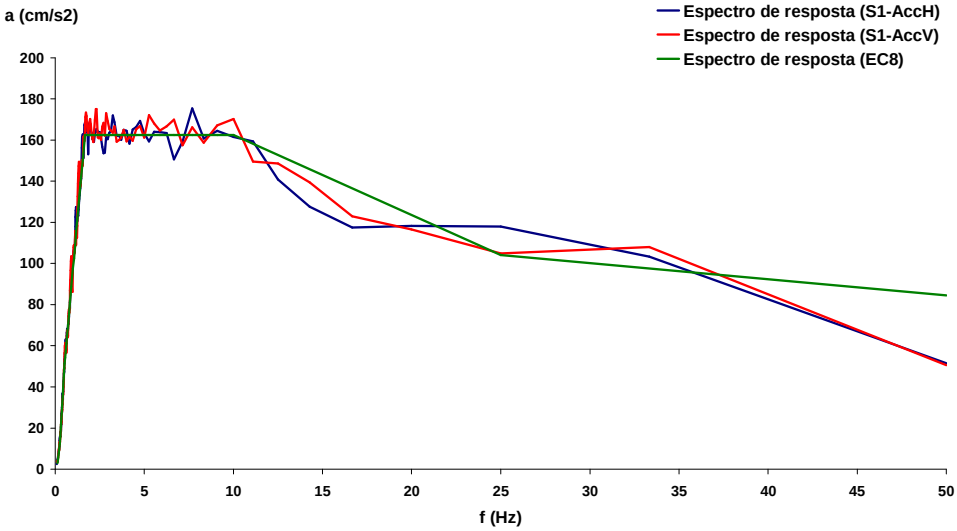


Figura 5.4. Espectros de resposta dos acelerogramas S1-AccH e S1-AccV, confrontados com o respectivo espectro regulamentar (EC8).

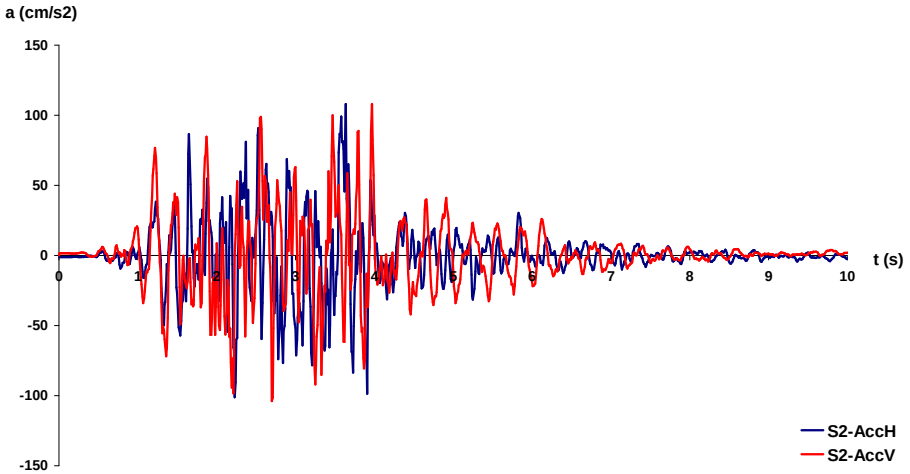


Figura 5.5. Acelerogramas S2-AccH e S2-AccV, correspondentes ao sismo tipo 2.

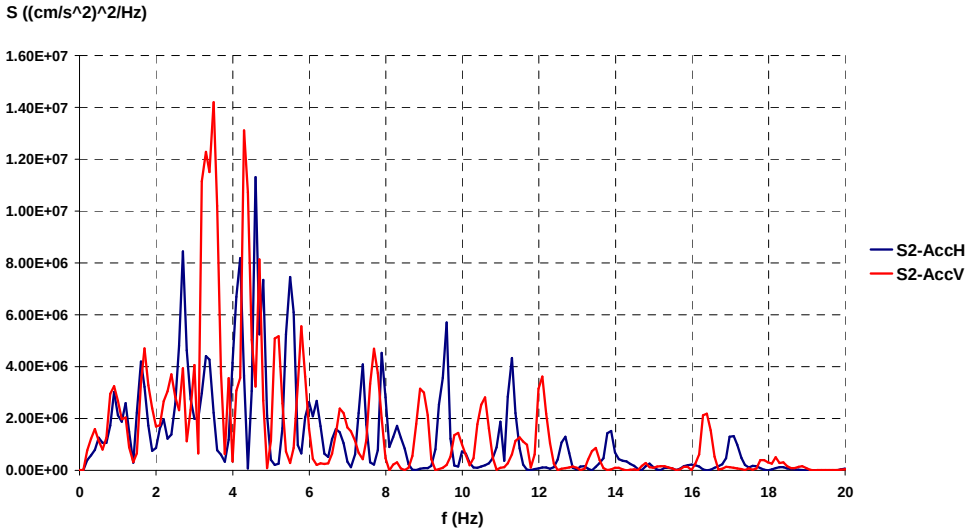


Figura 5.6. Espectros de potência dos acelerogramas S2-AccH e S2-AccV.

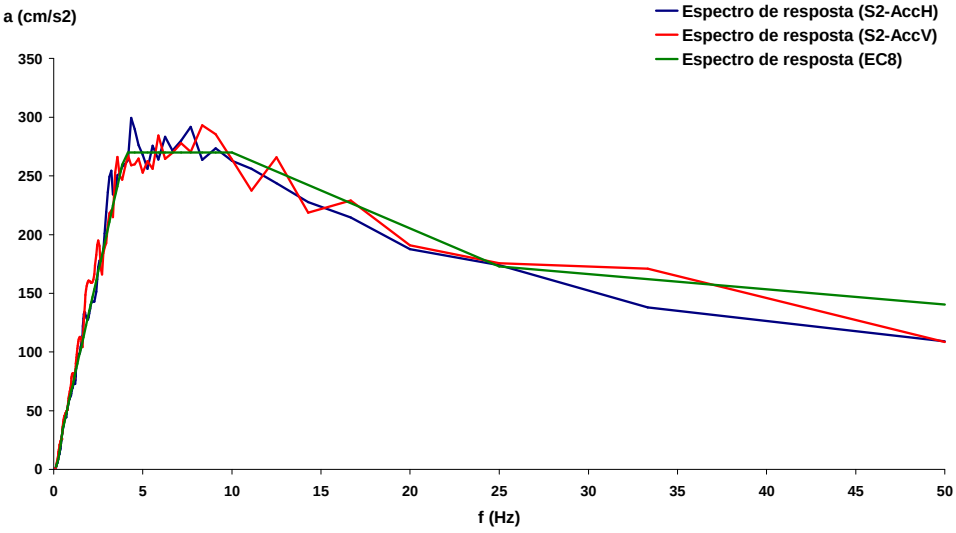


Figura 5.7. Espectros de resposta dos acelerogramas S2-AccH e S2-AccV, confrontados com o respectivo espectro regulamentar (EC8).

Da análise das figuras anteriores, poder-se-ão extrair algumas conclusões preliminares interessantes. Em primeiro lugar, será importante referir que os espectros de resposta de ambos os sismos se aproximam dos espectros de resposta regulamentares constantes no Eurocódigo 8. De referir também que se prevê que os 2os e 3os modos possam vir a contribuir para a resposta sísmica da chaminé, sendo que o sismo tipo 1 excitará as frequências em torno dos 2Hz e o sismo tipo 2 terá o mesmo efeito, mas nas frequências mais próximas de 4Hz. Em qualquer dos casos, o conteúdo em frequências da acção encontra-se praticamente todo definido até à frequência de cerca de 10Hz.

5.2.2. Combinações de Acções

A acção sísmica foi introduzida nos modelos de cálculo de acordo com uma única combinação de esforços que contabiliza a contribuição da acção do peso próprio (G_k) e da acção sísmica (E_k), de acordo com a expressão (5.1).

$$Comb. = 1.0\ G_k + 1.0\ E_k \tag{5.1}$$

Contudo, e de modo a poder avaliar a influência do peso próprio nos resultados obtidos, bem como o estado de tensão na estrutura face a acções permanentes, foram analisados também os resultados de um cálculo estático considerando apenas a acção do peso próprio da estrutura.

A acção sísmica, tal como foi referido, foi obtida a partir dos acelerogramas gerados artificialmente, considerando-se desta forma o seu carácter dinâmico. A combinação direccional dos acelerogramas (Tabela 4.2) foi efectuada de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2005), considerando uma direcção horizontal principal com uma contribuição de 100% do acelerograma, e a direcção perpendicular com uma contribuição de 30% do seu acelerograma (CEN 2005). A componente vertical é considerada como um acelerograma de valor máximo igual a 45% do valor máximo do acelerograma gerado para o sismo tipo 1, e de 90% para o sismo tipo 2 (CEN 2005).

Tabela 5.1. Combinação dos acelerogramas gerados segundo as componentes de acção sísmica.

E_k	XX	YY	ZZ
Sismo 1X	***100%*** *S1-AccH*	***30%*** *S1-AccH*	***45%*** *S1-AccV*
Sismo 1Y	***30%*** *S1-AccH*	***100%*** *S1-AccH*	***45%*** *S1-AccV*
Sismo 2X	***100%*** *S2-AccH*	***30%*** *S2-AccH*	***90%*** *S2-AccV*
Sismo 2Y	***30%*** *S2-AccH*	***100%*** *S2-AccH*	***90%*** *S2-AccV*

5.3. RESOLUÇÃO DO PROBLEMA NÃO LINEAR DINÂMICO

A resolução do problema dinâmico decorrente da consideração da acção sísmica foi efectuada através da integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, recorrendo a um procedimento implementado no programa Cast3M (CEA 2003), que se baseia no método de Newmark (Newmark 1959), um método implícito de integração passo-a-passo. Contudo, no caso de se adoptarem leis de comportamento material não linear, em cada passo do método de Newmark é envolvido o método de Newton-Raphson, um método iterativo que permite resolver o problema da não linearidade material. No presente capítulo será exposto o algoritmo implementado em Cast3M para a análise de estruturas considerando acções dinâmicas, envolvendo o comportamento não linear dos materiais.

A equação de equilíbrio dinâmico de uma estrutura num instante t é dada pela seguinte expressão:

$$M\,\ddot{u}_t + C\,\dot{u}_t + K\,u_t = f_t \tag{5.2}$$

onde M, C e K são, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, $\ddot{u}_t$, $\dot{u}_t$ e u_t são, respectivamente, os vectores das acelerações, velocidades e deslocamentos no instante t resultantes da acção das forças dinâmicas exteriores nesse instante dadas pelo vector f_t. A expressão (2.1) pode ser reescrita de acordo com (5.3), onde r_t corresponde às forças elásticas no instante t.

$$M\,\ddot{u}_t + C\,\dot{u}_t + r_t = f_t \tag{5.3}$$

A aplicação do método de Newmark supõe uma variação linear das velocidades, ou seja, considera a aceleração constante num dado intervalo de tempo considerado. Deste modo, e considerando que são conhecidos todos os parâmetros no instante t, a velocidade e o deslocamento no instante ($t+\Delta t$) são dados pelas seguintes equações:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \left[\gamma\cdot\ddot{u}_{t+\Delta t} + (1-\gamma)\cdot\ddot{u}_t\right]\cdot\Delta t \tag{5.4}$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t\cdot\Delta t + \left[\beta\cdot\ddot{u}_{t+\Delta t} + \left(\frac{1}{2}-\beta\right)\cdot\ddot{u}_t\right]\cdot\Delta t^2 \tag{5.5}$$

onde γ e β são dois parâmetros de ajuste que permitem controlar a estabilidade e a precisão do método, sendo que o factor γ permite ajustar o valor da velocidade e o factor β o valor do deslocamento. No caso do presente trabalho, os valores de γ e de β foram assumidos como $\gamma = 1/2$ e $\beta = \gamma/2$, o que faz com que o método seja incondicionalmente estável.

O método de Newmark implica a adopção de um intervalo temporal (Δt), com repercussões na maior ou menor precisão no resultado da integração. De acordo com alguns autores (Silva 2008), a escolha do intervalo de tempo a utilizar na integração segundo o método de Newmark deve ser feita em função do conteúdo em frequências da estrutura e da acção sísmica, sendo recomendável a utilização de um intervalo temporal de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta t \leq \frac{1}{f_{\max} \cdot 10} \tag{5.6}$$

onde $f_{\max}$ representa o valor da máxima frequência da estrutura susceptível de ser excitada pela acção. No caso do presente trabalho, foi considerado que a chaminé responderia com participação de frequências até aos 10Hz, o que conduziu à adopção de um valor de Δt =0.01s.

Considerando um intervalo de tempo $[t, t+\Delta t]$, a equação (5.3) toma o aspecto da expressão (5.7).

$$M\,\Delta\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\,\Delta\dot{u}_{t+\Delta t} + K\,\Delta u_{t+\Delta t} = \Delta f_{t+\Delta t} \tag{5.7}$$

onde $\Delta f_{t+\Delta t}$ representa o incremento das forças exteriores, para o intervalo de tempo considerado.

A resolução da equação anterior é feita considerando os incrementos de acelerações e velocidades dados pelas seguintes expressões:

$$\Delta\ddot{u}_{t+\Delta t} = \ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t = -\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \cdot \dot{u}_t - \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \ddot{u}_t + \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \cdot \Delta u_{t+\Delta t} \tag{5.8}$$

$$\Delta\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_{t+\Delta t} - \dot{u}_t = -\frac{\gamma}{\beta} \cdot \dot{u}_t - \left(\frac{\gamma}{2 \cdot \beta} - 1\right) \cdot \ddot{u}_t \cdot \Delta t + \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \cdot \Delta u_{t+\Delta t} \tag{5.9}$$

onde $\Delta u_{t+\Delta t} = u_{t+\Delta t} - u_t$.

Substituindo as grandezas dadas pelas equações (5.8) e (5.9) na equação (5.7), obtém-se:

$$\overline{K}\,\Delta u_{t+\Delta t} = \Delta \bar{f}_{t+\Delta t} \tag{5.10}$$

onde $\overline{K}$ representa a matriz de rigidez efectiva, dada por (5.11), e $\Delta \bar{f}_{t+\Delta t}$ representa o vector do incremento das forças efectivas no intervalo de tempo considerado, dado por (5.12).

$$\overline{K} = K + \frac{2}{\Delta t}\cdot C + \frac{4}{\Delta t^2}\cdot M \tag{5.11}$$

$$\Delta \bar{f}_{t+\Delta t} = \Delta f_{t+\Delta t} + 2\cdot C\cdot \dot{u}_t + M\cdot\left(\frac{4}{\Delta t}\cdot \dot{u}_t + 2\cdot \ddot{u}_t\right) \tag{5.12}$$

Sabendo, a partir da equação (5.3), que $\left[2\cdot M\cdot \ddot{u}_t + 2\cdot C\cdot \dot{u}_t = 2\cdot\left(f_t - r_t\right)\right]$, o vector do incremento das forças efectivas $\Delta \bar{f}_{t+\Delta t}$ pode ser dado por:

$$\Delta \bar{f}_{t+\Delta t} = f_{t+\Delta t} + f_f - 2\cdot r_t + \frac{4}{\Delta t}\cdot M\cdot \dot{u}_t \tag{5.13}$$

Após a resolução da equação (5.10), as forças elásticas no instante $\left(t+\Delta t\right)$, $r_{t+\Delta t}$, são calculadas utilizando os deslocamentos $u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u_{t+\Delta t}$. Nesta fase, é activada a subrotina de cálculo não linear, envolvendo o método de Newton-Raphson, que verifica o equilíbrio resultante da aplicação das forças elásticas obtidas.

Considerando então o incremento das forças elásticas, dado pela equação (5.14):

$$K\,\Delta u_{t+\Delta t} = r_{t+\Delta t} - r_t \tag{5.14}$$

E substituindo esta relação na equação (5.10), é possível calcular o valor do resíduo dado por:

$$\Gamma = \Delta \bar{f}_{t+\Delta t} - \left(r_{t+\Delta t} - r_t\right) - \left(\frac{2}{\Delta t}\cdot C + \frac{4}{\Delta t^2}\cdot M\right)\cdot \Delta u_{t+\Delta t} \tag{5.15}$$

O equilíbrio é atingido quando o valor do resíduo Γ é inferior a uma tolerância. Caso não se verifique essa condição, inicia-se um processo iterativo até ser atingida a convergência. Na

equação (5.10), o vector do incremento das forças efectivas $\Delta\bar{f}_{t+\Delta t}$ é substituído pelo valor do resíduo Γ_i referente à iteração i, obtendo-se um novo valor para o incremento de deslocamentos.

$$\overline{K}\left(\Delta u_{t+\Delta t}\right)_{i+1} = \Gamma_i \qquad i = 1, 2, 3, \ldots \tag{5.16}$$

com:

$$\left(\Delta u_{t+\Delta t}\right)_1 = 0 \tag{5.17}$$

$$\left(r_{t+\Delta t}\right)_1 = r_t \tag{5.18}$$

O valor dos deslocamentos obtidos no final da iteração $(i+1)$ são dados por:

$$\left(u_{t+\Delta t}\right)_{i+1} = \left(u_{t+\Delta t}\right)_i + \left(\Delta u_{t+\Delta t}\right)_{i+1} \tag{5.19}$$

Uma vez calculados os deslocamentos referentes à iteração $(i+1)$, as forças elásticas são calculadas de novo, obtendo-se um novo valor para o resíduo, Γ_{i+1}:

$$\Gamma_{i+1} = \Gamma_i - \left(\left(r_{t+\Delta t} - r_t\right)_{i+1} - \left(r_{t+\Delta t} - r_t\right)_i\right) - \left(\frac{2}{\Delta t}\cdot C + \frac{4}{\Delta t^2}\cdot M\right)\cdot\left(\Delta u_{t+\Delta t}\right)_{i+1} \tag{5.20}$$

Mais uma vez o valor do resíduo é comparado com o valor da tolerância adoptada, terminando o processo iterativo quando o resíduo for menor que este valor.

5.4. MATRIZ DE AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH

Os cálculos numéricos efectuados no programa Cast3M, nomeadamente aqueles que seguem o algoritmo apresentado anteriormente (Newmark e Newton-Raphson), pressupõem o conhecimento das matrizes de Rigidez (K), de Massa (M) e de Amortecimento (C). A primeira corresponde à matriz de rigidez inicial (elástica), a segunda à matriz de massa consistente e a terceira à matriz de amortecimento de Rayleigh.

Segundo a formulação de Rayleigh, a matriz de amortecimento pode ser determinada através da soma das matrizes de massa e de rigidez, ponderadas por dois parâmetros α e λ, de acordo com a equação (5.21), e tal como se ilustra na Figura 5.8.

$$C = \alpha M + \lambda K \tag{5.21}$$

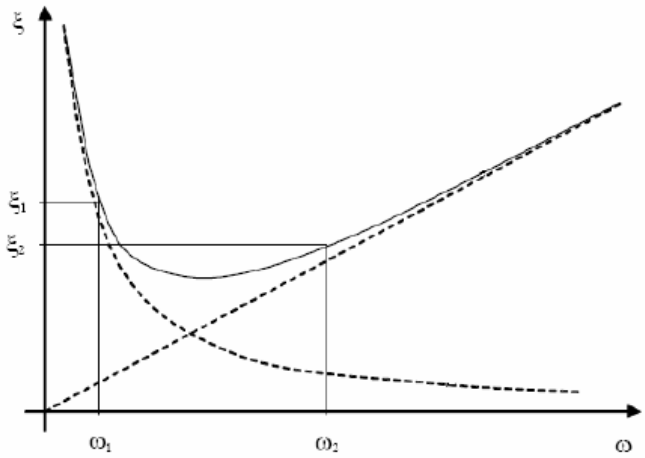


Figura 5.8. Evolução do coeficiente de amortecimento com a frequência angular (Guedes 1993).

A partir da equação (5.21) é possível deduzir que o amortecimento varia com a frequência segundo a equação seguinte:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\lambda \omega_n}{2} \tag{5.22}$$

A matriz de amortecimento de Rayleigh é construída impondo dois pontos da curva, (ω_1, ξ_1) e (ω_2, ξ_2). No presente trabalho, os pontos escolhidos tiveram como base os resultados dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental realizados (ver resultados na secção *3.3.3.3*), apresentando-se na Tabela 5.2 os valores adoptados.

Tabela 5.2. Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.

	$\omega\ (rad/s)$	$\xi\ (\%)$
Ponto 1	*12.56*	*1.50*
Ponto 2	*50.24*	*0.75*

Refira-se que este procedimento não contabiliza a componente histerética do amortecimento, sendo esta dada pela não linearidade material considerada nos cálculos estruturais que seguidamente se apresentarão.

5.5. RESULTADOS DA ANÁLISE ESTÁTICA – PESO PRÓPRIO

A análise sísmica da chaminé foi precedida de uma análise estática, considerando apenas a acção do peso próprio. Esta análise permitiu, por um lado determinar qual o nível de carga instalada devido à acção do peso próprio e por outro efectuar uma primeira comparação entre a resposta dos modelos 1 e 2 e efectuar uma primeira abordagem à importância da consideração da não linearidade material na simulação numérica deste tipo de estruturas. Note-se que tanto as análises estáticas (peso próprio) como as análises dinâmicas (sismo) foram efectuadas com base na malha de elementos finitos construída e apresentada no capítulo 3, ou seja, considerando a deformada apresentada pela chaminé na geometria inicial.

Os resultados serão apresentados, para os modelos 1 e 2, considerando em primeiro lugar um comportamento linear elástico para a alvenaria e, posteriormente, as leis de comportamento não linear expostas no capítulo 4. Os resultados serão apresentados e interpretados com base no estado de deformação e no estado de tensão da estrutura, analisando-se as tensões principais de tracção (σ_{11}) e de compressão (σ_{33}). O referencial considerado é o mesmo utilizado no capítulo 3, e de novo ilustrado na Figura 5.9. Salienta-se que os pontos de vista utilizados para a apresentação de resultados serão sempre referentes à Figura 5.9.

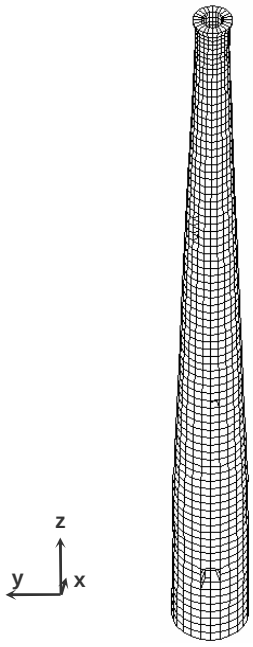


Figura 5.9. Malha de elementos finitos e sistema de eixos adoptado.

5.5.1. Comportamento Linear Elástico

Apresentam-se na presente secção os resultados obtidos com os modelos 1 e 2, considerando que a alvenaria possui um comportamento linear elástico.

5.5.1.1. Modelo 1

Na Figura 5.10 apresenta-se a deformada da chaminé face à acção do peso próprio. Apresentam-se ainda na Figura 5.11 e na Figura 5.12 os mapas de tensões principais de tracção (σ_{11}) e compressão (σ_{33}), respectivamente. As figuras correspondem à vista da estrutura a partir de ***–x***.

Figura 5.10. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (***d_{Max} = 0.65 cm***).

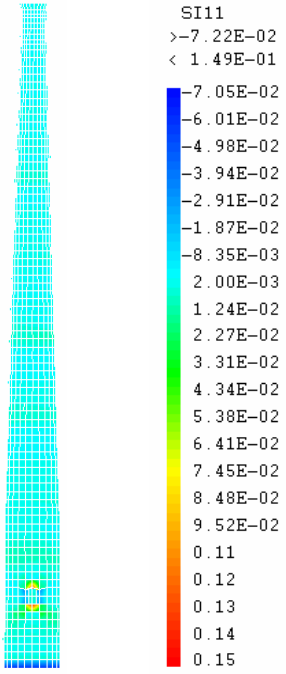


Figura 5.11. Mapa de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***).

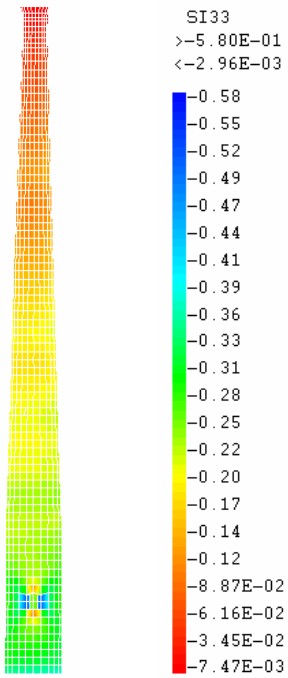


Figura 5.12. Mapa de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.54 MPa***).

5.5.1.2. Modelo 2

Na Figura 5.13 apresenta-se a deformada da chaminé face à acção do peso próprio. Apresentam-se ainda na Figura 5.14 e na Figura 5.15 os mapas de tensões principais de tracção (σ_{11}) e compressão (σ_{33}), respectivamente. As figuras correspondem à vista da estrutura a partir de ***–x***.

Figura 5.13. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (***d_{Max} = 0.53 cm***).

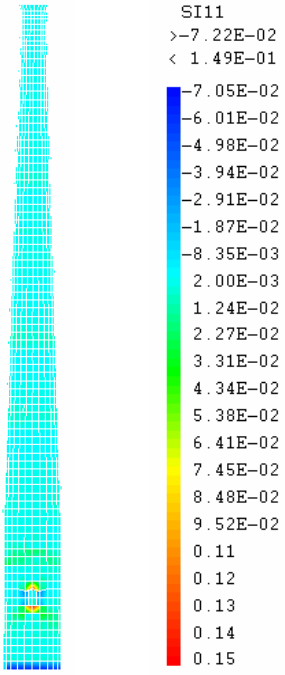


Figura 5.14. Mapa de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.15 MPa***).

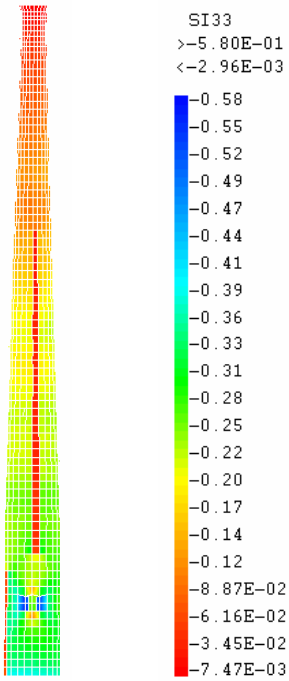


Figura 5.15. Mapa de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.58 MPa***).

5.5.2. Comportamento Não Linear

Apresentam-se agora os principais resultados dos cálculos considerando leis de comportamento não lineares para a alvenaria, quer no caso do modelo 1, quer no caso do modelo 2, de acordo com o exposto no capítulo 4.

5.5.2.1. Modelo 1

Na Figura 5.16 apresenta-se a deformada da chaminé, face à acção do peso próprio. Apresentam-se ainda na Figura 5.17 e na Figura 5.19 os mapas de tensões principais de tracção (σ_{11}) e compressão (σ_{33}), respectivamente. Adicionalmente, apresenta-se na Figura 5.18 o mapa de dano de tracção. Não se mostram os mapas de danos compressão, uma vez que as cargas envolvidas não são suficientemente altas para causar qualquer dano em compressão. As figuras correspondem à vista da estrutura a partir de ***–x***.

Figura 5.16. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (***d_{Max} = 0.65 cm***).

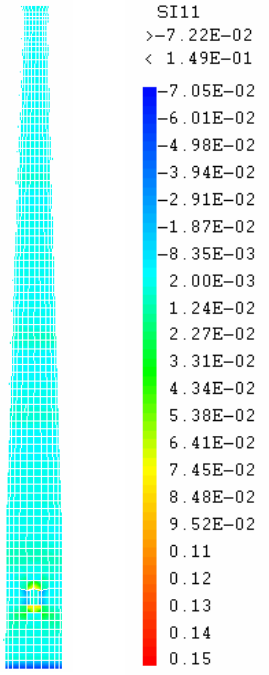


Figura 5.17. Mapa de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.09 MPa***).

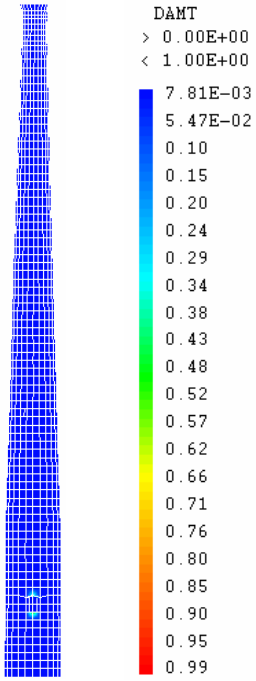


Figura 5.18. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 0.56***).

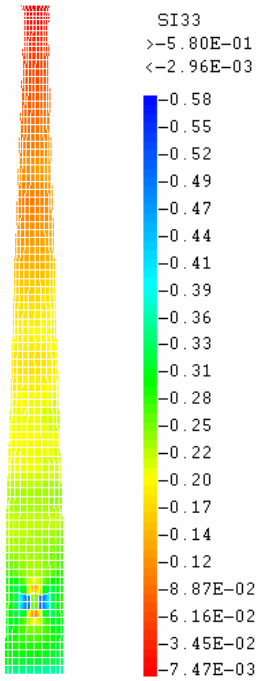


Figura 5.19. Mapa de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.54 MPa***).

5.5.2.2. Modelo 2

Na Figura 5.20 apresenta-se a deformada da chaminé face à acção do peso próprio. Apresentam-se ainda na Figura 5.21 e na Figura 5.23 os mapas de tensões principais de tracção (σ_{11}) e compressão (σ_{33}), respectivamente. Adicionalmente, tal como foi efectuado no caso do modelo 1, apresenta-se na Figura 5.22 o mapa de dano de tracção. Não se mostram os mapas de danos compressão, uma vez que as cargas envolvidas não são suficientemente altas para causar qualquer dano em compressão. As figuras correspondem à vista da estrutura a partir de ***–X***.

Figura 5.20. Deformada da chaminé face à acção do peso próprio (***d_{Max} = 0.53 cm***).

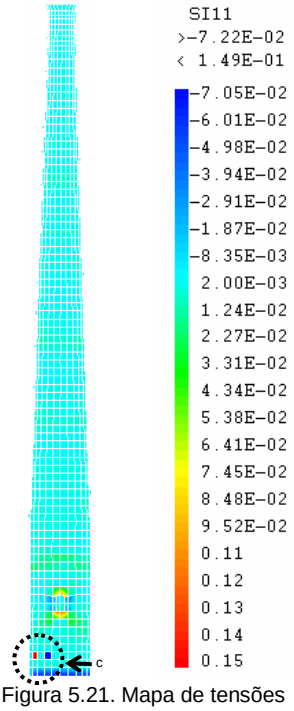


Figura 5.21. Mapa de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.12 MPa***).

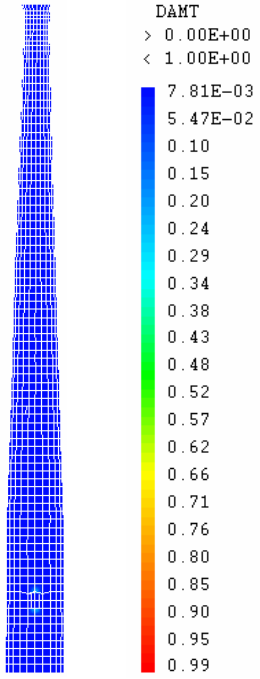


Figura 5.22. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 0.29***).

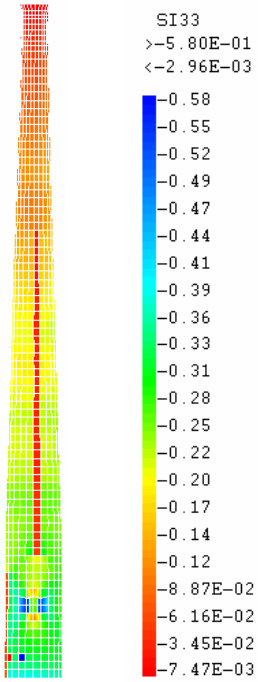


Figura 5.23. Mapa de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.58 MPa***).

5.5.3. Análise de Resultados

De modo a auxiliar a análise comparativa dos resultados obtidos, complementando as figuras expostas anteriormente, são resumidos na Tabela 5.3 os valores máximos obtidos em cada caso de cálculo, nomeadamente em termos de deslocamentos no topo, tensões principais de tracção e compressão e dano em tracção e compressão.

Tabela 5.3. Resumo dos resultados obtidos.

	Comportamento Linear Elástico		***Comportamento Não Linear***	
	Modelo 1	***Modelo 2***	***Modelo 1***	***Modelo 2***
d_{Max} (cm)	*0.65*	*0.53*	*0.65*	*0.53*
$\sigma_{11, Max}$ (MPa)	*0.13*	*0.15*	*0.09*	*0.12*
D^{+}_{Max}	-	-	*0.56*	*0.29*
$\sigma_{33, Max}$ (MPa)	*0.54*	*0.58*	*0.54*	*0.58*
D^{-}_{Max}	-	-	*0.00*	*0.00*

[c] Note-se que os elementos com pintura vermelha e azul, devidamente assinalados, correspondem a pontos onde se impuseram valores de tensão extremos de modo a que a escala de pinturas utilizada fosse a mesma para todos os resultados que se ilustram. Alerta-se para o seu significado, uma vez que se repetem ao longo do presente trabalho.

Observando as figuras que ilustram as várias deformadas obtidas e os respectivos valores máximos, pode-se concluir que as diferenças encontradas entre os resultados dos modelos lineares elásticos e os modelos não lineares são mínimas. De facto, a maior diferença foi encontrada entre os modelos 1 e 2, tanto no caso linear elástico como no caso não linear, registando-se uma diferença de quase 20% entre os deslocamentos máximos obtidos. Esta diferença indicia que o modelo 2 terá uma maior rigidez quando comparado com o modelo 1. Contudo, e dada a grandeza dos valores envolvidos, poder-se-á afirmar que as diferenças encontradas são desprezáveis.

No que respeita às tensões obtidas em cada um dos modelos de cálculo, verifica-se que as tensões máximas de tracção e compressão situam-se junto da abertura existente perto da base da chaminé, o que é compreensível uma vez que esta constitui uma irregularidade concentrada que provoca um desvio da trajectória de tensões no seu contorno. No entanto, os valores obtidos para cada um dos modelos não apresentam diferenças significativas, em particular no caso das tensões de compressão. No caso das tensões de tracção, as diferenças encontradas entre os modelos lineares e não lineares surgem do facto de se atingirem os valores máximos das curvas materiais de tracção (ver Tabelas 4.5 e 4.6 do capítulo 4) na zona da abertura. Os mapas de dano em tracção ($\boldsymbol{D}^{+}$) comprovam isso mesmo, sendo registado dano na zona dos contornos superior e inferior da abertura. Apenas de referir ainda que os modelos 2 (linear elástico e não linear) apresentam algumas diferenças no mapa de tensões de compressão face aos modelos 1, fruto da consideração das fissuras como fiadas de elementos de módulo de elasticidade mais reduzido. Este facto faz com que nas imediações das fissuras haja uma coloração ligeiramente mais acentuada, ainda que sem influência na globalidade dos resultados. Salienta-se apenas que não se mostram quaisquer mapas de dano em compressão ($\boldsymbol{D}^{-}$) uma vez que este é nulo em toda a estrutura em virtude do valor reduzido das cargas envolvidas.

5.6. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA – ACÇÃO SÍSMICA

A análise sísmica da chaminé foi efectuada de acordo com a combinação de acções exposta na expressão (5.1) e as combinações direccionais previamente referidas e ilustradas na Tabela 4.2. À semelhança das análises efectuadas para o caso de carga do peso próprio, também os efeitos da acção sísmica são avaliados considerando o comportamento da alvenaria como sendo linear elástico e, posteriormente, considerando a não linearidade material. Em cada um dos casos são utilizados os modelos 1 e 2 de modo a possibilitar a apreciação da importância da consideração das diferentes características materiais na modelação numérica.

Tal como anteriormente, os resultados serão apresentados, em primeiro lugar para os modelos 1 e 2, considerando um comportamento linear elástico para a alvenaria que executa a chaminé, e,

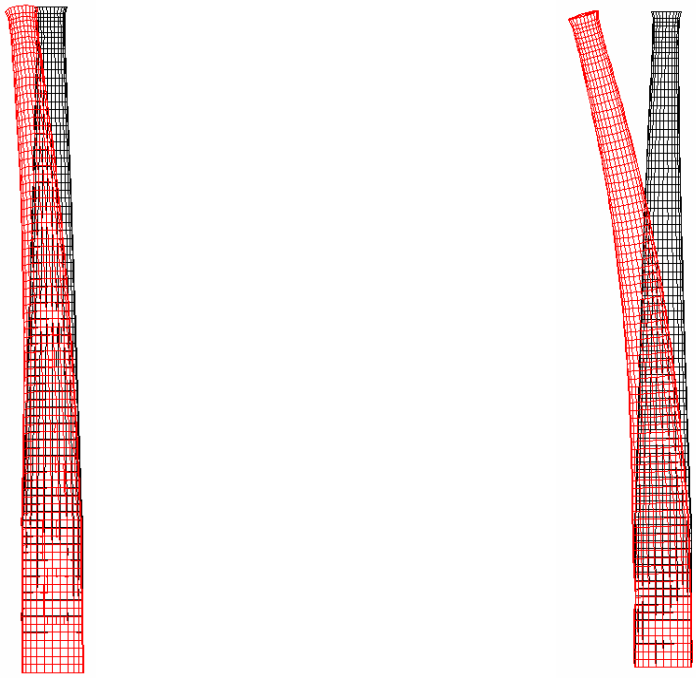
posteriormente, para ambos os modelos, mas considerando as leis de comportamento não linear expostas no capítulo 4. Os resultados serão apresentados e interpretados com base no estado de deformação e no estado de tensão da estrutura, analisando-se as envolventes das tensões principais de tracção (σ_{11}) e de compressão (σ_{33}) e as deformadas correspondentes ao instante de actuação da acção sísmica em que se atingiu o deslocamento máximo no topo, dado pela expressão (5.23).

$$d_{Max} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2 + u_z^2} \tag{5.23}$$

No caso dos modelos que consideram o comportamento não linear da alvenaria apresentam-se ainda os mapas finais de dano.

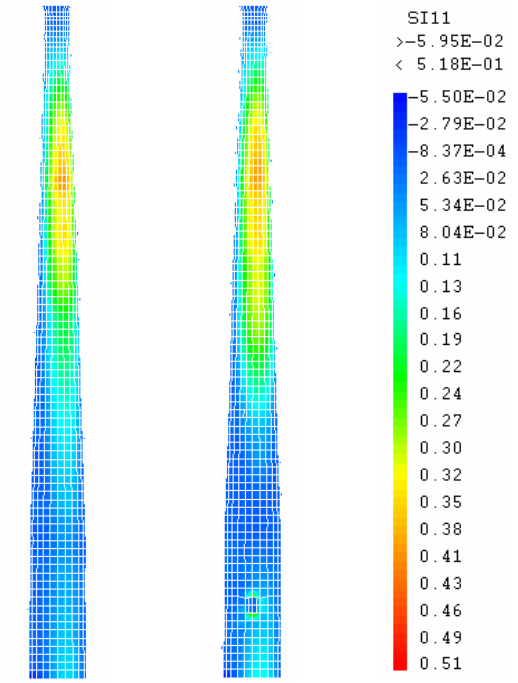
5.6.1. Comportamento Linear Elástico

5.6.1.1. Modelo 1 – Sismo 1X



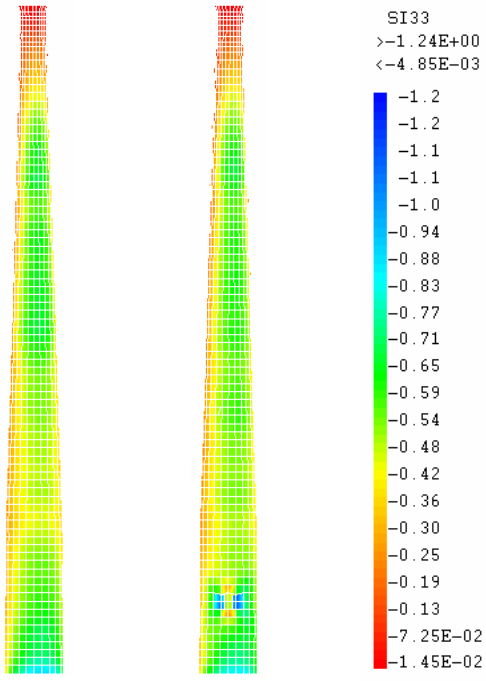
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.24. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 11.25 cm***).



Vista de +x *Vista de -x*

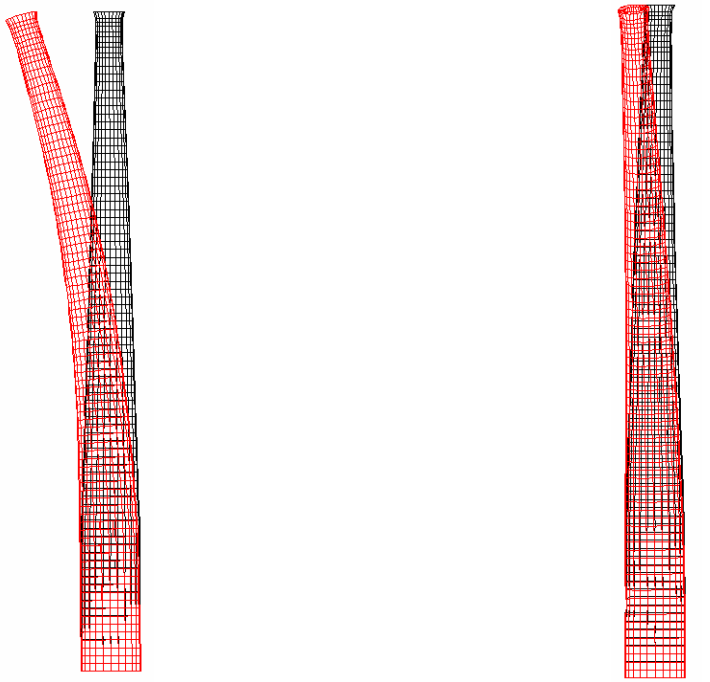
Figura 5.25. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.40 MPa***).



Vista de +x *Vista de -x*

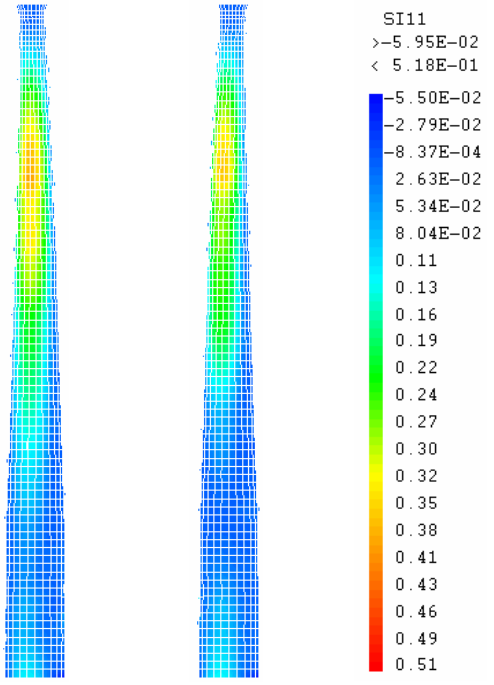
Figura 5.26. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 1.19 MPa***).

5.6.1.2. Modelo 1 – Sismo 1Y



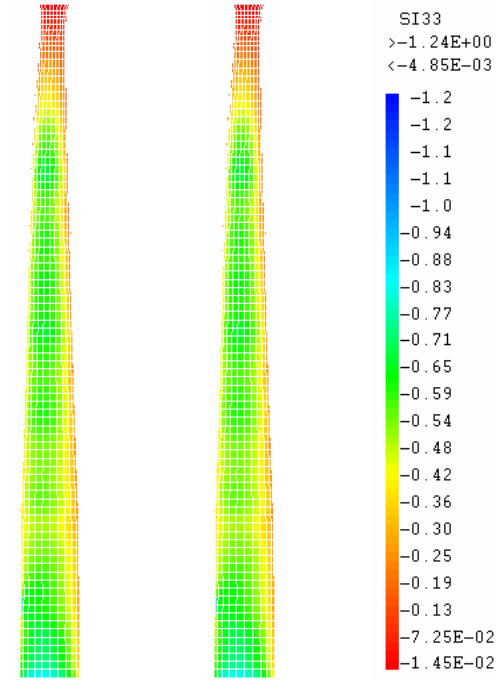
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.27. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 11.37 cm***).



Vista de +y *Vista de -y*

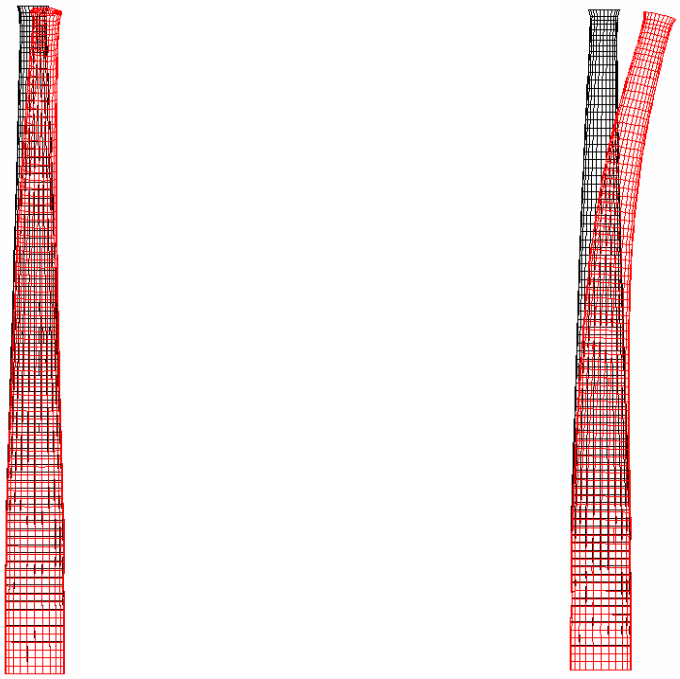
Figura 5.28. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.39 MPa***).



Vista de +y *Vista de -y*

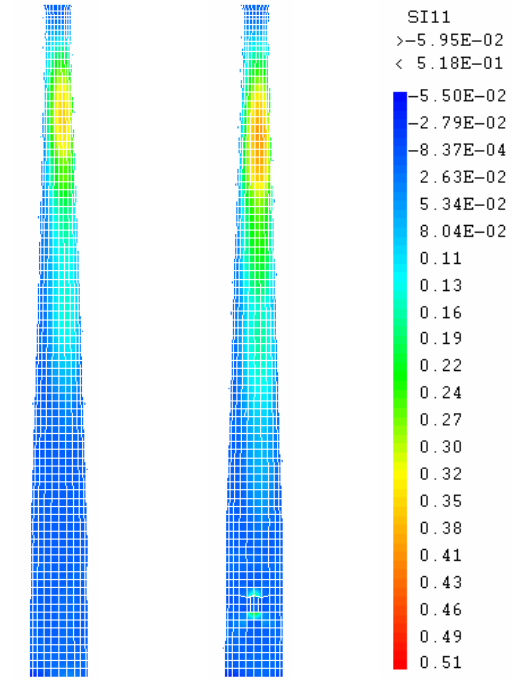
Figura 5.29. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.91 MPa***).

5.6.1.3. Modelo 1 – Sismo 2X



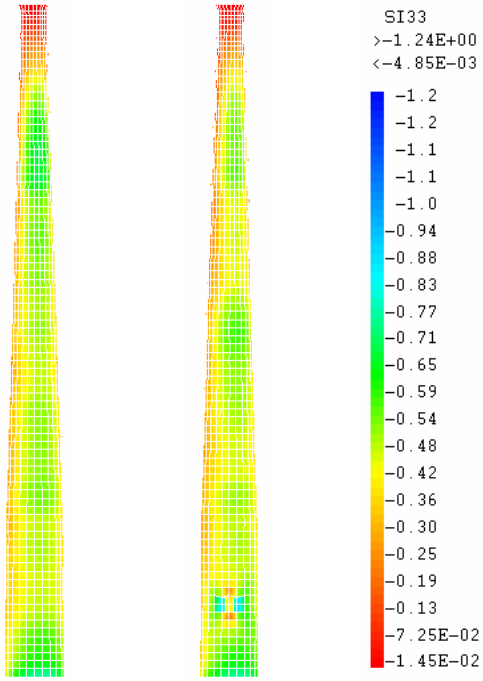
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.30. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 7.01 cm***).



Vista de +x *Vista de -x*

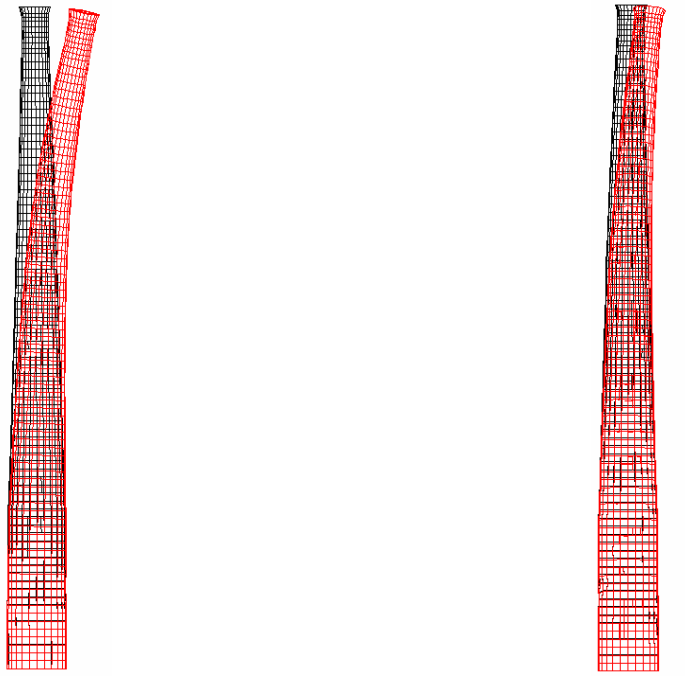
Figura 5.31. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.40 MPa***).



Vista de +x *Vista de -x*

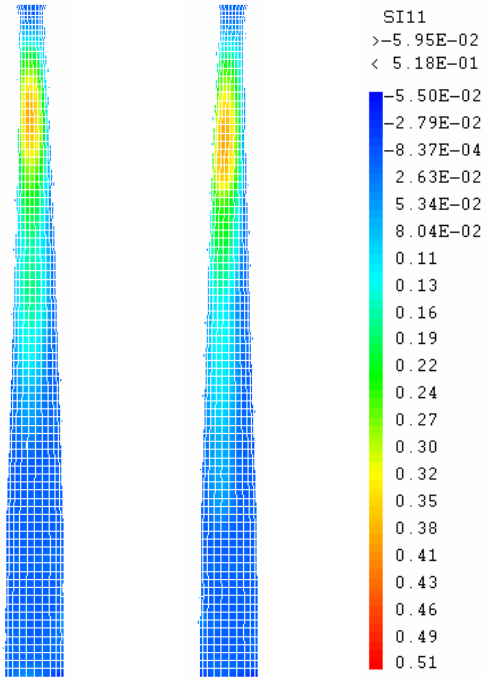
Figura 5.32. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.97 MPa***).

5.6.1.4. Modelo 1 – Sismo 2Y



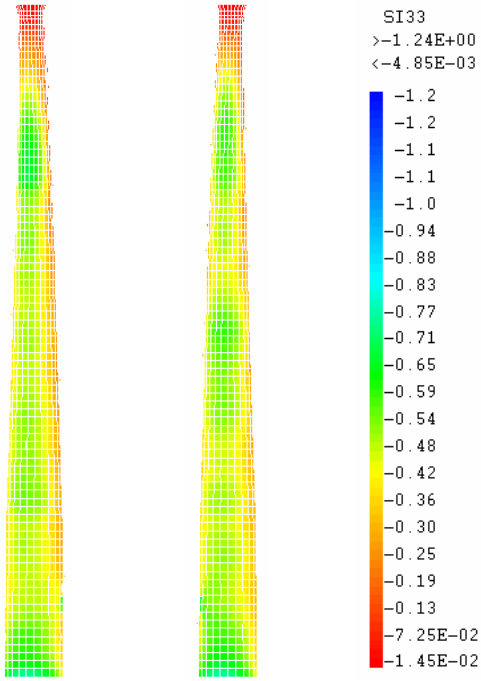
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.33. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 6.59 cm***).



Vista de +y *Vista de -y*

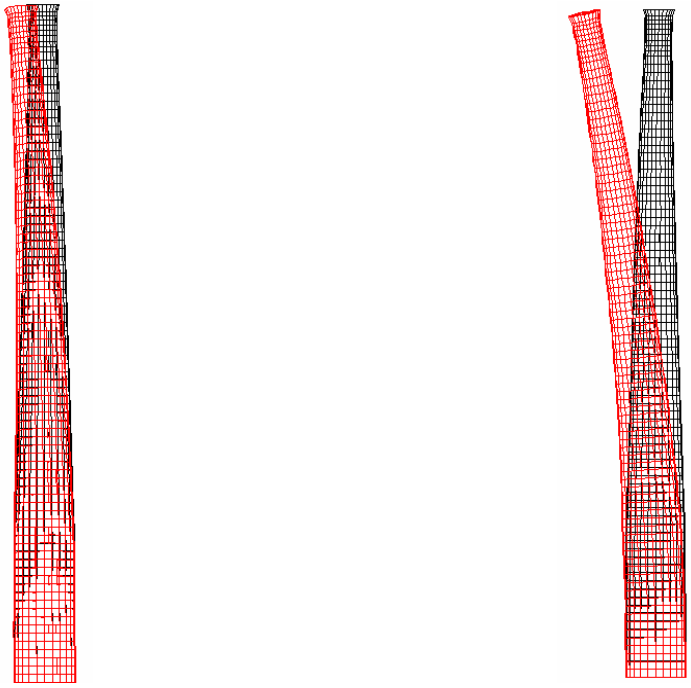
Figura 5.34. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.39 MPa***).



Vista de +y *Vista de -y*

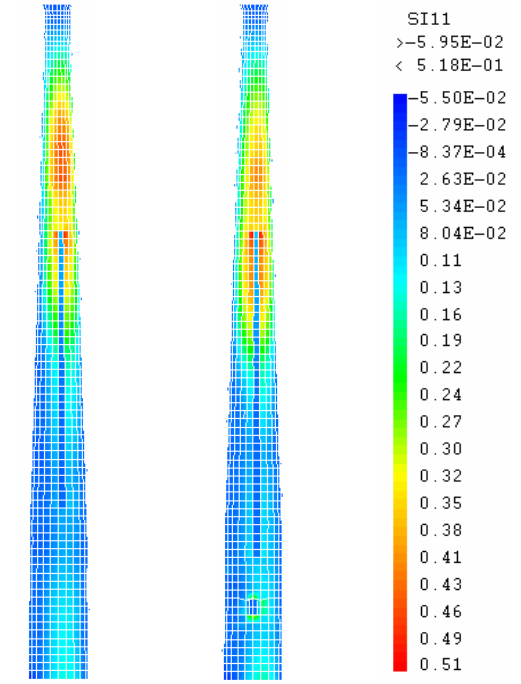
Figura 5.35. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.81 MPa***).

5.6.1.5. Modelo 2 – Sismo 1X



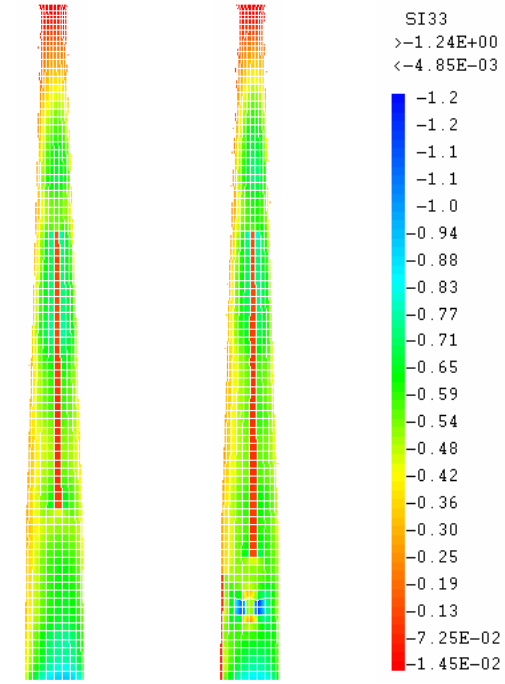
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.36. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 9.56 cm***).



Vista de +x *Vista de -x*

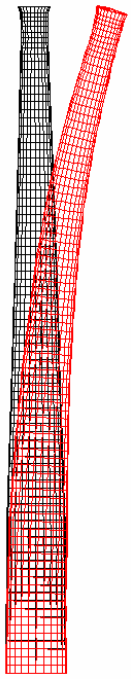
Figura 5.37. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.51 MPa***).



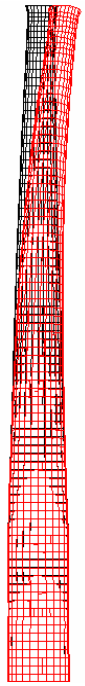
Vista de +x *Vista de -x*

Figura 5.38. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 1.24 MPa***).

5.6.1.6. Modelo 2 – Sismo 1Y

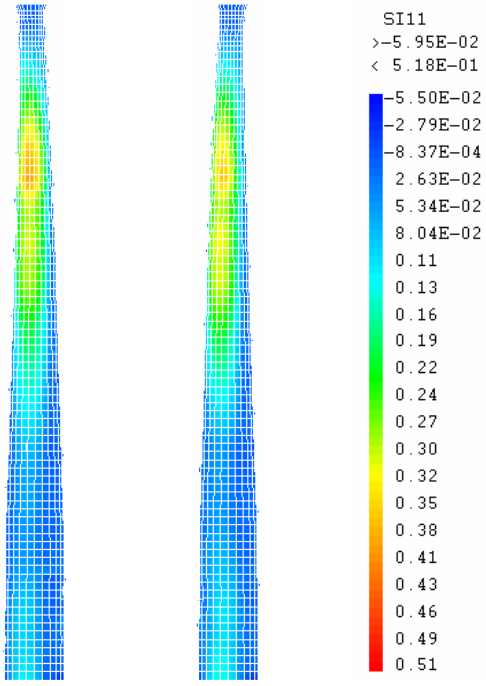


Vista de +x



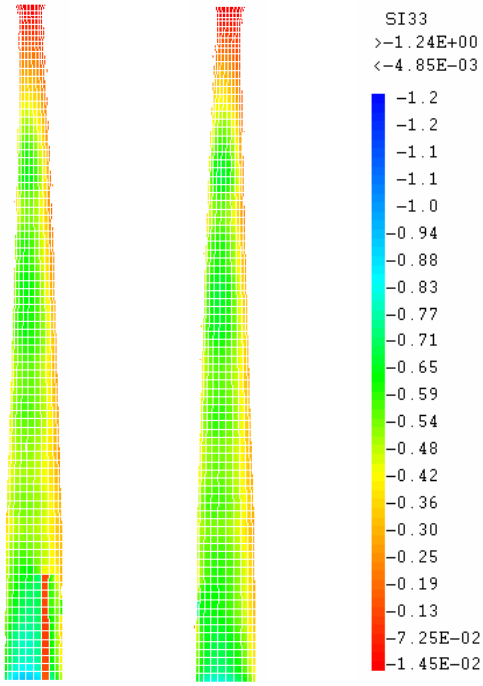
Vista de -y

Figura 5.39. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 10.09 cm***).



Vista de +y *Vista de -y*

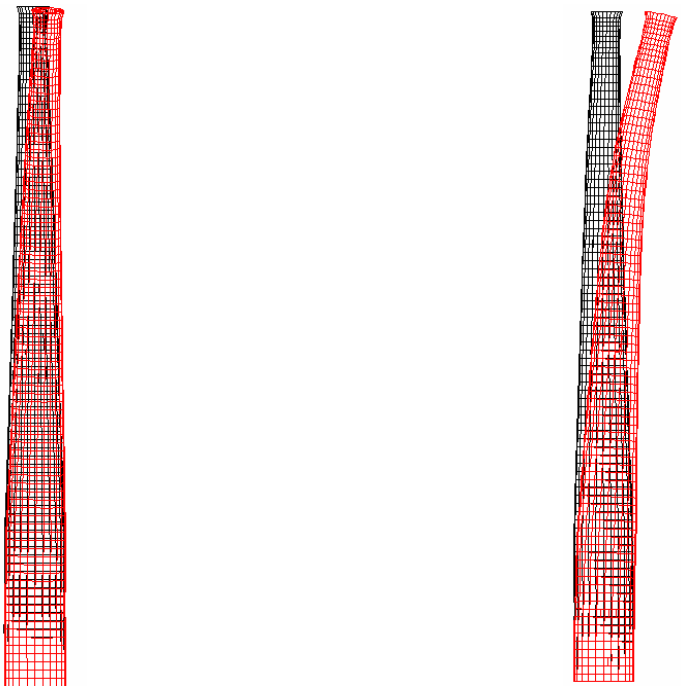
Figura 5.40. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.39 MPa***).



Vista de +y *Vista de -y*

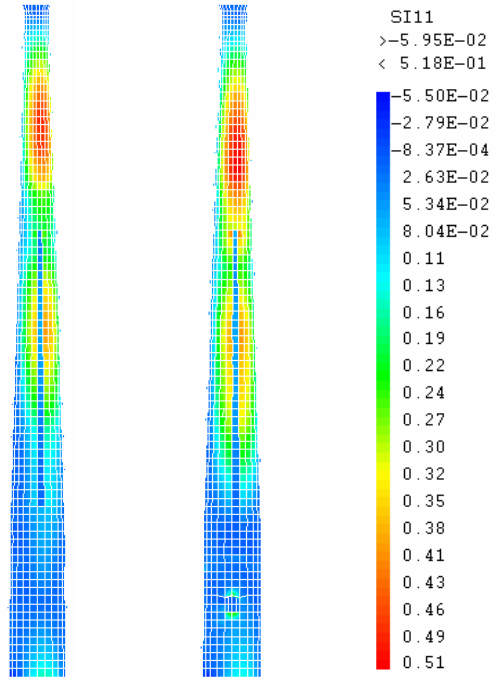
Figura 5.41. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.95 MPa***).

5.6.1.7. Modelo 2 – Sismo 2X



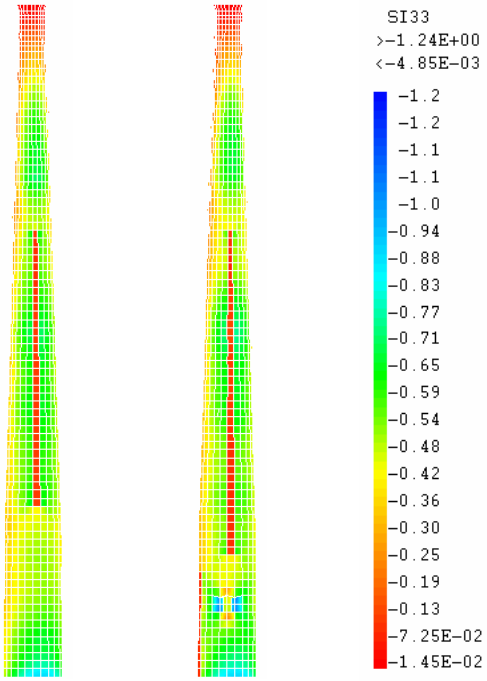
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.42. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 6.92 cm***).



Vista de +x *Vista de -x*

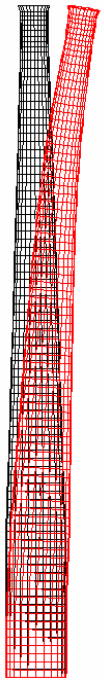
Figura 5.43. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.52 MPa***).



Vista de +x *Vista de -x*

Figura 5.44. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 1.11 MPa***).

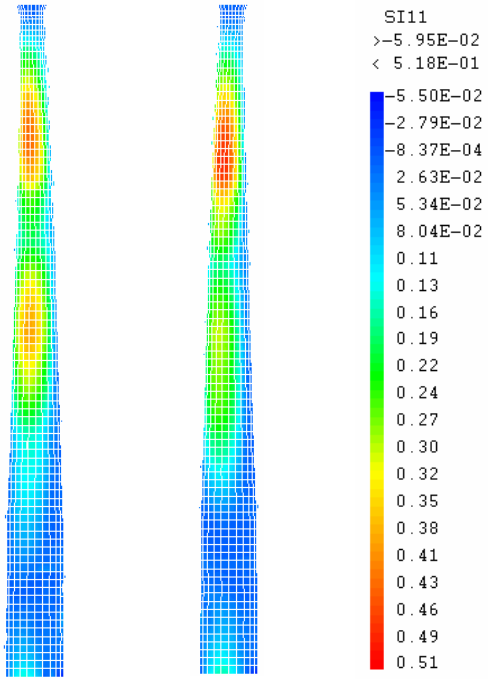
5.6.1.8. Modelo 2 – Sismo 2Y



Vista de +x

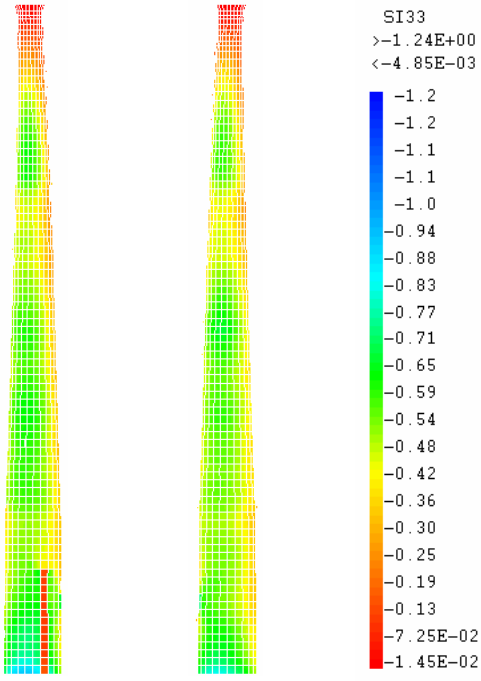
Vista de -y

Figura 5.45. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 6.45 cm***).



Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.46. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.49 MPa***).



Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.47. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.94 MPa***).

5.6.1.9. Análise de Resultados

A análise dos resultados expostos nas figuras anteriores é feita, primeiro analisando a configuração das deformadas, bem como os valores dos deslocamentos máximos no topo da chaminé; seguidamente são comentados os resultados obtidos em termos tensões principais de tracção (σ_{11}) e, finalmente, analisam-se as tensões principais de compressão (σ_{33}).

- ***Análise das Deformadas***

De modo a auxiliar a análise comparativa dos resultados, são resumidos na Tabela 5.4 os valores dos deslocamentos máximos registados no topo da chaminé durante a actuação dos sismos.

Tabela 5.4. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento linear elástico – deslocamentos máximos no topo.

d_{Max} *(cm)*	***Modelo 1***	***Modelo 2***
Sismo 1X	*11.25*	*9.56*
Sismo 1Y	*11.35*	*10.09*
Sismo 2X	*7.01*	*6.92*
Sismo 2Y	*6.59*	*6.45*

Considerando apenas estes valores, constata-se que o modelo 1 é mais deformável que o modelo 2, apresentando deslocamentos máximos superiores em todos cálculos sísmicos efectuados. Contudo, as diferenças registadas ao nível dos deslocamentos máximos são mais significativas no caso do sismo tipo 1, sendo que no caso do sismo tipo 2 as diferenças são mínimas. Note-se que esta diferença de rigidez entre ambos os modelos já tinha sido detectada e comentada na secção *5.5.3*, a respeito dos resultados obtidos para a actuação do peso próprio da estrutura.

De facto, sendo a geometria igual em ambos os modelos, o módulo de elasticidade considerado no modelo 1 (*1.425* GPa ao longo de toda a altura da chaminé) é inferior aos valores considerados na zona inferior do modelo 2 (Figura 5.48), até uma altura de 26m acima do solo, onde os valores variam entre *1.60* e *1.80* GPa (Figura 5.48). Esta zona, por se tratar da mais próxima do apoio da estrutura no solo, é a mais condicionante no que respeita à sua deformabilidade. Na zona superior, o módulo de elasticidade considerado no modelo 1 é mais elevado do que no modelo 2 (Figura 5.48).

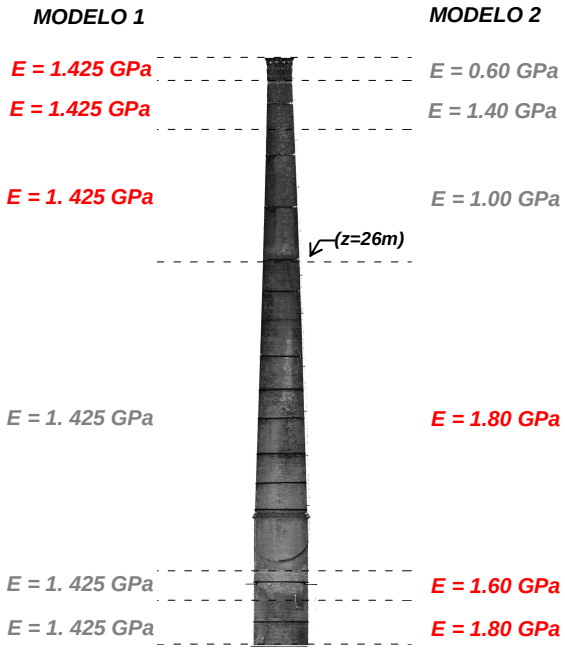


Figura 5.48. Comparação dos valores adoptados para os módulos de elasticidade do modelo 1 e do modelo 2, assinalando-se a vermelho o valor mais elevado para cada zona (as fissuras consideradas no modelo 2 não são representadas nesta figura).

A este respeito salienta-se ainda que apesar de ambos os modelos terem sido calibrados com base nos resultados dos ensaios dinâmicos, o ajuste de cada frequência, de cada modelo, foi inevitavelmente diferente. Esses ligeiros desvios podem conduzir a efeitos distintos, como se pode comprovar pela observação dos espectros de resposta associados a cada acelerograma gerado (ver secção *5.2.1*, Figura 5.4 e Figura 5.7). Estes espectros apresentam "picos" e "vales" correspondendo a frequências muito próximos, que podem conduzir a resultados diferentes.

Note-se ainda que os deslocamentos resultantes da actuação do sismo tipo 1 são superiores aos resultantes do sismo tipo 2, o que se justifica pelas diferentes características de cada um deles, nomeadamente no que se refere ao conteúdo em frequências.

As diferenças de deslocamento máximo no topo existentes entre os sismos segundo *xx* e segundo *yy* são reduzidas. No caso do sismo tipo 1, a actuação segundo *yy* conduz a deslocamentos ligeiramente superiores em ambos os modelos (Tabela 5.4). No caso do sismo tipo 2 verifica-se a situação oposta.

Quanto à análise das deformadas obtidas para o instante correspondente ao deslocamento máximo no topo, note-se que apresentam componentes segundo *xx* e *yy* (ver Figura 5.45) em qualquer dos casos considerados, em virtude da consideração de um acelerograma na direcção secundária de actuação do sismo, escalado para 30% do valor do acelerograma adoptado para a direcção principal (ver Tabela 4.2).

Em relação ao seu traçado, verifica-se que este se aproxima da deformada característica de uma consola, tal como seria espectável para uma estrutura desta natureza. Contudo, é possível constatar que existe uma curvatura mais acentuada na zona superior da chaminé, entre os 3/4 e os 5/6 da sua altura, ou seja sensivelmente entre os 31m e os 35m acima da cota da fundação, quer para o modelo 1 quer para o modelo 2 (ver Figura 5.30, Figura 5.33, Figura 5.42 e Figura 5.45). Esta curvatura encontra alguma concordância com os mapas de tensões de tracção, tal como se detalhará mais adiante.

- ***Análise das Tensões Principais de Tracção (σ_{11}) – Aspectos Gerais***

Observando as figuras que ilustram os mapas das envolventes de tensões principais de tracção constata-se que a zona crítica da chaminé, em relação a tensões de tracção, se situa próxima do topo e não junto à base, como se poderia eventualmente suspeitar. Esta localização encontra-se em concordância com a zona de maiores curvaturas identificada anteriormente na análise das deformadas máximas, ou seja entre os 3/4 e os 5/6 da altura da chaminé.

Um dos factores que justifica a localização da zona crítica no topo da estrutura tem origem no binómio *tensão de compressão devido ao peso próprio – momento global aplicado pela acção sísmica*, em cada secção da chaminé. De facto, nem sempre a secção com maior momento global se revela a mais solicitada por esforços de tracção. A localização da zona mais traccionada depende do nível de tensão de compressão instalado em cada secção por acção do seu peso próprio e da maior ou menor capacidade da acção sísmica em anular esse valor e inverte-lo, transformando-o num esforço de tracção. No caso desta chaminé este efeito é acentuado pela presença de troços de menor espessura e maior desenvolvimento na zona onde se verificam as máximas tensões de tracção (Figura 5.49).

De facto, é comum existirem edifícios correntes cuja zona mais vulnerável em termos de acção sísmica corresponde a um piso intermédio. Nestes casos, tal como foi referido anteriormente, a interacção da compressão devido ao peso próprio com os momentos aplicados devido à acção sísmica conduz a que a zona crítica se situe num nível intermédio. Muitas vezes a principal causa que despoleta este comportamento prende-se com a componente vertical do sismo, nomeadamente quando a acção tem as características de um sismo próximo, à semelhança do sismo tipo 2 considerado neste trabalho, de acordo com o EC8. A descompressão que pode ser causada pela componente vertical do sismo, especialmente em zonas superiores onde a carga total do peso próprio é mais baixa, contribui para que o efeito dos momentos aplicados "amplifique" as tracções nessa zona da estrutura. No caso da chaminé, e especialmente quando se considera a acção do sismo tipo 2, este efeito poderia contribuir para que a zona com tracções de valor mais elevado se situasse na parte superior da estrutura. De modo a verificar se este efeito se tinha influência nos resultados, foi efectuado um cálculo sísmico equivalente ao exposto na secção *5.6.1.9* (Modelo 2 – Sismo 2Y), mas sem considerar a componente vertical

do sismo. Os resultados obtidos mostraram que no caso da chaminé a localização da zona crítica junto ao topo não se deve à componente vertical do sismo, uma vez que o mapa da envolvente de tensões principais de tracção é semelhante aos anteriores (Figura 5.50). Apenas se constata que os valores das tensões de tracção são inferiores aos obtidos considerando a componente vertical, o que se afigura razoável.

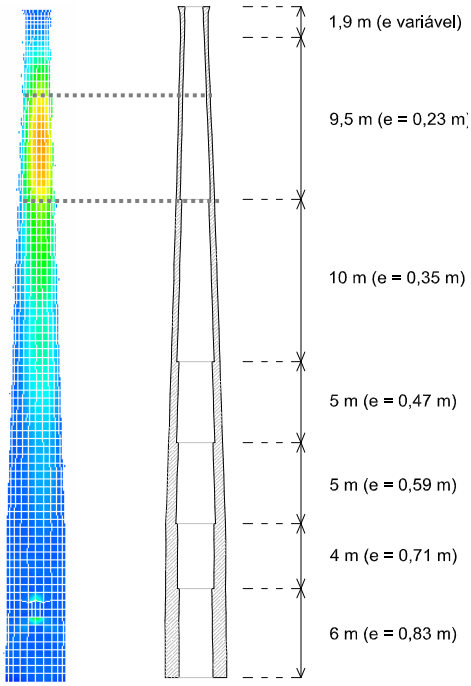


Figura 5.49. Exemplo de mapa da envolvente das tensões principais de tracção (Modelo 1, Sismo 2X) confrontado com a variação de espessura das paredes da chaminé.

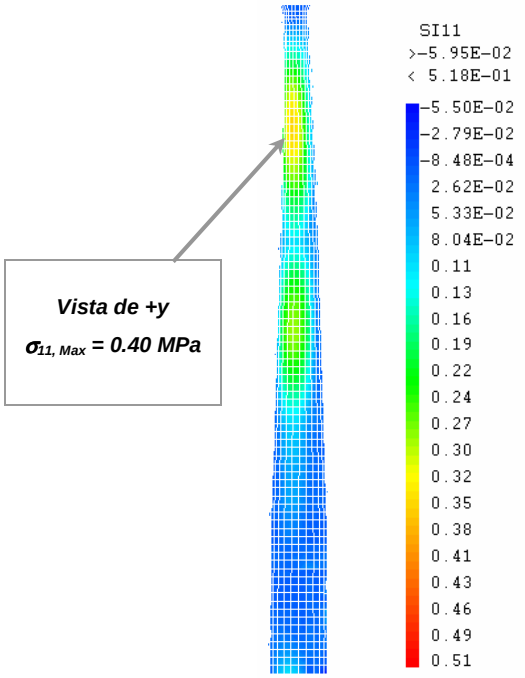


Figura 5.50. Mapa da envolvente das tensões principais de tracção obtido para o Modelo 2 – Sismo 2Y, considerando nula a componente vertical do sismo.

Outro factor que ajuda a explicar a localização da zona crítica prende-se com a influência dos 2os e 3os modos de vibração na resposta da estrutura[d]. Tal como havia sido referido na secção *5.2.1* aquando da exposição dos espectros de potência dos acelerogramas gerados, o conteúdo em frequências dos sismos considerados excita de forma importante os 2os e 3os modos da chaminé, com frequências próximas dos 2Hz e dos 4Hz, respectivamente. De modo a verificar a validade destas observações, foram representadas as histórias de deslocamentos no topo da chaminé para a actuação de cada um dos sismos, em cada um dos modelos de cálculo considerados. Posteriormente, foi feita uma Transformada Rápida de Fourier (MathWorks 2007) – FFT – de modo a verificar o conteúdo em frequências da resposta da chaminé. A título exemplificativo, apresentam-se na Figura 5.51 e na Figura 5.52 a história de deslocamentos no topo e as respectivas FFT para o caso do Sismo 1X – Modelo 1 e Sismo 2Y – Modelo 2, respectivamente.

[d] Note-se que quando se fala nos 2os modos de vibração, ou modos de ordem 2, refere-se ao 2º par de modos, ou seja, ao 3º e 4º modos de vibração. Dada a geometria de revolução da chaminé, existem sempre dois modos da mesma ordem, na direcção *xx* e *yy* respectivamente.

A Figura 5.51, caso de um sismo tipo 1, evidencia a resposta da estrutura segundo os modos de 1ª e 2ª ordem. No caso da Figura 5.52, referente a um sismo tipo 2, para além do modo de 1ª ordem, contribuem igualmente os modos de 2ª e 3ª ordem.

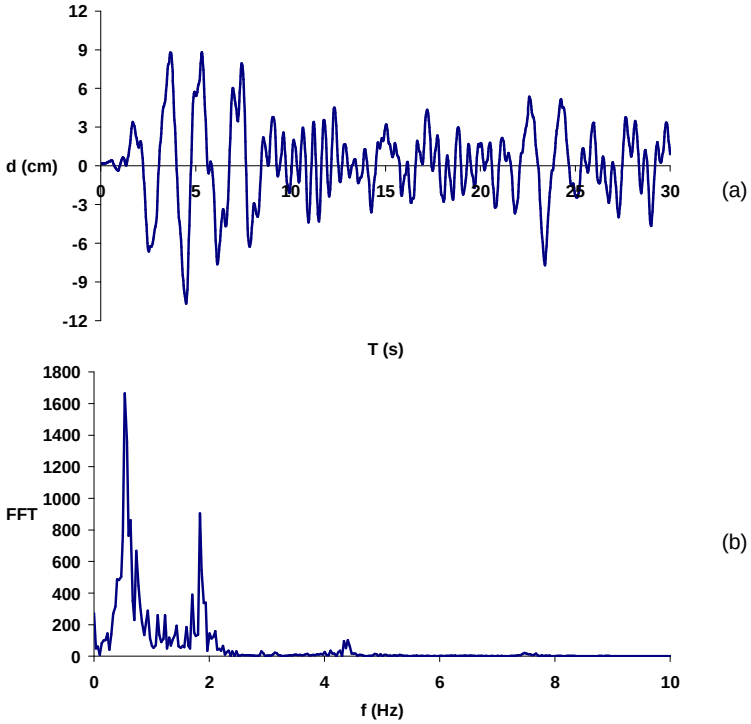


Figura 5.51. Modelo 1 – Sismo 1X: (a) História de deslocamentos no topo segundo *xx*; (b) FFT da história de deslocamentos no topo segundo *xx*.

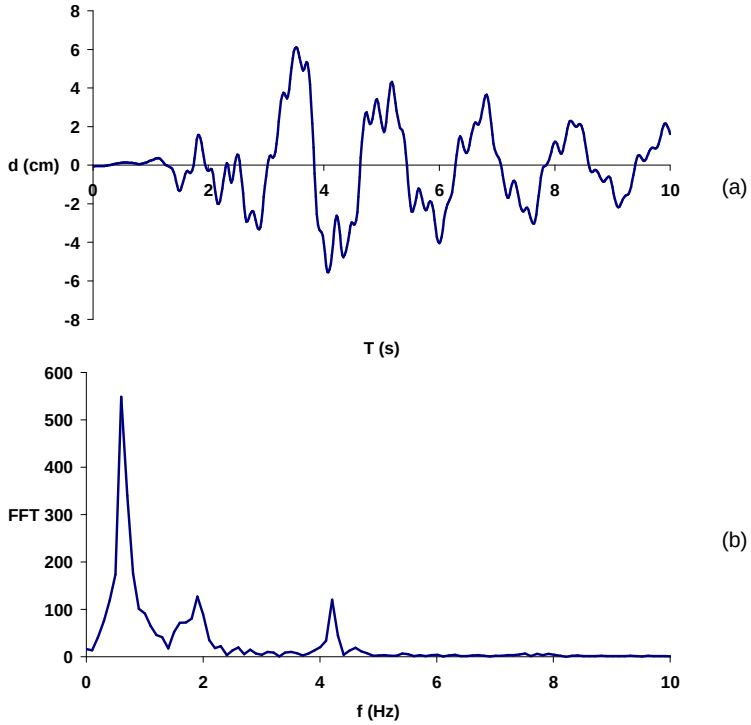


Figura 5.52. Modelo 2 – Sismo 2Y: (a) História de deslocamentos no topo segundo *yy*; (b) FFT da história de deslocamentos no topo segundo *yy*.

Complementarmente à Figura 5.51, ilustra-se na Figura 5.53 uma vista do mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 1 – Sismo 1X, ao lado da sua deformada máxima e dos traçados dos modos de vibração de 1ª e 2ª ordem.

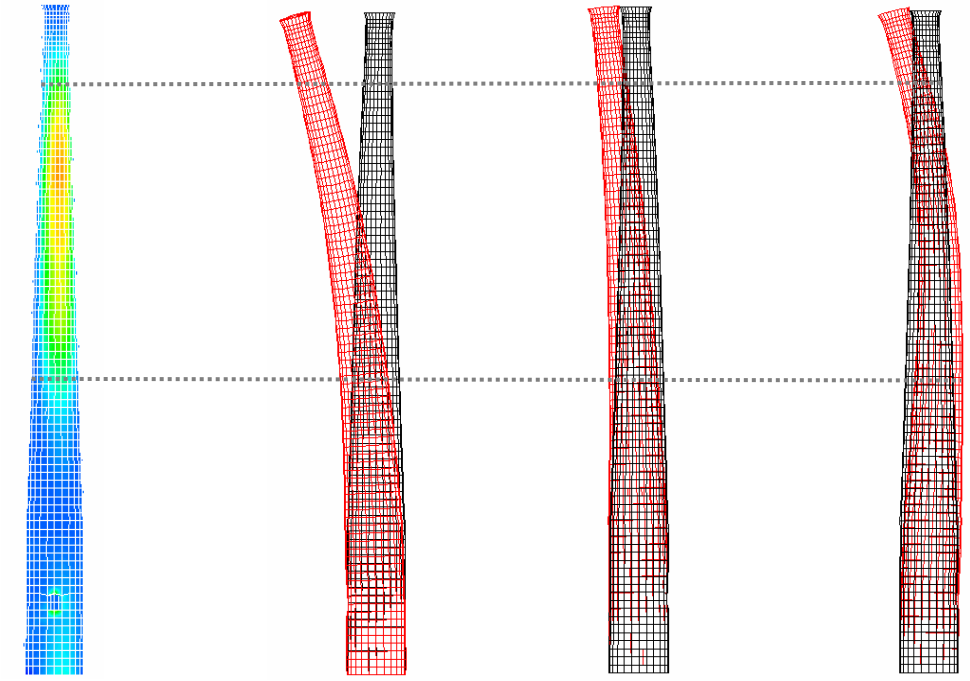
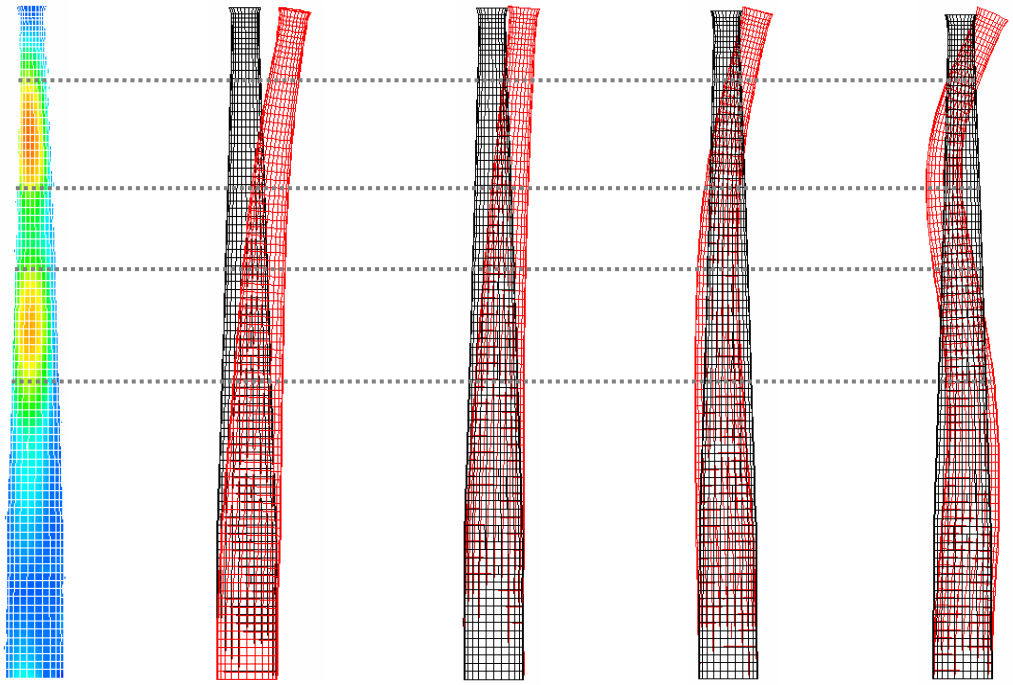


Figura 5.53. (a) Mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 1 – Sismo 1X; (b) Deformada máxima do Modelo 1 – Sismo 1X; (c) 1º modo de vibração (ordem 1); (d) 3º modo de vibração (ordem 2).

Confrontando o mapa de tensões principais de tracção ilustrado na Figura 5.53-a com a deformada da Figura 5.53-b, e essencialmente com o traçado do modo de ordem 2 da Figura 5.53-d, constata-se que a zona com os valores de tensões de tracção mais elevados corresponde aproximadamente à zona de maior curvatura do modo de vibração de ordem 2, o que confirma os dados contidos no gráfico da Figura 5.51-b. Quanto à deformada máxima (Figura 5.53-b), poder-se-á afirmar que é o resultado da sobreposição das deformadas modais de 1ª e 2ª ordem.

Do mesmo modo, e desta feita atendendo à Figura 5.52, ilustra-se na Figura 5.54 uma vista do mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 2 – Sismo 2Y, ao lado da sua deformada máxima e dos traçados dos modos de vibração de 1ª, 2ª e 3ª ordem.



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 5.54. (a) Mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 2 – Sismo 2Y; (b) Deformada máxima do Modelo 2 – Sismo 2Y; (c) 2º modo de vibração (ordem 1); (d) 4º modo de vibração (ordem 2); (e) 6º modo de vibração (ordem 3).

Mais uma vez, podem-se encontrar alguns paralelismos entre o mapa de tensões e as deformadas modais. De facto, as duas zonas de maiores valores de tensões ilustradas na Figura 5.54-a encontram uma correspondência quase directa com as zonas de maiores curvaturas dos modos de ordem 2 e 3 (Figura 5.54-d e Figura 5.54-e).

No que respeita à deformada máxima, exibida na Figura 5.54-b, note-se que esta "foge" do traçado do modo de ordem 1 (Figura 5.54-c), existindo a participação de modos de ordem superior. De acordo com as observações aqui efectuadas, e com base no gráfico da Figura 5.52, pode-se afirmar que a deformada exposta na Figura 5.54-b é o resultado da sobreposição das deformadas modais de 1ª, 2ª e 3ª ordem.

- ***Análise das Tensões Principais de Tracção (σ_{11}) – Particularidades***

Após a análise efectuada no ponto anterior, onde se focaram aspectos mais gerais relacionados com os resultados obtidos em termos de tensões principais de tracção, serão agora abordados aspectos mais específicos de cada cálculo efectuado. À semelhança do que foi efectuado para as deformadas, apresenta-se na Tabela 5.5 o resumo dos valores máximos das tensões principais de tracção para cada caso de cálculo considerado.

Tabela 5.5. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento linear elástico – tensões principais de tracção máximas (σ_{11}).

$\sigma_{11, Max}$ (MPa)	Modelo 1	Modelo 2
Sismo 1X	*0.40*	*0.51*
Sismo 1Y	*0.39*	*0.39*
Sismo 2X	*0.40*	*0.52*
Sismo 2Y	*0.39*	*0.49*

Observando os valores contidos na Tabela 5.5, constata-se que em geral as tensões obtidas com o Modelo 2 são superiores às obtidas com o Modelo 1, sendo os valores da componente *xx* muito semelhantes aos da componente *yy*. A excepção reside apenas no caso da actuação do sismo 1Y, para o qual são obtidos valores máximos iguais para ambos os modelos.

Contudo, e para o caso do Sismo 1X, confrontando os valores máximos expostos na Tabela 5.5 com os respectivos mapas (Figura 5.25 e Figura 5.37) verifica-se que neste caso as diferenças entre o Modelo 1 e o Modelo 2 não são tão acentuadas quanto os valores da Tabela 5.5 podem fazer prever. A tensão máxima obtida com o Modelo 2 – Sismo 1X, de valor 0.51MPa, situa-se imediatamente ao lado do início de uma fissura vertical que foi simulada neste modelo (ver Figura 5.37). A existência de uma fiada vertical de elementos de menor rigidez, justamente numa zona onde as tensões de tracção são elevadas, faz com que os elementos que lhe são adjacentes apresentem tensões mais altas. Considerando a máxima tensão de tracção fora das imediações da fissura, constata-se que o seu valor é de cerca de 0.43MPa, que constitui um valor próximo daquele obtido com o Modelo 1.

No caso do sismo tipo 2, qualquer que seja a direcção considerada verificam-se algumas diferenças consideráveis. Em primeiro lugar, os valores máximos obtidos com o Modelo 2 são superiores em cerca de 25% em relação aos valores do Modelo 1, para ambas as direcções de actuação do sismo. Também a localização das zonas críticas apresenta algumas diferenças. Tomando como exemplo o caso do Sismo 2Y, apresenta-se na Figura 5.55 a confrontação dos mapas de envolventes de tensões principais de tracção dos modelos 1 e 2. As diferenças entre ambos os modelos são neste caso notórias. Enquanto o Modelo 1 apresenta uma zona como crítica para as tensões de tracção, o Modelo 2 apresenta duas em concordância com as configurações modais previamente expostas na Figura 5.54.

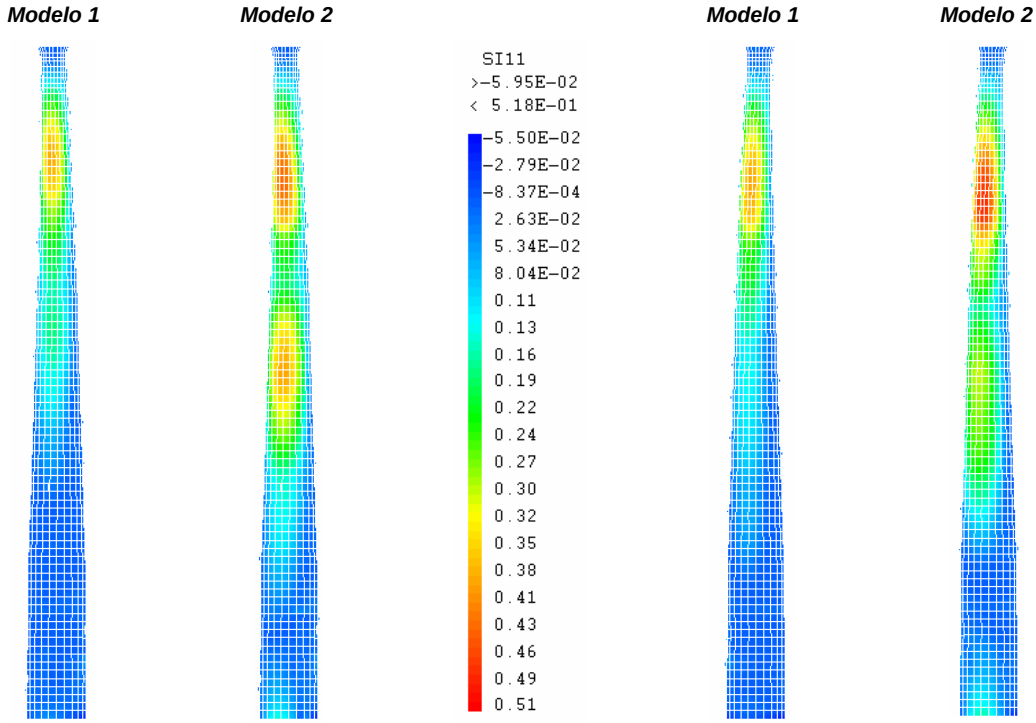


Figura 5.55. Comparação dos mapas de envolventes de tensões principais de tracção dos modelos 1 e 2 face aos resultados obtidos para o sismo 2Y.

Aparentemente, e considerando também o que foi exposto na Figura 5.54 acerca da contribuição dos modos de 1ª, 2ª e 3ª ordem, poder-se-ia suspeitar que no caso do Modelo 2 a contribuição do modo de ordem 2 sofria uma amplificação superior ao caso do Modelo 1. Para verificar essa hipótese, foram confrontadas as histórias de deslocamentos no topo de ambos os modelos (Figura 5.56) e as respectivas FFT (Figura 5.57).

A leitura dos gráficos, nomeadamente os expostos na Figura 5.57, permite refutar as suposições anteriormente efectuadas, o que leva a concluir que a resposta da estrutura tem contribuições dos modos de ordem 1, 2 e 3, quer no Modelo 1 quer no Modelo 2. Note-se ainda que as contribuições de cada modo são semelhantes (Figura 5.57), não se pondo a hipótese do modo de ordem 2 possuir uma contribuição inferior no caso do Modelo 1.

Tal como foi referido anteriormente, a calibração de cada modelo tendo por base os resultados dos ensaios dinâmicos realizados, conduziu inevitavelmente a pequenas diferenças nas suas frequências. Essas ligeiras diferenças conduzem a diferentes respostas, nomeadamente no que respeita à sobreposição dos efeitos resultantes de cada modo. De facto, no caso da Figura 5.55, verificou-se que, para o instante que causa as máximas tensões de tracção na zona situada a meia altura da chaminé, existe uma combinação dos efeitos dos modos de 1ª e 2ª ordem que se revelou mais gravosa no caso do modelo 2. A somar a estes efeitos, verificou-se ainda um efeito benéfico da componente vertical no modelo 1, induzindo-lhe um estado de compressão que

diminuiu as tracções a meia altura da chaminé. Estes fenómenos sublinham a importância da consideração de vários acelerogramas simulando uma mesma acção, de modo a medianizar estes efeitos, tal como prescrito, por exemplo, no EC8 (CEN 2005).

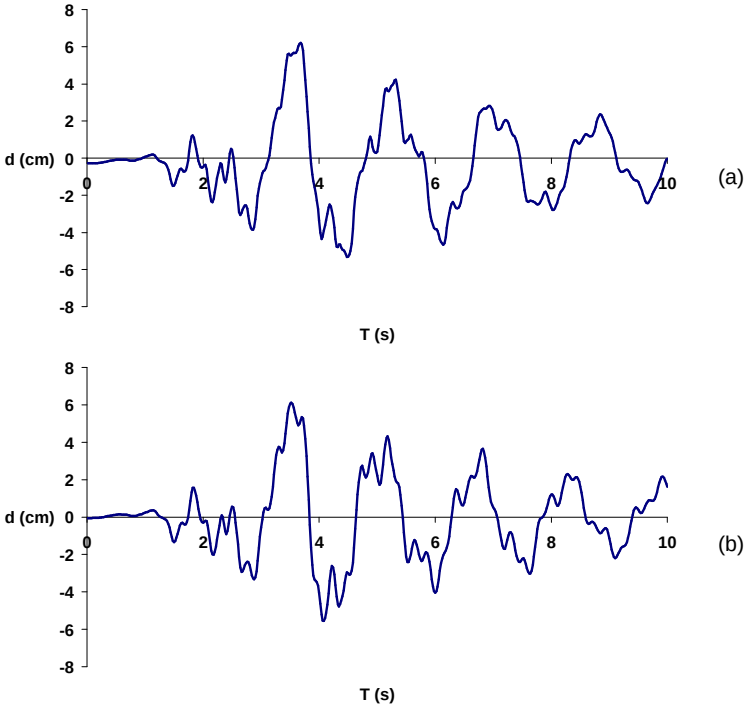


Figura 5.56. História de deslocamentos no topo segundo *yy*: (a) Modelo 1 – Sismo 2Y; (b) Modelo 2 – Sismo 2Y.

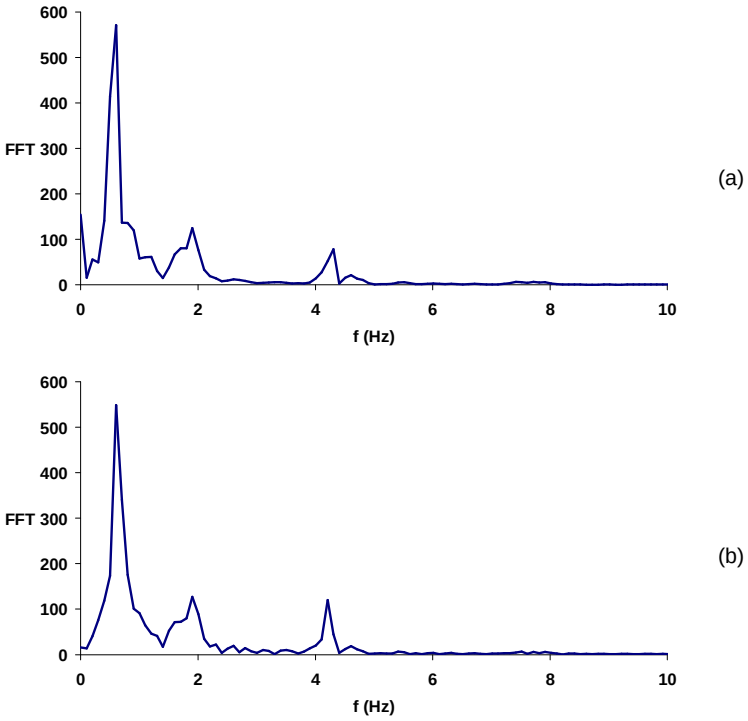


Figura 5.57. FFT da história de deslocamentos no topo segundo *yy*: (a) Modelo 1 – Sismo 2Y; (b) Modelo 2 – Sismo 2Y.

- ***Análise das Tensões Principais de Compressão (σ_{33})***

Observando as figuras que ilustram os mapas das envolventes de tensões principais de compressão constata-se que a zona crítica face a esforços desta natureza se situa na base, junto ao apoio da estrutura no solo. Neste caso, o binómio *tensão de compressão devido ao peso próprio – momento global aplicado pela acção sísmica* faz com que a secção com maiores tensões de compressão se situe na base da chaminé.

Contudo, para os sismos com componentes principais segundo *xx*, a zona com maiores esforços de compressão não é a base, mas a zona da abertura que lhe é próxima. Tal como foi já referido para caso da actuação do peso próprio (ver secção *5.5.3*), a abertura constitui uma irregularidade concentrada que faz com que haja um desvio da trajectória de tensões no seu contorno. No caso da acção sísmica, como as tensões de compressão nas suas imediações já apresentam valores consideráveis, o desvio da sua trajectória em torno da abertura e a concentração no seu contorno amplifica os valores envolvidos superando mesmo os valores das compressões na base da chaminé.

Apesar da zona de maiores compressões se situar na base da chaminé (ou na abertura junto à base), analisando os mapas das envolventes de tensões principais de compressão verifica-se que a zona próxima do topo da chaminé, correspondente à zona de maiores tensões de tracção, apresenta também uma mancha de tensões que traduz a existência de maiores esforços de compressão nessa zona, com valores de cerca de *0.65MPa*, para ambos os modelos e para todas as situações de cálculo consideradas. Refira-se ainda que, no caso do Modelo 2, nomeadamente quando o sismo actua com componente principal segundo *xx* (Sismo 1X - Figura 5.38 e Sismo 2X - Figura 5.44), a simulação das fissuras verticais no modelo numérico conduz a um agravamento das tensões de compressão na sua periferia. Devido à menor rigidez dos elementos que simulam a fissura, os esforços que estes absorvem são menores, transferindo-se para os elementos vizinhos, impondo tensões com valor próximo de *0.80MPa*.

À semelhança do que foi feito para o caso das deformadas e para as tensões principais de tracção, resumem-se na Tabela 5.6 os valores máximos das tensões de compressão obtidos. Nos casos em que o valor apresentado se refere à zona da abertura, colocou-se entre parêntesis o valor mínimo encontrado na base da chaminé.

Tabela 5.6. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento linear elástico – valor máximo das tensões principais de compressão (σ_{33}).

$\sigma_{33,\,Max}$ *(MPa)*	***Modelo 1***	***Modelo 2***
Sismo 1X	*1.19 (0.90)*	*1.24 (0.95)*
Sismo 1Y	*0.91*	*0.95*
Sismo 2X	*0.97 (0.80)*	*1.11 (0.94)*
Sismo 2Y	*0.81*	*0.94*

Analisando a Tabela 5.6, constata-se que os valores referentes ao Modelo 2 são sempre superiores aos do Modelo 1, com diferenças mais acentuadas no caso do sismo tipo 2 (cerca de 15%). As mesmas diferenças foram encontradas ao nível das tensões de tracção; as justificações apontadas para o caso das tracções podem ser aplicadas ao caso das compressões, ou seja, tem origem no efeito conjunto dos modos que participam na resposta.

No que se refere às diferenças encontradas entre as direcções *xx* e *yy*, pode-se concluir que apenas a presença da abertura faz diferir os valores máximos obtidos para as duas direcções, uma vez que quando se comparam os valores correspondentes à base as diferenças são praticamente nulas.

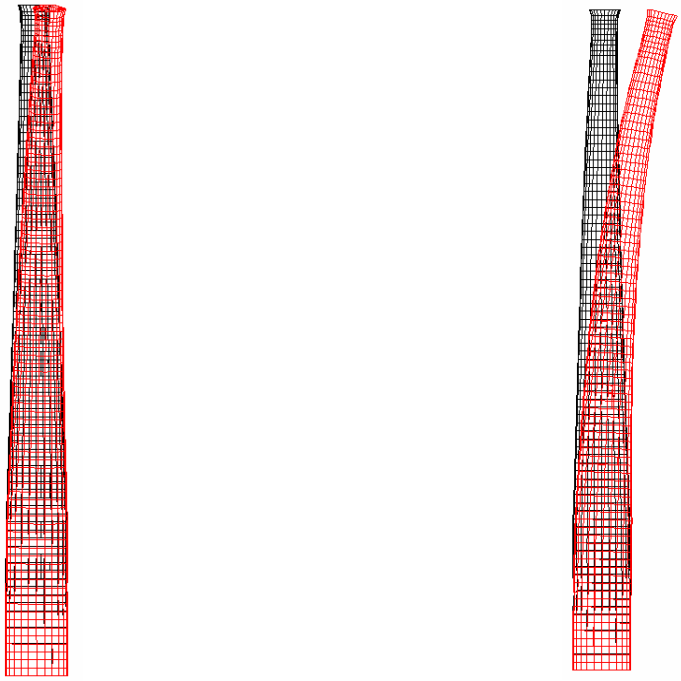
5.6.2. Comportamento Não Linear

A análise sísmica de estruturas recorrendo a modelos de comportamento não linear reveste-se de algumas dificuldades, nomeadamente as elevadas exigências computacionais que lhes estão associadas. Este facto faz com que geralmente se recorra à análise linear elástica como meio simplificado para a avaliação do comportamento sísmico das estruturas. No entanto, neste tipo de análise não são contabilizados alguns efeitos não lineares nos modelos de cálculo, como a baixa resistência à tracção da alvenaria, a existência e propagação de dano e consequente redução de rigidez da estrutura, o efeito de abertura e fecho de fissuras, a redução da resistência global do material e o aumento da sua ductilidade, etc. Os resultados das análises não lineares efectuadas, e aqui apresentados pretendem não só avaliar o desempenho da chaminé contabilizando os efeitos referidos e as potencialidades do Modelo de Dano Contínuo para os simular, mas também efectuar a comparação com as informações providenciadas pelas análises lineares realizadas e expostas na secção *5.6.1*. Desse modo, pretende-se avaliar os prós e contras da análise não linear por oposição à análise linear elástica, em particular para estruturas desta natureza.

Os resultados que se apresentam reportam-se apenas aos cálculos efectuados considerando a acção do sismo tipo 2. Esta opção resulta da constatação de que as conclusões a retirar do caso da acção sísmica tipo 1 são semelhantes ao caso da acção sísmica tipo 2, sendo portanto redundante a apresentação dos resultados das duas acções. A opção de mostrar os resultados do sismo tipo 2 prende-se com alguns aspectos que se verificaram para o caso do Modelo 2 (NL) – Sismo 2Y e que oportunamente serão abordados.

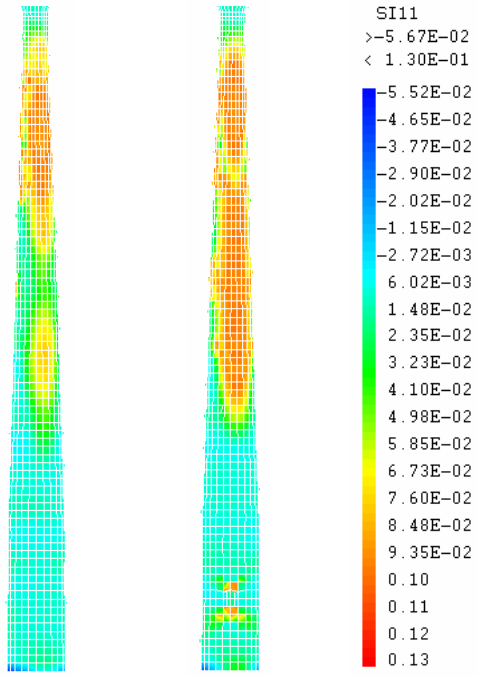
À semelhança do que foi efectuado para os modelos de comportamento linear elástico, serão exibidas as deformadas correspondentes ao instante de deformação máxima no topo, os mapas das envolventes de tensões principais de tracção e compressão, e ainda os mapas de dano de tracção. Não se ilustram os mapas de dano de compressão, uma vez que se constatou que este parâmetro assumia valores nulos para ambos os modelos em todos os casos de cálculo. Este aspecto será abordado aquando da análise de resultados.

5.6.2.1. Modelo 1 (NL) – Sismo 2X



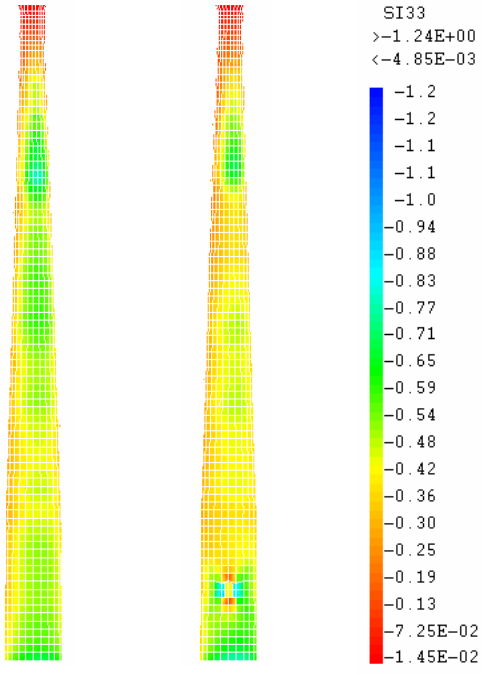
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.58. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 7.54 cm***).



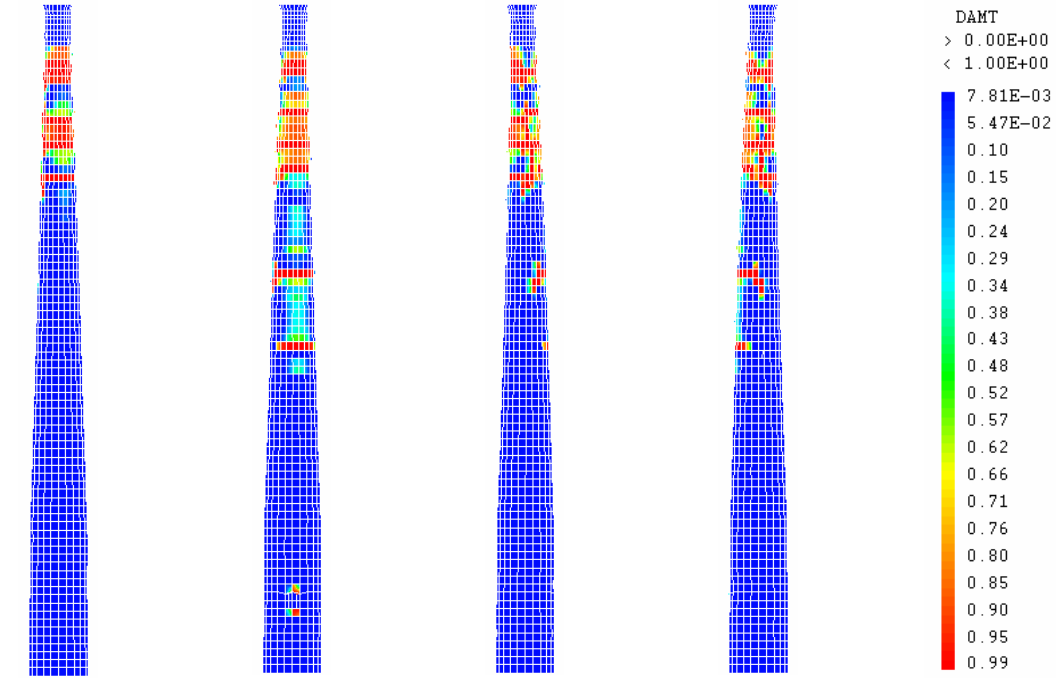
Vista de +x *Vista de -x*

Figura 5.59. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11,\,Max}$ **= 0.10 MPa**).



Vista de +x *Vista de -x*

Figura 5.60. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33,\,Max}$ **= 0.94 MPa**).

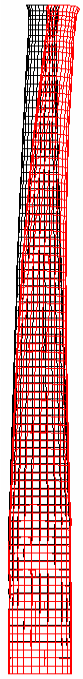


Vista de +x *Vista de -x* *Vista de +y* *Vista de -y*

Figura 5.61. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**).

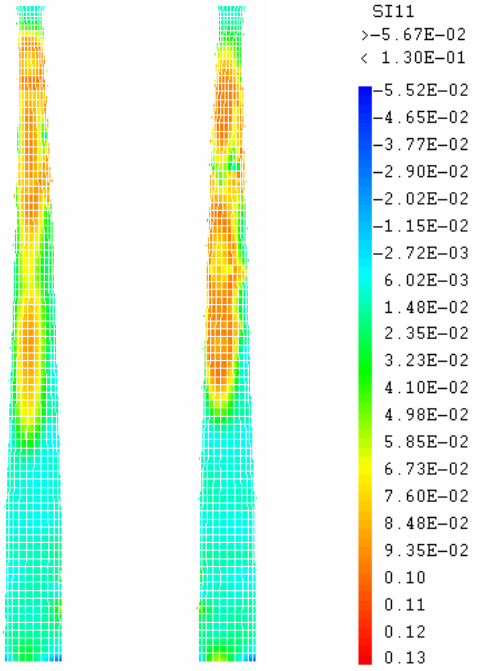
5.6.2.2. Modelo 1 (NL) – Sismo 2Y

Vista de +x



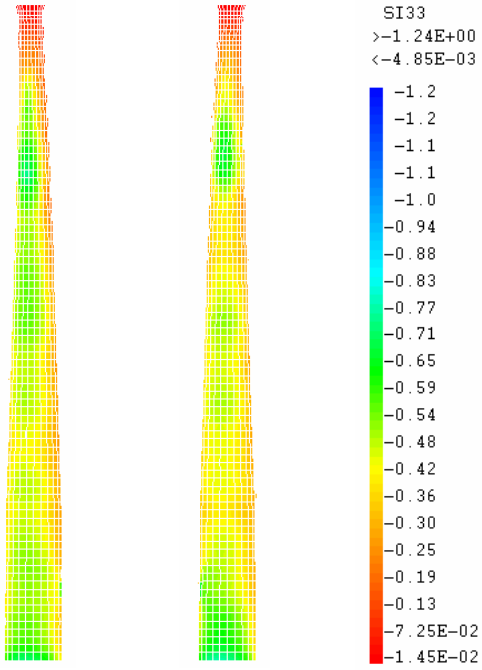
Vista de -y

Figura 5.62. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 7.15 cm***).



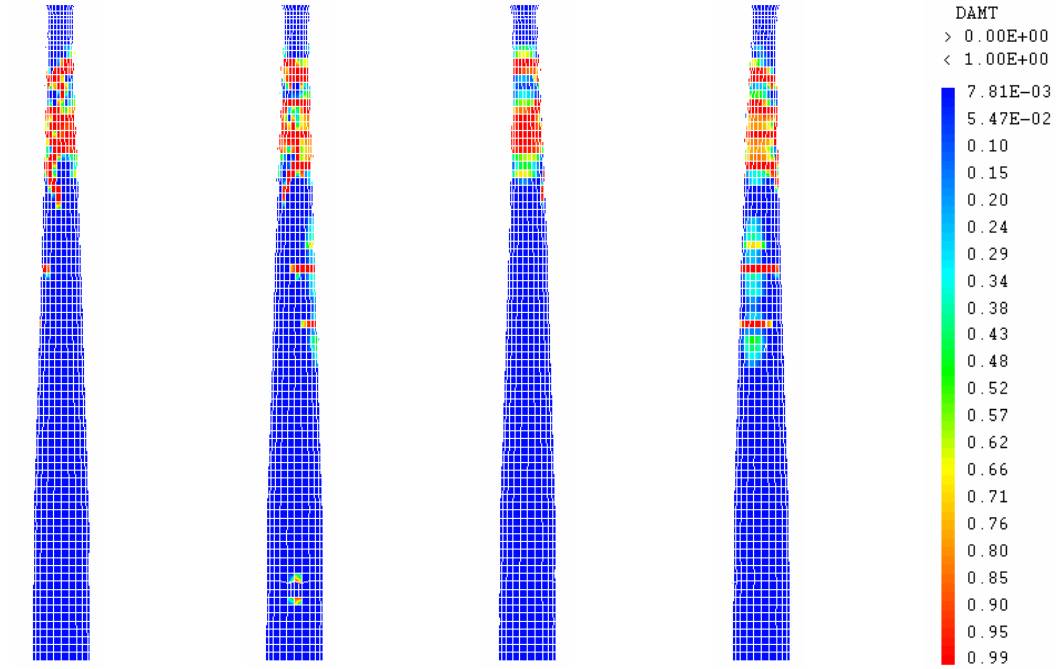
Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.63. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.10 MPa***).



Vista de +y *Vista de -y*

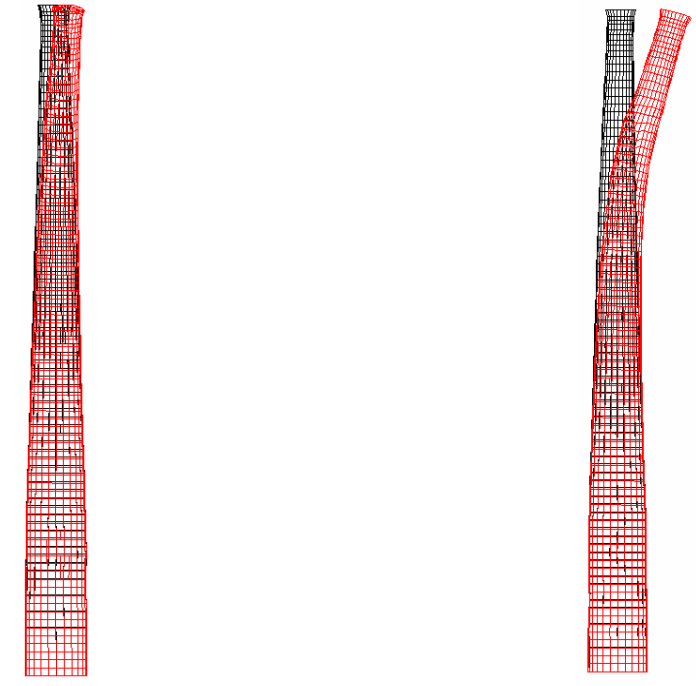
Figura 5.64. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.81 MPa***).



Vista de +x *Vista de -x* *Vista de +y* *Vista de -y*

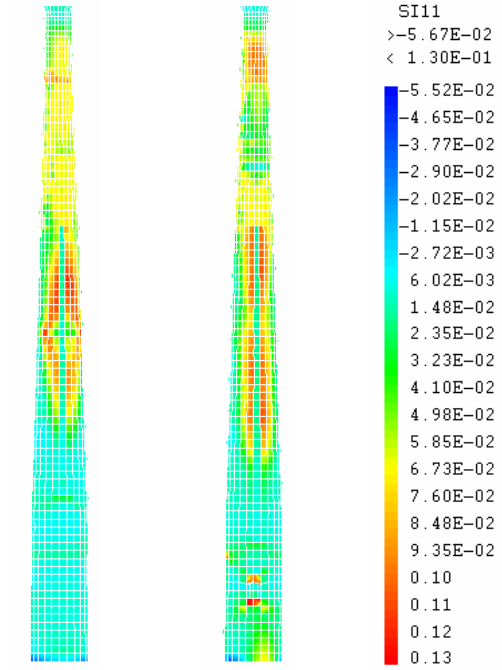
Figura 5.65. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 1.00***).

5.6.2.3. Modelo 2 (NL) – Sismo 2X



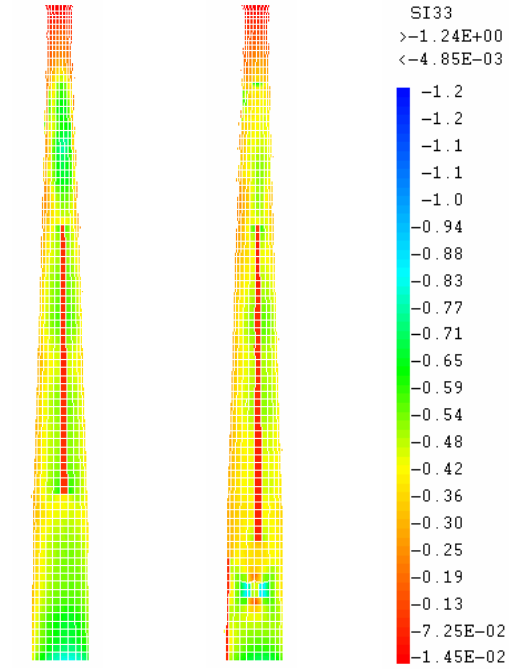
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.66. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 7.26 cm***).



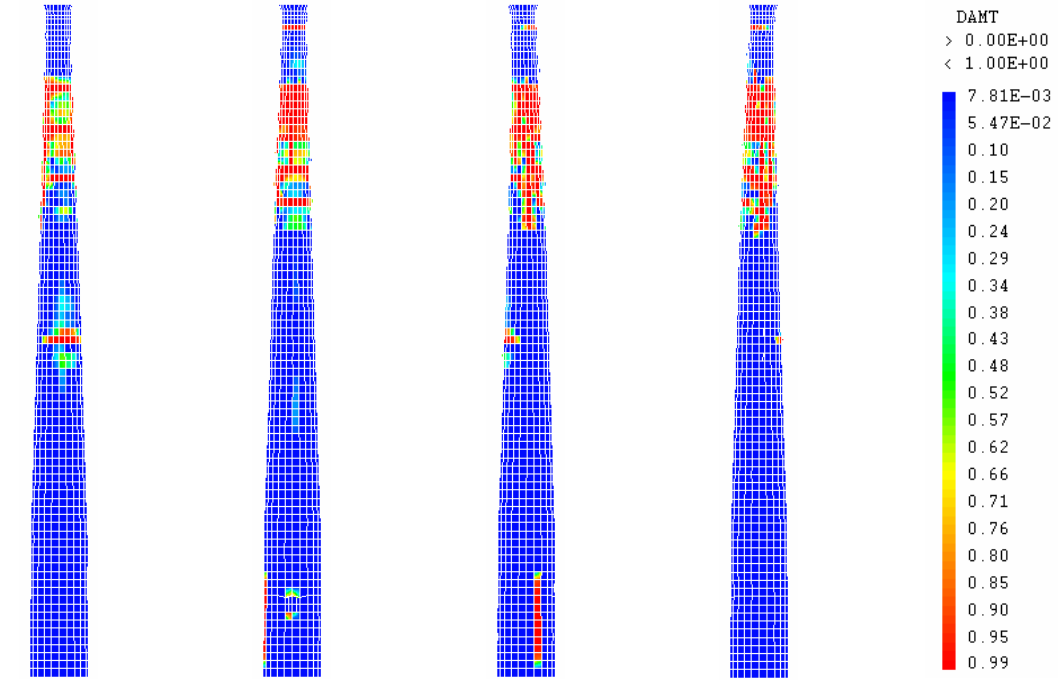
Vista de +x *Vista de -x*

Figura 5.67. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11,\,Max}$ **= 0.13 MPa**).



Vista de +x *Vista de -x*

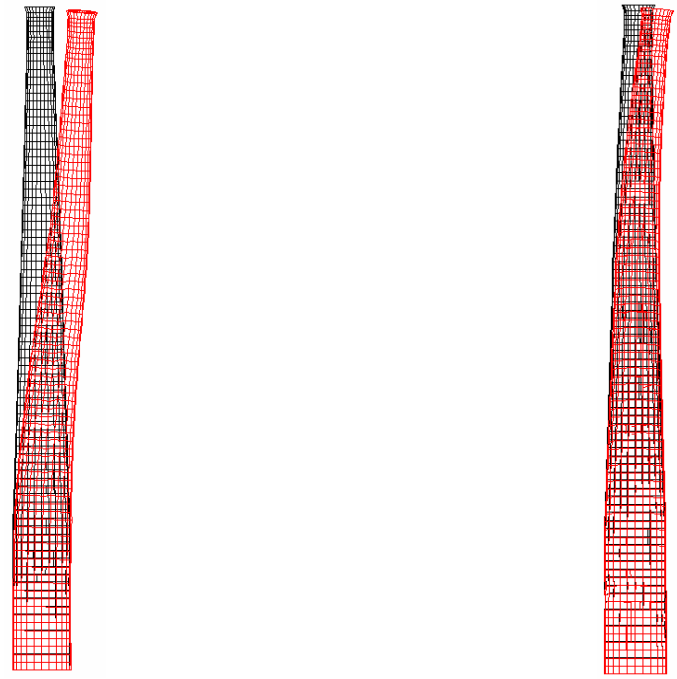
Figura 5.68. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33,\,Max}$ **= 0.94 MPa**).



Vista de +x *Vista de -x* *Vista de +y* *Vista de -y*

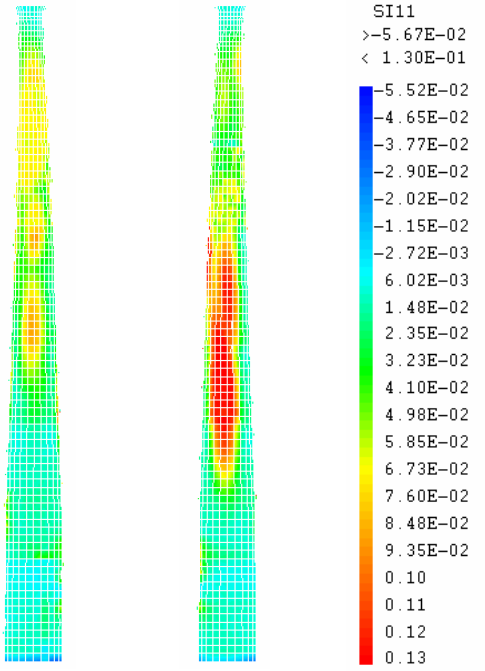
Figura 5.69. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**).

5.6.2.4. Modelo 2 (NL) – Sismo 2Y



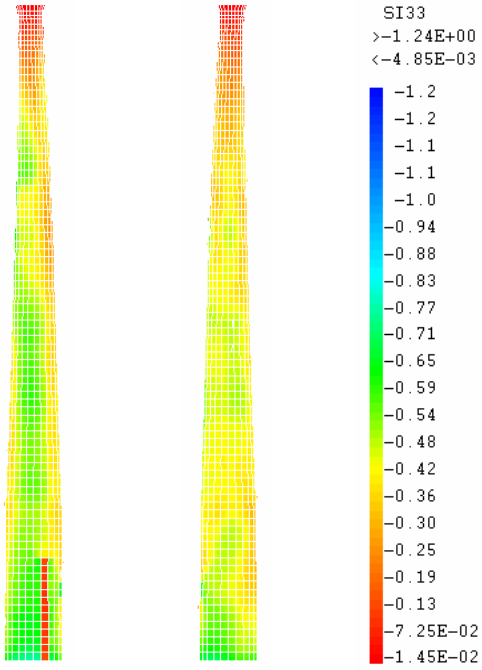
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.70. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 5.87 cm***).



Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.71. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***).



Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.72. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 0.79 MPa***).

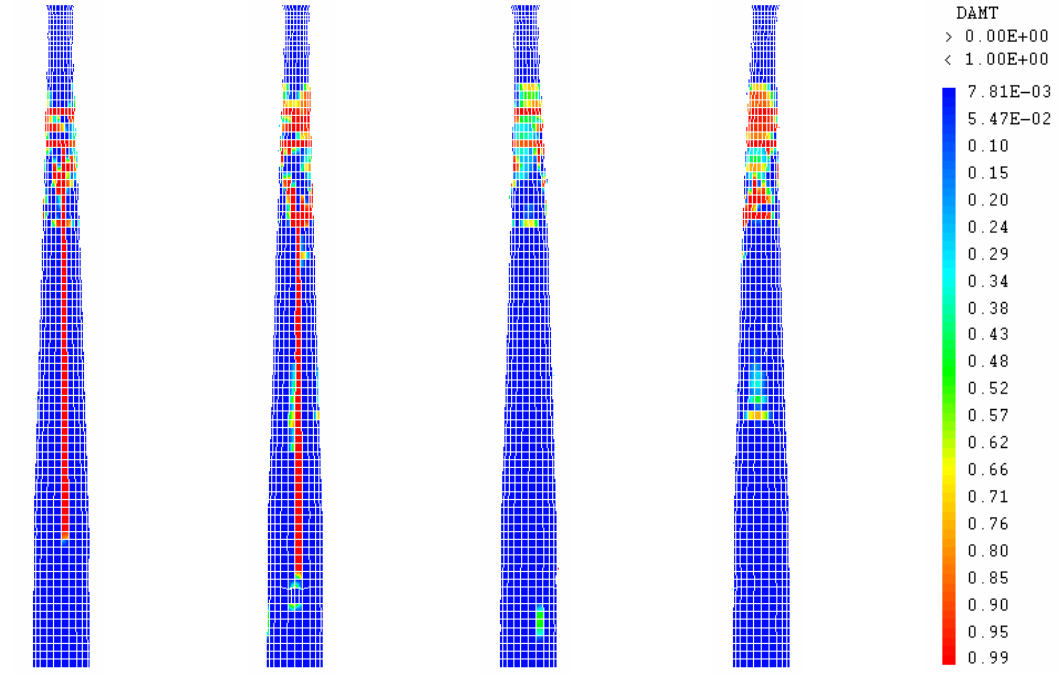


Figura 5.73. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**).

5.6.2.5. Análise de Resultados

Tal como foi efectuado para os resultados dos modelos de comportamento linear elástico, a análise dos resultados expostos nas figuras anteriores é feita, primeiro, analisando a configuração das deformadas, bem como os valores dos deslocamentos máximos no topo da chaminé; seguidamente são comentados os resultados obtidos em termos tensões principais de tracção (σ_{11}) e dano em tracção (D^{+}). Por fim, analisam-se as tensões principais de compressão (σ_{33}).

- ***Análise das Deformadas***

De modo a auxiliar a análise comparativa dos resultados obtidos, complementando as figuras anteriores, são resumidos na Tabela 5.7 os valores dos deslocamentos máximos registados no topo da chaminé durante a actuação dos sismos.

Tabela 5.7. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento não linear – deslocamentos máximos no topo (entre parênteses apresentam-se os resultados correspondentes aos modelos lineares elásticos).

d_{Max} (cm)	Modelo 1 (NL)	Modelo 2 (NL)
Sismo 2X	7.54 (7.01)	7.26 (6.92)
Sismo 2Y	7.15 (6.59)	5.87 (6.45)

Numa primeira análise da Tabela 5.7, podemos observar que a generalidade dos deslocamentos máximos obtidos com os modelos de comportamento não linear são superiores aos obtidos com os modelos de comportamento linear elástico, apresentados entre parênteses Tabela 5.7. De facto seria espectável a obtenção de deslocamentos superiores, uma vez que a consideração da não linearidade material conduz a uma flexibilização da estrutura fruto da ocorrência de dano como resultado da acção sísmica. Contudo, nem todos os deslocamentos obtidos foram superiores. A excepção prende-se com o caso do Modelo 2 (NL) – Sismo 2Y, onde o valor do deslocamento máximo obtido é consideravelmente distinto dos restantes e inferior ao obtido considerando um comportamento linear elástico para a alvenaria. Atendendo ao traçado da deformada máxima obtida com o Modelo 2 (NL) – Sismo 2Y (Figura 5.70), a interpretação deste fenómeno torna-se bem perceptível. Neste caso, em correspondência com o deslocamento máximo no topo da chaminé, obteve-se uma "deformada de corte". A explicação para este facto estará na modelação das fissuras verticais no Modelo 2 (NL) nos alçados $+x$ e $-x$, ou seja, nos alçados perpendiculares à direcção principal de actuação do Sismo 2Y. O material considerado nestes elementos finitos possui baixa rigidez e resistência, ao mesmo tempo que se situa na zona da secção transversal onde as tensões de corte (τ) apresentam valores máximos (Figura 5.74). Este facto faz com que a secção da chaminé fique "partida" em duas meias secções, deslizando uma sobre a outra quando o sismo actua, contribuindo para o traçado da deformada máxima obtida.

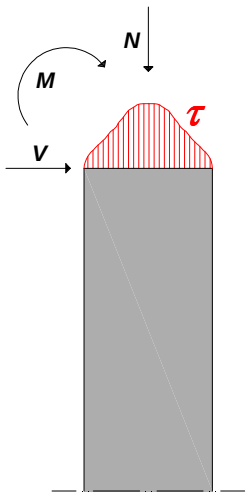


Figura 5.74. Exemplo do diagrama de tensões de corte (τ) numa dada secção transversal.

A deformada máxima obtida com o Modelo 2 (NL) – Sismo 2X é também bastante elucidativa em relação ao tipo de comportamento que este modelo apresenta (Figura 5.66). Neste caso, verifica-se que a deformada máxima corresponde a uma acentuada rotação da zona do topo da chaminé, com a formação de uma "rótula" na zona onde o dano em tracção assume valores mais elevados (Figura 5.69). Note-se ainda que esta zona, corresponde a uma das zonas do

Modelo 2 (NL) onde foi considerado um material mais fraco, o material D (Figura 5.75), com menor rigidez e resistência (ver capítulo 4, secção *4.4.2.1*).

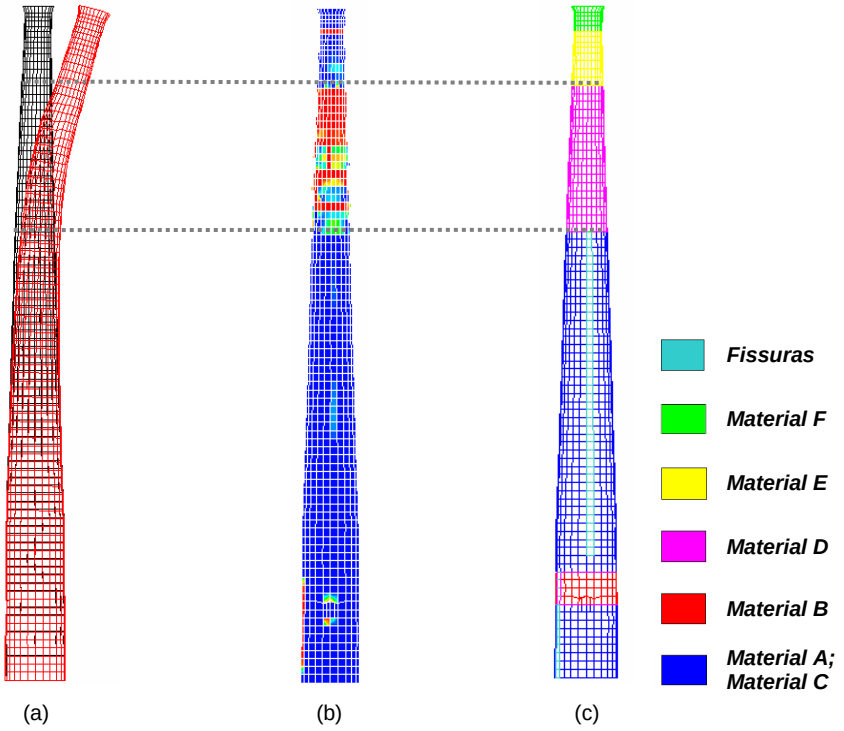


Figura 5.75. Confronto da localização das maiores curvaturas (a) com a zona de maior dano (b) e com o zonamento da malha (c).

Já nos casos do Modelo 1 (NL), e para ambas as direcções de actuação do sismo, as diferenças face às deformadas obtidas com o Modelo 1 considerando comportamento linear não são tão evidentes. Porém, sublinha-se o facto das deformadas apresentadas corresponderem apenas ao instante de actuação do sismo que lhe confere o valor máximo no topo.

- ***Análise das Tensões Principais de Tracção (σ_{11}) e do Dano de Tracção (D^+)***

Como nota prévia à análise de tensões e dano a efectuar, chama-se à atenção para o facto dos mapas das envolventes de tensões principais de tracção serem apresentados numa escala diferente da utilizada para os modelos de comportamento linear elástico. Ao contrário do caso das análises lineares elásticas, nas análises não lineares os valores das tensões de tracção estão limitados à resistência máxima considerada para o material, pelo que as escalas anteriormente utilizadas não possibilitariam uma correcta leitura dos resultados. Na Tabela 5.8 resumem-se os valores máximos registados para as tensões principais de tracção que, tal como se esperava, correspondem aos valores da resistência de tracção considerada em cada um dos modelos (no caso do Modelo 2 (NL), corresponde ao valor da resistência dos materiais A e C).

Tabela 5.8. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento não linear – tensões principais de tracção máximas (σ_{11}).

$\sigma_{11, Max}$ (MPa)	Modelo 1 (NL)	Modelo 2 (NL)
Sismo 2X	*0.10*	*0.13*
Sismo 2Y	*0.10*	*0.13*

Uma vez que os valores máximos se encontram limitados pela resistência do material, e sabendo que essa tensão é atingida em todos os casos de cálculo, a análise das tensões máximas não é por si só esclarecedora. Por outro lado, a observação da localização das tensões máximas nos mapas e a sua propagação pode conduzir a conclusões interessantes. Observando as figuras que ilustram os mapas das envolventes de tensões principais de tracção constata-se que, à semelhança do que foi visto nos resultados dos modelos de comportamento linear elástico, a zona crítica da chaminé em termos de tracções se situa junto ao topo da estrutura. Contudo, e tendo sempre como termo de comparação as análises lineares elásticas, os valores máximos encontram-se espalhados numa área maior como resultado da limitação do valor máximo das tensões de tracção, mas com valores semelhantes aos obtidos com as análises lineares (Figura 5.76, assinalado a tracejado preto).

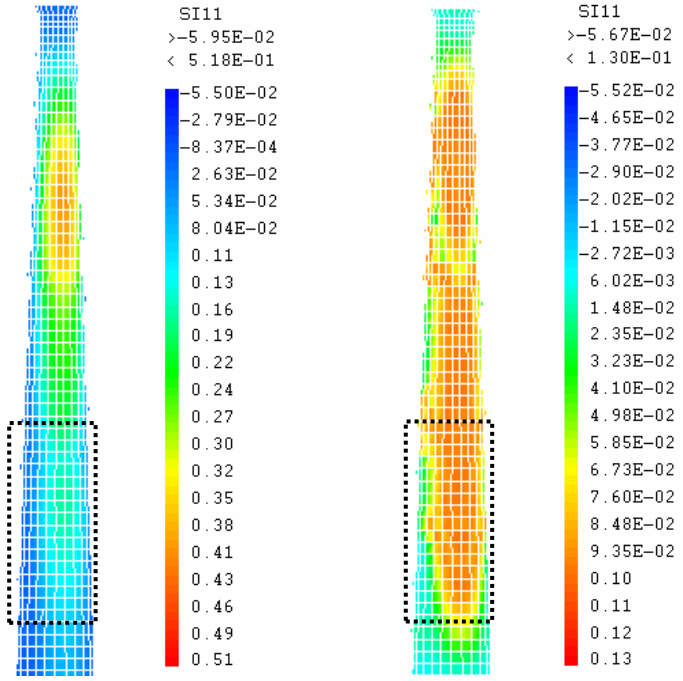


Figura 5.76. Comparação da zona superior da chaminé do mapa da envolvente de tensões principais de tracção do Modelo 1 – Sismo 2X (linear elástico) com o Modelo 1 (NL) – Sismo 2X (não linear) – Vista de *-x*.

Um outro aspecto que merece ser realçado prende-se com as aparentes quebras ou descontinuidades nos mapas de tensões de tracção, mais notórias no caso do Modelo 2 (NL).

Tomando o exemplo do Modelo 2 (NL) – Sismo 2X (Figura 5.77 e Figura 5.78) e confrontando o mapa de tensões de tracção com o mapa de dano, são visíveis algumas incoerências.

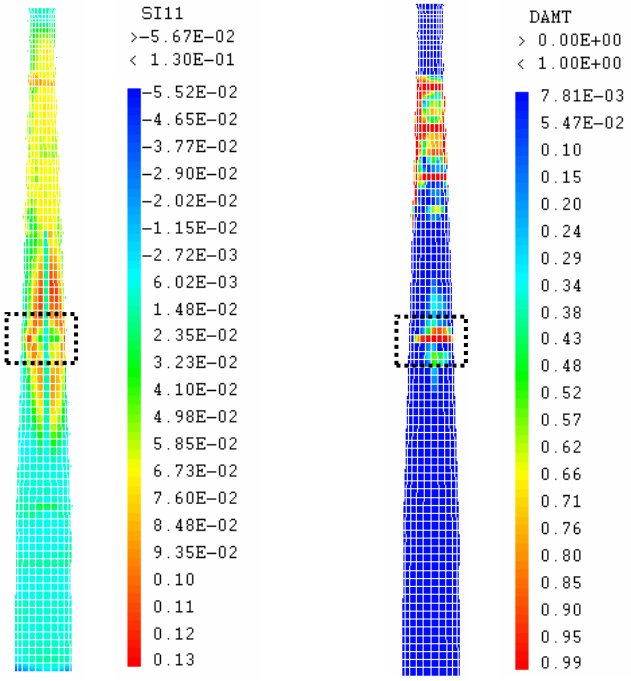


Figura 5.77. Comparação do mapa da envolvente de tensões principais de tracção com o mapa de dano em tracção – Modelo 2 – Sismo 2X, vista de *+x*.

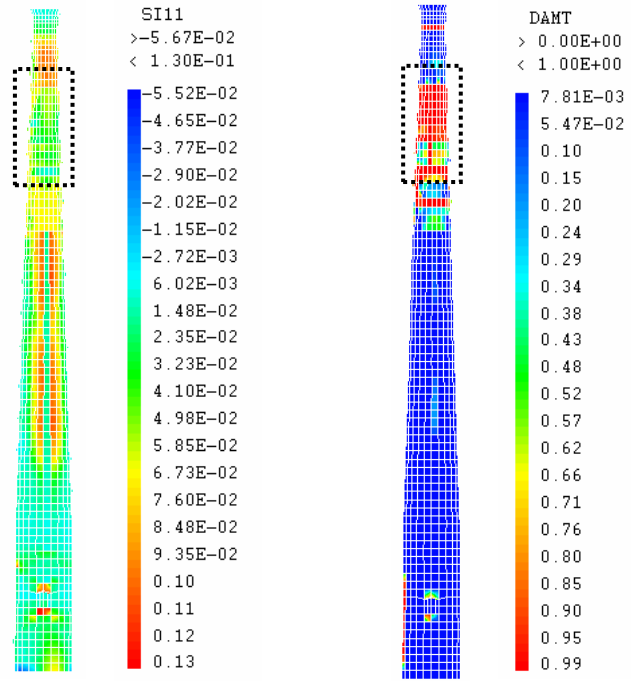


Figura 5.78. Comparação do mapa da envolvente de tensões principais de tracção com o mapa de dano em tracção – Modelo 2 – Sismo 2X, vista de *-x*.

Nas zonas assinaladas na Figura 5.77 e Figura 5.78, constata-se que o valor das tensões de tracção não atinge a máxima resistência do material, ou seja *0.13MPa* no caso da Figura 5.77

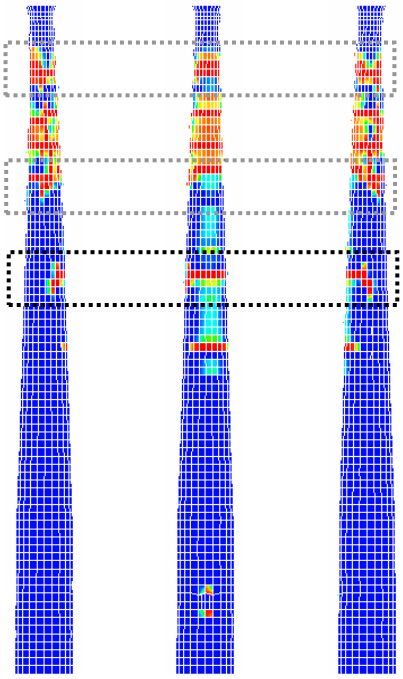
(Material C) e *0.07MPa* no caso da Figura 5.78 (Material D), ao passo que o valor do dano de tracção nessas zonas apresenta o valor unitário, indicador de que o pico da curva de comportamento já foi ultrapassado e que a capacidade resistente do material já se encontra esgotada. Esta aparente incoerência deve-se ao facto da resistência à tracção dos materiais considerados ser muito baixa, correspondendo-lhe uma extensão também baixa; por outro lado, como a acção sísmica é aplicada de uma forma incremental, sendo as tensões calculadas e gravadas em instantes singulares, é fácil que num dado incremento de carga se passe de um estado de dano zero, correspondente a uma tensão inferior à tensão máxima resistente, para um estado de dano total ($D^+ = 1.00$). As indicações fornecidas pelo mapa de dano são, nesse aspecto, bastante claras, o que leva a concluir que nestes casos é indispensável a leitura e análise detalhada dos mapas de dano em conjunto com os mapas de tensões, uma vez que estes últimos por si só podem induzir em erro o utilizador.

Analisando os mapas de dano conjuntamente com os mapas de tensões, conclui-se que a situação oposta também se pode verificar. Tomando como exemplo a Figura 5.78, o mapa de tensões apresenta uma coloração avermelhada em torno da fissura vertical que foi modelada. No entanto, e apesar da coloração, não se confirma a existência de dano nessa zona, o que leva a concluir que as tensões atingidas se aproximaram bastante da tensão máxima resistente sem nunca a terem ultrapassado durante toda a ocorrência do sismo.

Na realidade, a leitura dos mapas de dano em tracção é bastante clara, sendo perfeitamente visível qual a zona mais afectada e que se afigura como zona crítica face à acção sísmica: a zona junto ao topo da chaminé situada entre os 3/4 e os 5/6 da altura total, confirmando as indicações dadas pelos modelos de comportamento linear elástico. Verifica-se ainda a existência de dano a uma cota inferior, sensivelmente a meia altura da chaminé. Porém a sua intensidade é consideravelmente inferior à da zona de topo anteriormente mencionada.

Analisando com algum detalhe as manchas de dano, torna-se possível compreender o mecanismo de propagação do dano na chaminé. Na Figura 5.79 repetem-se os mapas de dano do Modelo 1 (NL) – Sismo 2X, segundo as vistas de *+y*, *-x* e *–y*.

Tome-se o exemplo da linha de dano assinalada a tracejado preto na Figura 5.79 por constituir um caso de interpretação mais simples, visto se tratar de um dano isolado. O seu alinhamento não é perfeitamente horizontal, tornando-se inclinado à medida que se vai desenvolvendo ao longo da secção transversal da chaminé. Na Figura 5.80 ilustram-se os mapas de dano em tracção dessa zona para os instantes $t_1 = 3.62s$, $t_2 = 3.68s$, e $t_3 = 3.78s$, este último apresentando já um padrão de dano igual ao do último instante da actuação do sismo e ilustrado na Figura 5.79.



(a) (b) (c)

Figura 5.79. Mapa de dano em tracção do Modelo 1 (NL) – Sismo 2X no final da actuação do sismo: (a) vista de *+y*; (b) vista de *–x*; (c) vista de *-y*.

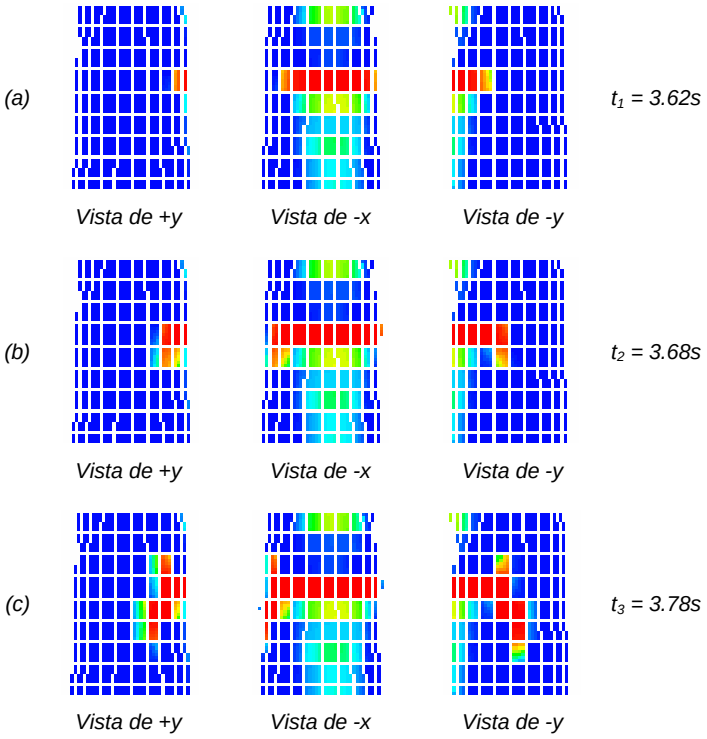


Figura 5.80. Exemplo da propagação do dano assinalado a tracejado preto na Figura 5.79, para: (a) $t_1 = 3.62s$; (b) $t_2 = 3.68s$; (c) $t_3 = 3.78s$.

O aparecimento do dano dá-se segundo uma linha horizontal (Figura 5.80-a), como resultado natural de um comportamento essencialmente de flexão. Posteriormente, e quando

aproximadamente metade da secção se encontra com dano de tracção igual a *1.00* (Figura 5.80-b), ou seja, quando se forma uma fissura nessa zona, o desenvolvimento do dano deixa de ocorrer ao longo de uma linha horizontal, passando a desenvolver-se segundo uma linha inclinada para uma cota inferior (Figura 5.80-c). Esta evolução resulta de um desvio da trajectória de tensões principais, fruto de uma redução elevada da secção transversal efectiva. A redução da secção resistente provoca o mesmo efeito no braço do binário das forças internas, o que faz com que o momento resistente da secção não seja suficiente para garantir o equilíbrio de forças. Por outro lado, a redução do braço do binário não é compensada pelo do aumento das forças internas, pois a compatibilidade de deformações limita o valor das tensões instaladas. Como resultado dá-se o desvio da trajectória de tensões, promovendo o aumento da área efectivamente resistente.

Este mecanismo de propagação de dano também pode ser visto no seu estado final nas zonas assinaladas a tracejado cinzento na Figura 5.79. Na zona situada a uma cota mais alta, é observa-se que este fenómeno ocorre nas duas faces da chaminé devido à solicitação da estrutura pela acção sísmica nos dois sentidos. O resultado é a propagação do dano em toda a secção transversal da chaminé, o que significa que esta se encontra totalmente aberta. Esta mancha de dano, espalhada pelos quatro alçados da chaminé, pode induzir o colapso da zona afectada. Contudo, este acontecimento não é traduzido neste modelo numérico, uma vez que não simula efeitos de desagregação material, derrube por deslizamento da zona danificada ou efeitos de 2ª ordem, por exemplo.

Em relação aos restantes resultados obtidos e às suas particularidades, realça-se novamente o caso do Modelo 2 (NL) – Sismo 2Y, cuja resposta foi já abordada na análise efectuada às deformadas máximas obtidas. Tal como foi referido, a acção sísmica actuando na direcção perpendicular ao alçado das fissuras modeladas induz nos elementos que as simulam dano de tracção de valor unitário (Figura 5.73). O que se torna interessante verificar é que o efeito de "deslizamento" ao longo da fiada vertical de elementos (fissura) funciona como um filtro para a estrutura, concentrando neles uma parte considerável da deformação da chaminé e, consequentemente, aliviando as restantes zonas. De facto, verifica-se que a zona do topo da chaminé apresenta uma menor concentração de dano quando comparada com os restantes casos de cálculo (Figura 5.73). Este fenómeno constitui um bom exemplo da vantagem da consideração do comportamento não linear material em modelos numéricos desta natureza. De facto, e como fica evidente no caso desta chaminé, torna-se impossível captar estes e outros efeitos de propagação de dano nos modelos de comportamento linear elástico.

Por fim, e com o objectivo de fazer um paralelismo entre os resultados obtidos e um caso real, mostra-se na Figura 5.81 o caso de uma chaminé de características semelhantes às da chaminé em estudo, situada na província Chinesa de Sichuan, afectada por um violento sismo em Maio

de 2008. Na fotografia é possível observar que o topo da chaminé colapsou, confirmando a localização da zona crítica dos modelos de cálculo utilizados no presente trabalho. Note-se ainda que a linha de rotura apresenta um desenvolvimento idêntico aos padrões de dano obtidos nas análises efectuadas.

Figura 5.81. Chaminé situada na província Chinesa de Sichuan, após o sismo de Maio de 2008 (fotografia cedida por Alexandre Costa).

- ***Análise das Tensões Principais de Compressão (σ_{33}) e do Dano de Compressão (D^-)***

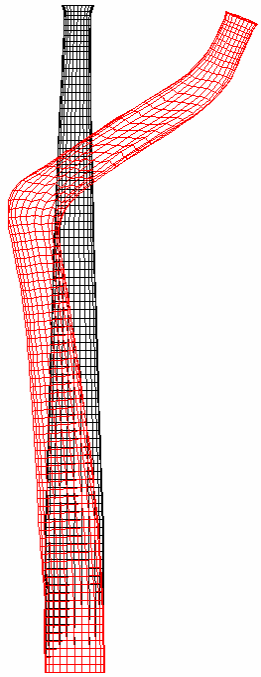
De modo a auxiliar a análise dos resultados, resumem-se na Tabela 5.9 os valores mínimos das tensões de compressão obtidos. Tal como se verificou nos modelos de comportamento linear elástico, os valores mínimos das compressões situam-se na zona da abertura próxima da base, sempre que o sismo actuava com componente principal na direcção *xx*. Nesses casos, colocou-se entre parêntesis o valor máximo encontrado na base da chaminé.

Tabela 5.9. Resumo dos resultados da análise sísmica considerando comportamento não linear – valor máximo das tensões principais de compressão (σ_{33}).

$\sigma_{33,\,Max}$ (MPa)	Modelo 1 (NL)	Modelo 2 (NL)
Sismo 2X	*0.94 (0.80)*	*0.94 (0.85)*
Sismo 2Y	*0.81*	*0.79*

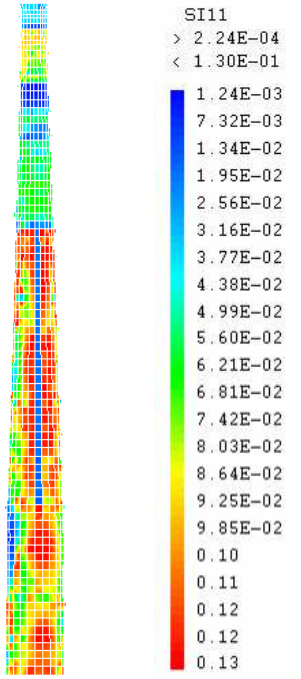
Comparando os resultados obtidos com os dois modelos com comportamento linear elástico, verifica-se que os modelos não lineares apresentam em geral compressões mais reduzidas. Contudo, e tendo em conta que as escalas de valores utilizadas na coloração nos mapas das envolventes de tensões de compressão são as mesmas, a grandeza dos valores obtidos ao longo de toda a altura da chaminé é sensivelmente a mesma. A principal diferença encontrada nos valores máximos reside no agravamento das compressões no topo da estrutura e na sua atenuação na zona da base. Devido à grande concentração de dano no topo da chaminé, esta zona possui, em geral, curvaturas mais elevadas do que as verificadas nos modelos de comportamento linear elástico, fazendo com que se atinjam aí valores de compressão entre os *0.80MPa* e os *0.85MPa* em praticamente todos os casos de cálculo. Porém, a grandeza das tensões instaladas fica ainda bastante distante da capacidade resistente dos materiais considerados. Esta diferença é de tal modo notória que em todos os casos de cálculo se verificou a inexistência de dano em compressão. Assim, as diferenças encontradas ao nível das compressões são o resultado da não linearidade da alvenaria traccionada, não sendo portanto uma manifestação directa de um comportamento em compressão distinto. Mais uma vez, salienta-se a existência de fenómenos que não são possíveis de simular recorrendo a modelos com comportamento linear elástico.

De forma a avaliar quais as consequências para a resposta da chaminé da entrada em regime não linear da alvenaria comprimida, foi efectuado um cálculo sísmico considerando o Modelo 2 (NL) – Sismo 2X, e os acelerogramas escalados para uma aceleração máxima de referência três vezes superior à até aqui considerada, ou seja, $240cm/s^2$, o que corresponde sensivelmente a considerar que a chaminé se situa nos Açores, onde a aceleração máxima de referência é de $250cm/s^2$ (Carvalho 2007). Os mapas das envolventes de tensões principais e danos são apresentados nas figuras seguintes, juntamente a deformada máxima obtida.



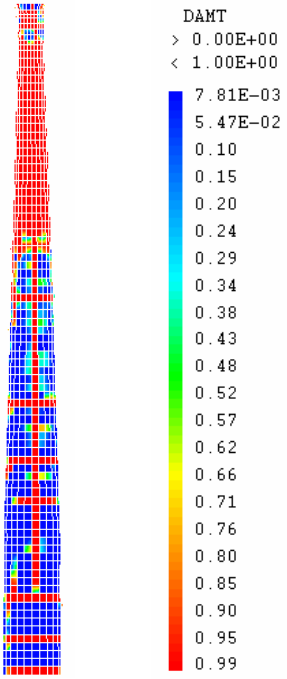
Vista de -y

Figura 5.82. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 21.74 cm***).



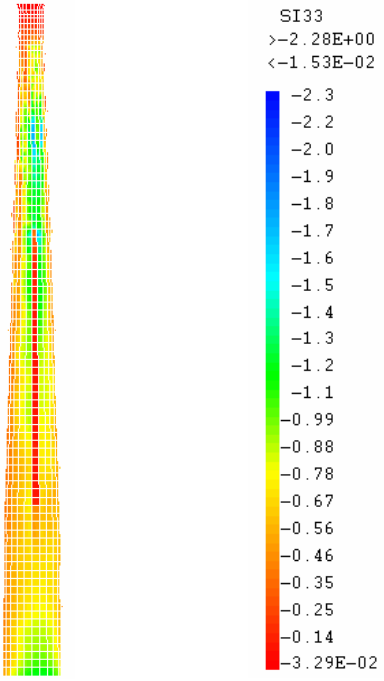
Vista de +x

Figura 5.83. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***).



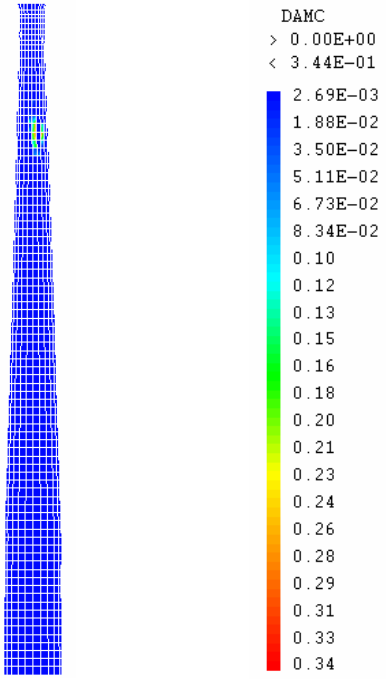
Vista de +x

Figura 5.84. Mapa de dano de tracção (***D^{+}_{Max} = 1.00***).



Vista de +x

Figura 5.85. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 2.28 MPa***).



Vista de +x

Figura 5.86. Mapa de dano de compressão (***D^{-}_{Max} = 0.34***).

Os resultados mostram que as compressões instaladas não cresceram proporcionalmente ao aumento da aceleração de pico do sismo. O valor máximo obtido para as tensões principais de compressão foi neste caso de *2.28MPa*. Quanto ao dano em compressão, verifica-se que é quase na totalidade nulo. O máximo valor obtido é de *0.34* e situa-se numa zona localizada, com muito pouca expressão. Em contrapartida, e como seria espectável, os danos em tracção aumentaram significativamente, tendo-se obtido um valor de D^{+} *=1.00* em praticamente toda a zona superior da chaminé, em concordância com a deformada máxima apresentada.

Face a estes resultados pode-se concluir que é o comportamento em tracção que condiciona a resposta da chaminé, sendo que apenas se mobiliza o comportamento não linear em compressão para um padrão de dano em tracção muito gravoso para a estrutura. Assim, torna-se pertinente questionar a importância da modelação numérica efectuada no que respeita à consideração das curvas de comportamento à compressão. De facto, perante os resultados obtidos, conclui-se que a simulação do comportamento não linear da chaminé pode ser feita considerando apenas a não linearidade em tracção e adoptando um comportamento linear elástico para a compressão.

5.6.3. Comportamento Não Linear – Estrutura Reforçada

As análises numéricas efectuadas forneceram resultados interessantes que permitiram retirar algumas conclusões importantes, nomeadamente no que se refere aos resultados das análises sísmicas considerando o comportamento não linear da alvenaria (secção *5.6.2*). Neste caso, os resultados expostos nos mapas de dano em tracção mostram uma zona considerável afectada, sendo notório o prolongamento do dano nos quatro alçados da chaminé. Este facto conduziu ao estudo de uma solução de reforço da chaminé, cuja principal função seria a de conter a propagação do dano, impedindo a abertura de fissuras que cortem a totalidade da secção transversal da chaminé e reduzindo assim a probabilidade de colapso da zona danificada. Este estudo foi conduzido com recurso apenas ao modelo 2, que se acredita reproduzir melhor o comportamento da estrutura real.

Numa primeira fase foi averiguada a eficácia da consolidação material, ou seja, foi avaliada a resposta da estrutura sem qualquer estrutura de reforço, considerando apenas que as fissuras que possui, e que se encontram simuladas no modelo 2, foram colmatadas. Nesta primeira abordagem foi também considerado que as zonas mais degradadas foram reparadas através do preenchimento dos vazios existentes, essencialmente as zonas onde a argamassa se apresentava degradada. Numericamente, esta intervenção foi considerada através da adopção de apenas duas zonas com material de características diferentes, a zona da alvenaria tipo 1 e alvenaria tipo 2 (ver secção *2.6.2.3* do capítulo 2). Em cada uma delas foram adoptadas as curvas de comportamento não linear do material que possuía melhores características (ver

secção *4.4.2* do capítulo 4), ou seja, as do material A na zona inferior e as do material E na zona superior (ver Figura 3.38). O modelo numérico resultante das alterações efectuadas foi designado por ***Modelo 3***.

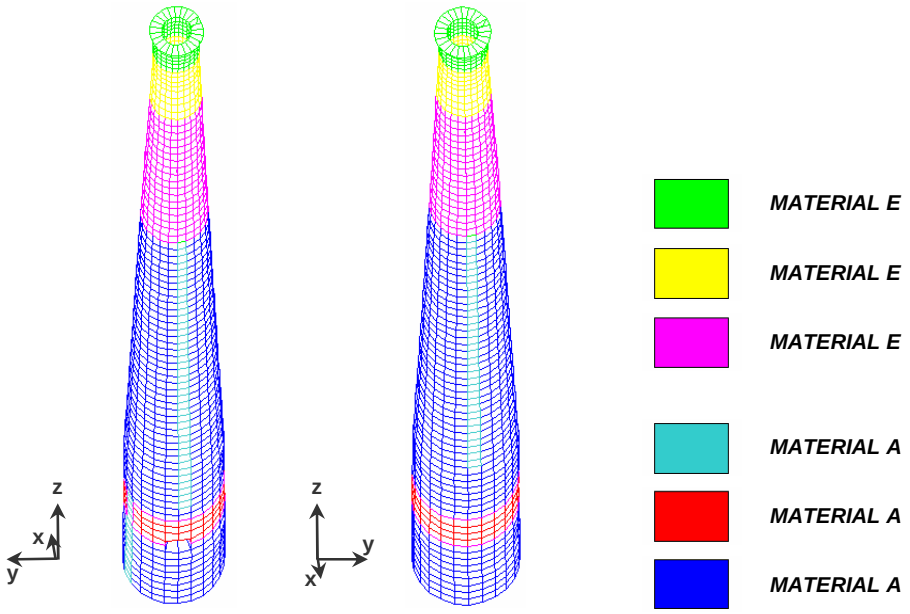


Figura 5.87. Alteração das características materiais do modelo 2, resultantes da consolidação da alvenaria – ***Modelo 3***.

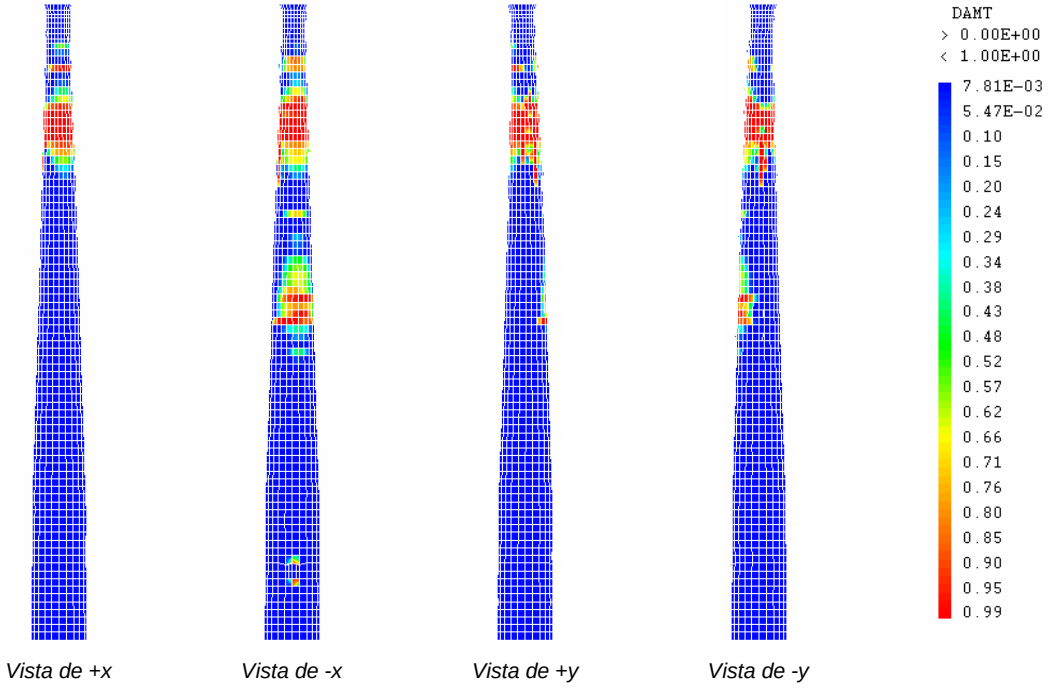


Figura 5.88. Mapas de dano obtidos para o Modelo 3 (NL) – Sismo 2X.

Os resultados da análise sísmica efectuada com o modelo 3 mostraram que a eficácia da consolidação é reduzida no que diz respeito à propagação do dano em tracção. De facto as alterações não foram muitas, verificando-se que, na zona junto ao topo da chaminé (a mesma identificada anteriormente, entre os 3/4 e os 5/6 da altura total) a propagação do dano é

semelhante aos casos anteriores, com a presença de dano unitário em toda a secção transversal da zona afectada (ver na Figura 5.88 o caso do Sismo 2X).

Estes resultados justificam a necessidade de estudar uma solução de reforço da chaminé com a introdução de uma estrutura externa que permitisse efectivamente conter a propagação do dano, no sentido de evitar que este circundasse toda a secção transversal da zona afectada da chaminé. No entanto, pretendia-se minimizar o impacto visual do reforço, preferindo-se uma intervenção pelo interior e de carácter reversível. Ao mesmo tempo a solução deveria ser exequível e ter em conta as dificuldades inerentes à intervenção pelo interior da chaminé.

A solução adoptada consistiu então na introdução de uma escada metálica (S275JR) em caracol no interior da chaminé, que funcionaria como elemento de reforço e ao mesmo tempo permitiria o acesso pelo interior a toda a altura da chaminé, podendo ser usada em acções de inspecção posteriores. Adicionalmente seria colocada uma "grelha" metálica na face interior das paredes ligada à escada.

A escada, materializada por chapas em consola (Figura 5.89-b) ligadas a um perfil metálico tubular circular central (CHS 273x14.2 - Figura 5.89-a), seria ligada à alvenaria de dois em dois metros de altura através de degraus mais rígidos, constituídos por perfis metálicos tubulares quadrados (SHS 150x150x14 - Figura 5.89-c e Figura 5.89-d), e encastrado numa sapata de betão armado. Os degraus de ligação, espaçados de 2.00m em altura, definem em planta um ângulo entre si de 90º (Figura 5.89-e), e encontram-se ligados à alvenaria na intersecção das barras que constituem a grelha metálica colocada na face interior das paredes da chaminé (Figura 5.89-d). Esta grelha é constituída por cintas metálicas (barras 10x100) espaçadas em altura de 2.00m e por 8 barras verticais (10x100) igualmente espaçadas radialmente (Figura 5.89-d e Figura 5.89-e). Note-se que nos desenhos da Figura 5.89, todas as dimensões se encontram em milímetros, salvo indicação em contrário.

Uma estrutura desta natureza tem ser executada, inevitavelmente, de uma forma faseada, considerando troços do perfil central (CHS 273x14.2) de 2.00m, com os degraus de ligação (SHS 150x150x14.2) previamente soldados (Figura 5.89-a e Figura 5.89-c). A colocação destes troços permite ainda corrigir o alinhamento do perfil central, uma vez que a chaminé apresenta um desvio no topo.

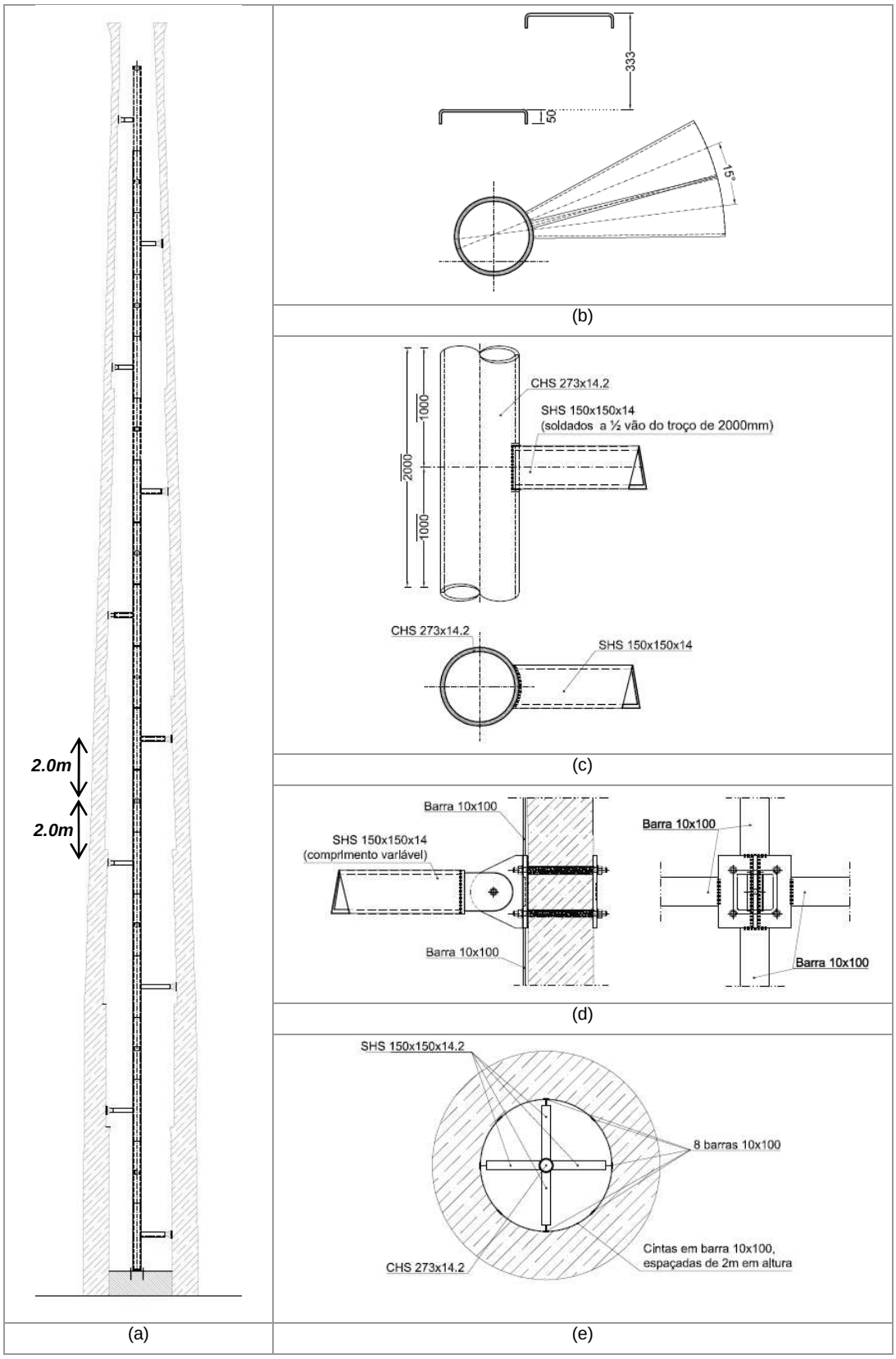


Figura 5.89. Desenhos ilustrativos da solução de reforço em estudo: (a) Corte vertical na estrutura; (b) Pormenor dos degraus em chapa; (c) Ligação dos degraus rígidos ao perfil central; (d) Ligação dos degraus rígidos à alvenaria; (e) Corte horizontal na chaminé.

O perfil metálico central, que se encontra devidamente "travado" pelos degraus rígidos, foi concebido para conter os deslocamentos localizados no topo da chaminé, em conjunto com a "grelha" de barras metálicas que tem um efeito que se espera semelhante.

A avaliação do comportamento sísmico foi efectuada recorrendo ao programa Cast3M (CEA 2003), tendo por base o modelo 3 e introduzindo-lhe os elementos de reforço. A modelação da estrutura de reforço revelou-se mais complicada do que inicialmente se esperava. A intenção inicial seria a de simular o perfil central e os degraus rígidos com elementos de viga, adoptando-se elementos de barra para a simulação dos elementos da grelha metálica, todos eles com comportamento linear elástico. Contudo, no caso dos elementos de viga, não foi possível consumar essa modelação por limitação do programa Cast3M.

Dadas as diferenças existentes ao nível dos graus de liberdade de um elemento de viga e de um elemento finito volumétrico, essencialmente em relação às rotações, o programa Cast3M não permite efectuar a assemblagem das matrizes de rigidez destes. Esta impossibilidade levou a que o perfil metálico central fosse modelado utilizando elementos finitos volumétricos (Figura 5.90) e os degraus rígidos através de dois elementos de barra, um horizontal e outro inclinado (Figura 5.91), ligados directamente aos elementos volumétricos que simulam a alvenaria. Na modelação da "grelha" interior foram igualmente utilizados elementos de barra.

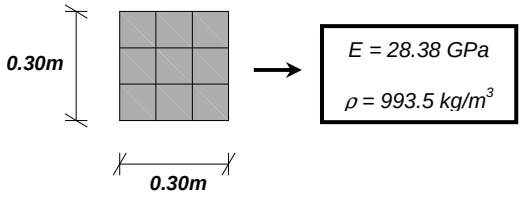


Figura 5.90. Planta do perfil metálico central simulado com elementos volumétricos, com indicação das propriedades materiais adoptadas.

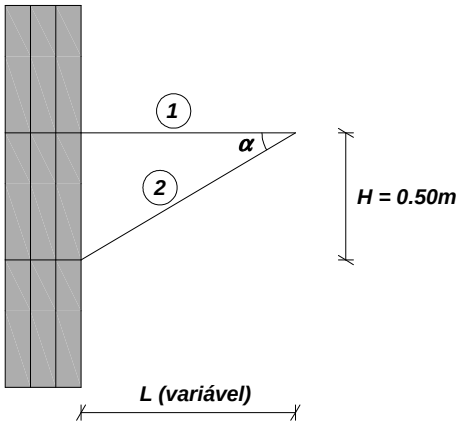


Figura 5.91. Alçado das barras consideradas na simulação dos degraus rígidos.

Dada a dificuldade em reproduzir geometricamente a secção tubular circular do perfil central (CHS 273x14.2 – ver Figura 5.89), usando elementos finitos volumétricos, este foi modelado com uma secção quadrada de 0.30x0.30m2 (Figura 5.90). As propriedades materiais adoptadas tiveram em vista a obtenção das mesmas características de rigidez de flexão (*EI*) e de peso próprio ($\rho \times A$) em relação ao perfil metálico a simular (CHS 273x14.2).

No caso das barras que simulam os degraus rígidos, os valores adoptados para as suas áreas foram determinados de modo a que a estrutura triangulada que elas definem possuísse uma rigidez de flexão equivalente à dos degraus SHS 150x150x14. As áreas A_1 e A_2, correspondentes às barras 1 e 2 assinaladas na Figura 5.91, são dadas pelas seguintes expressões:

$$A_1 = \frac{6I}{H^2} = 6.92\,cm^2 \tag{5.24}$$

$$A_2 = \frac{6I}{H^2 \cos\alpha} = 7.99\,cm^2 \tag{5.25}$$

onde:

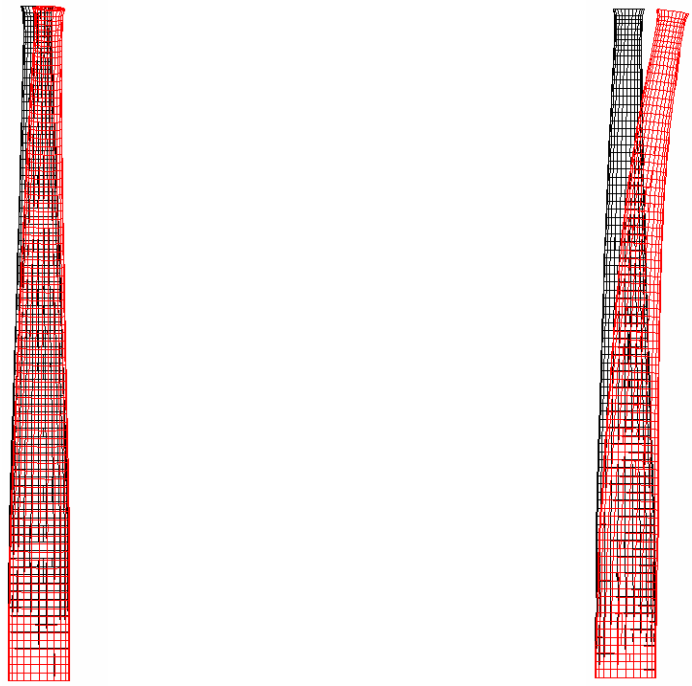
I é o valor da inércia do perfil SHS 150x150x14;

H é igual a 0.50m (ver Figura 5.91);

α foi tomado igual a 30º, em correspondência com o máximo valor de *L*, (junto à base da chaminé) que conduz a um menor valor de A_2 (valor conservativo).

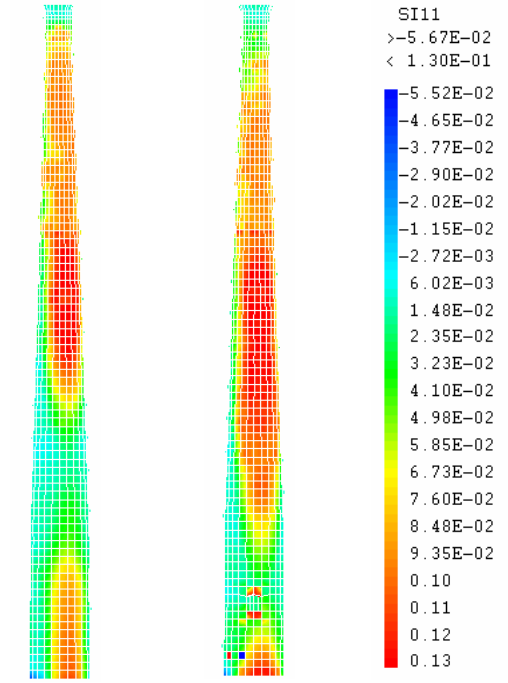
Os resultados das análises são em seguida apresentados, nomeadamente as deformadas correspondentes ao instante de deformação máxima no topo, os mapas das envolventes de tensões principais de tracção e compressão e ainda os mapas de dano de tracção. Tal como anteriormente, não se ilustram os mapas de dano de compressão, uma vez que se constatou que este parâmetro assumia sempre valores nulos. Os resultados que se mostram apenas se referem ao sismo tipo 2, tal como na secção *5.6.2*, uma vez que, face aos resultados, se verificou que seria redundante a análise dos dois tipos de sismo.

5.6.3.1. Modelo 3 (NL) – Sismo 2X



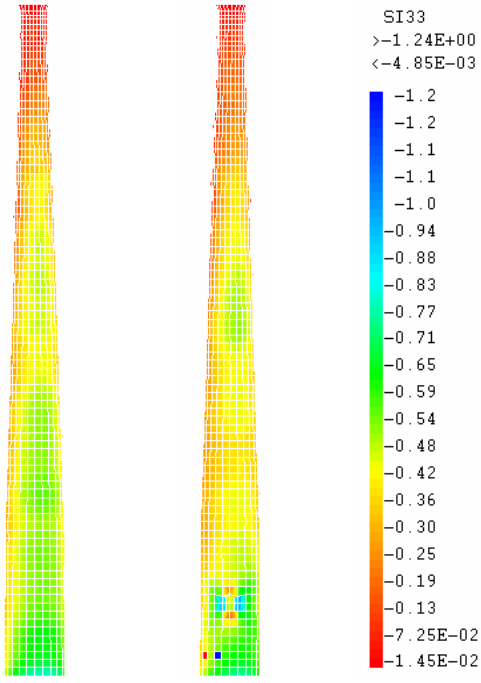
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.92. Deformada máxima da chaminé (***d_{Max} = 5.58 cm***).



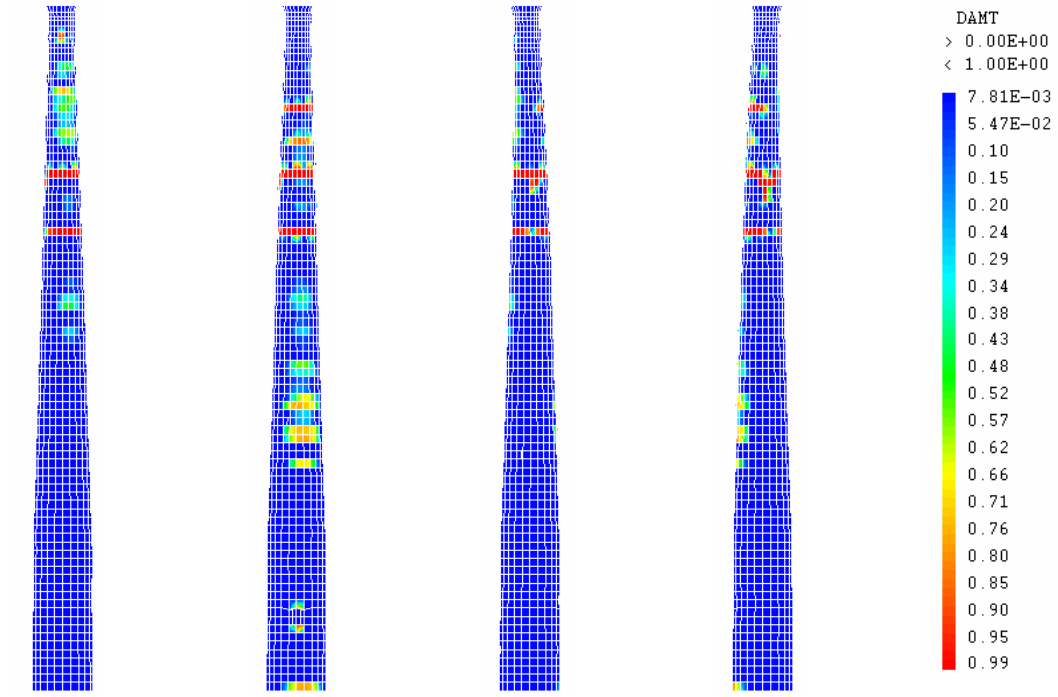
Vista de +x *Vista de -x*

Figura 5.93. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção (***$\sigma_{11, Max}$ = 0.13 MPa***).



Vista de +x *Vista de -x*

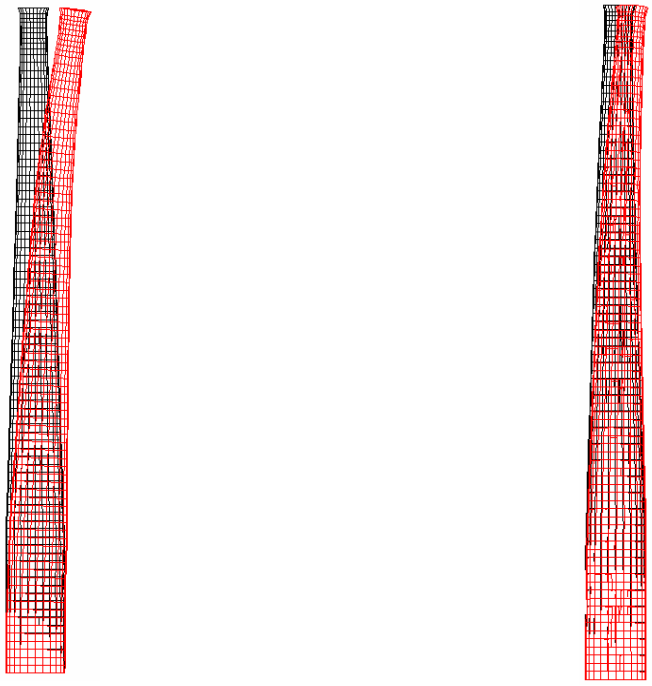
Figura 5.94. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão (***$\sigma_{33, Max}$ = 1.18 MPa***).



Vista de +x *Vista de -x* *Vista de +y* *Vista de -y*

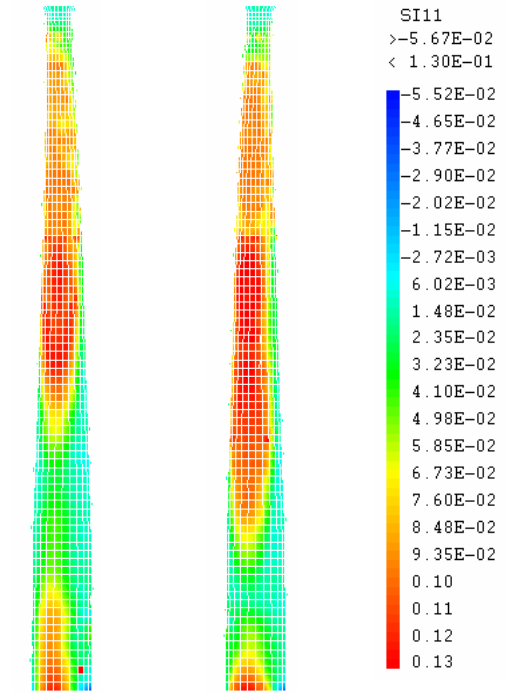
Figura 5.95. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} = ***1.00***).

5.6.3.2. Modelo 3 (NL) – Sismo 2Y



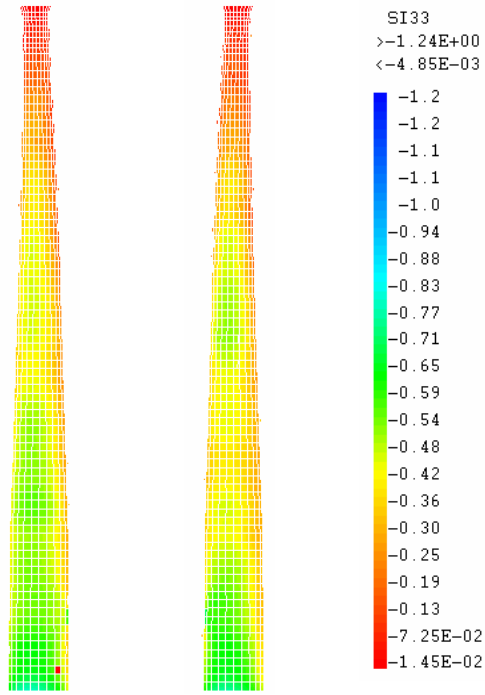
Vista de +x *Vista de -y*

Figura 5.96. Deformada máxima da chaminé (d_{Max} = ***5.48 cm***).



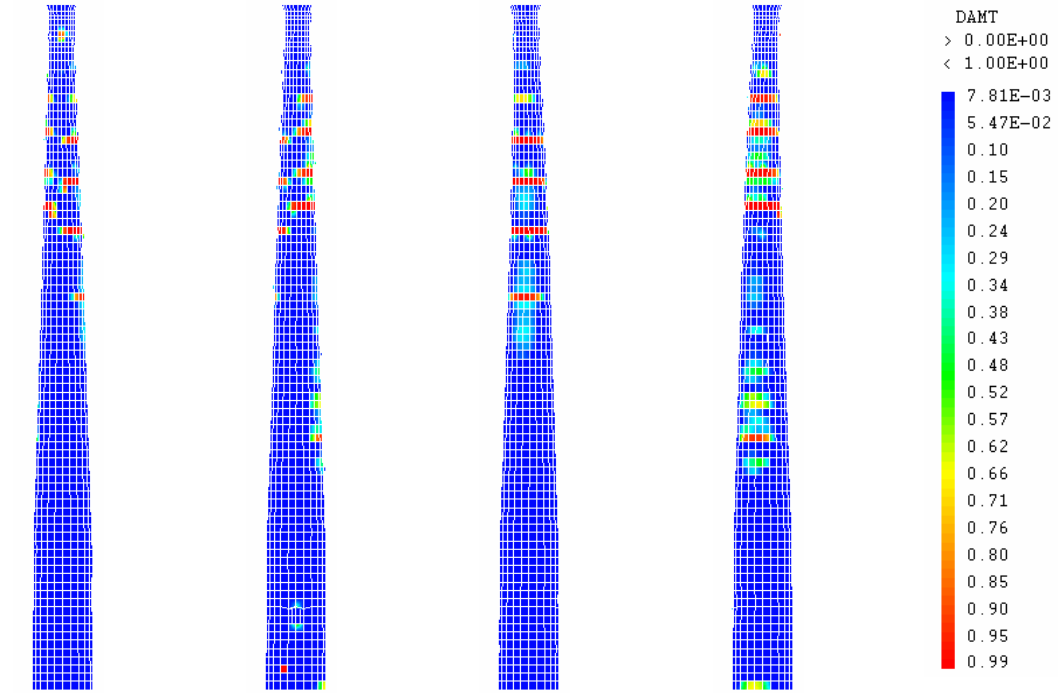
Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.97. Mapa da envolvente de tensões principais de tracção ($\sigma_{11,\,Max}$ **= 0.13 MPa**).



Vista de +y *Vista de -y*

Figura 5.98. Mapa da envolvente de tensões principais de compressão ($\sigma_{33,\,Max}$ **= 1.18 MPa**).



Vista de +x *Vista de -x* *Vista de +y* *Vista de -y*

Figura 5.99. Mapa de dano de tracção (D^{+}_{Max} **= 1.00**).

5.6.3.3. Análise de Resultados

De uma forma geral, são perceptíveis as mudanças na resposta da chaminé em relação aos cálculos expostos na secção *5.6.2*. Em relação às deformadas, note-se que os traçados aqui expostos são muito mais próximos da deformada de uma consola (ou de um modo de 1ª ordem), tendo-se conseguido reduzir as curvaturas elevadas que se verificavam no topo da chaminé.

Os padrões apresentados pelos mapas de tensões principais de tracção são, aparentemente, mais danosos para a estrutura. Contudo, quando confrontados com os mapas de dano, as melhorias de comportamento são notórias. Verifica-se que a presença da estrutura de reforço conseguiu, por um lado conter as aberturas e por outro distribuir o dano, contrariando a concentração verificada nos casos anteriores. De facto o dano de tracção encontra-se mais distribuído em altura e a sua intensidade é menor. Mas o principal ganho face aos anteriores resultados prende-se com o desenvolvimento do dano ao longo de uma mesma secção da chaminé. Ao contrário do que se verificava anteriormente, onde havia grandes concentrações de dano que circundavam completamente a secção transversal da chaminé, causando a sua abertura completa, a estrutura reforçada apresenta apenas um caso de uma fissura que atravessou toda a secção, constituindo a excepção à regra; de facto, todas as outras zonas de dano ficaram contidas no alçado onde tiveram origem, verificando-se algum desfasamento em altura das fissuras formadas. Para além do que foi dito, refira-se ainda que no caso da ocorrência de fissuras que atravessem completamente a secção, a presença da "grelha" no interior das paredes da chaminé "segura" a estrutura, evitando o derrube da zona que se encontraria desligada.

Em relação às compressões, não se registam diferenças significativas registando-se mesmo compressões de valor mais elevado. No entanto, uma vez que os valores obtidos anteriormente se encontravam ainda muito distantes da capacidade resistente do material, as alterações registadas não são preocupantes. Na zona superior da chaminé, onde existia alguma concentração de tensões de compressão, verificou-se que este efeito foi atenuado.

5.7. CONCLUSÕES

No presente capítulo mostrou-se a metodologia de cálculo e os principais resultados da avaliação do comportamento sísmico da chaminé de Ermesinde. Tendo como ponto de partida os dados provenientes dos capítulos anteriores, nomeadamente do capítulo 3 e 4, onde se definem as características dos modelos de cálculo utilizados, foram efectuadas diversas análises com o objectivo de avaliar a resposta sísmica da chaminé e também comparar as diferentes estratégias de cálculo utilizadas. Todas as análises sísmicas efectuadas recorreram a

acelerogramas gerados com base nos espectros de resposta do EC8, obtidos para as condições locais.

Após uma análise da chaminé carregada com o seu peso próprio, foram efectuadas as análises sísmicas com os modelos 1 e 2, considerando leis de comportamento linear elástico para a alvenaria. Os resultados obtidos, quer as deformadas quer os mapas de tensões principais de tracção, permitiram identificar a zona mais vulnerável da chaminé, não junto à base mas junto ao topo, aproximadamente entre os 3/4 e os 5/6 da sua altura. Ambos os modelos 1 e 2, foram capazes localizar a zona crítica na mesma zona. A influência de modos de ordem superior na resposta sísmica, a existência de troços de maior desenvolvimento e de menor espessura nessa zona e a menor tensão de compressão devido ao peso próprio face ao momento aplicado, foram identificadas como sendo as principais causas para a localização da zona crítica junto ao topo da chaminé.

Posteriormente, foram repetidas as análises efectuadas considerando as leis de comportamento não linear calibradas no capítulo 4 para o modelo 1 e para o modelo 2. Os resultados obtidos confirmaram a localização da zona entre os 3/4 e os 5/6 da altura como a zona crítica da chaminé, o que atesta a capacidade dos modelos de comportamento linear elástico de captar a tendência da localização de tensões máximas. Contudo, os modelos lineares elásticos não são capazes de traduzir a perda de rigidez e a consequente propagação do dano na estrutura, o que impede a correcta avaliação da gravidade dos padrões de dano. As análises não lineares permitiram concluir que a chaminé apresentava um padrão de dano em tracção que cortava completamente algumas secções transversais, nomeadamente a zona crítica.

Apesar dos padrões de dano em tracção identificados, ambos os modelos registaram valores baixos para as tensões principais de compressão, o que resultava inevitavelmente em danos de compressão nulos. O dano em compressão apenas foi activado quando se escalou o sismo tipo 2 para uma aceleração máxima de referência de 3 vezes o valor anteriormente considerado. Ainda assim, o seu valor e propagação foram ténues face ao mapa de danos em tracção. Estes dados permitem concluir que, para chaminés deste tipo, a consideração da não linearidade apenas em tracção é suficiente, uma vez que são estes esforços que determinam o modo de rotura destas estruturas.

Comparando os resultados obtidos com os modelos 1 e 2, as principais diferenças foram notadas quando se considerou a não linearidade material. A consideração no modelo 2 de fiadas verticais de elementos finitos com menor rigidez e resistência simulando as fissuras apresentadas pela chaminé, condicionou o seu comportamento quando o sismo tipo 2 actuava a direcção *yy*, perpendicularmente aos alçados onde se localizam estas fissuras. O modelo 2 traduziu a rotura destes elementos, causada pelas tensões de corte neles instaladas, “partindo” a secção da chaminé sensivelmente a meio e fazendo com que as duas superfícies deslizassem

uma sobre a outra na zona fissurada. Este comportamento sublinha a importância da consideração dos diferentes materiais (incluindo fissuras) identificados na inspecção visual na modelação de estruturas desta natureza.

Por fim, considerou-se uma possível acção de consolidação e reforço da chaminé através da introdução de uma escada metálica em caracol no seu interior, juntamente com uma grelha de barras metálicas nas faces interiores das paredes da chaminé. O objectivo pretendido de conter a abertura de fissuras e a consequente propagação do dano na estrutura foi conseguido. Os resultados numéricos indicam uma redução das deformações da estrutura, uma melhor distribuição do dano em altura, associada a uma redução da sua propagação, evitando-se que o dano atravessasse as secções transversais da chaminé, criando zonas de “corte total”.

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Terminada a exposição dos capítulos que constituem a presente dissertação, apresentam-se as principais conclusões retiradas de cada um dos capítulos numa análise global do trabalho efectuado.

O enquadramento histórico efectuado no capítulo 2 permitiu relacionar a revolução industrial e os enormes avanços tecnológicos que esta providenciou à sociedade, com o aparecimento de uma nova corrente de arquitectura, a arquitectura industrial. As chaminés de alvenaria são valiosos exemplares dessa arquitectura, e na sua origem esteve a necessidade de extracção dos fumos provenientes, essencialmente, das novas máquinas a vapor.

Consumado o enquadramento histórico e apresentados os principais detalhes construtivos e critérios de dimensionamento utilizados à data, o estudo prosseguiu focando-se numa chaminé em alvenaria de tijolo maciço situada no Fórum Cultural de Ermesinde do Parque Urbano Dr. Fernando Melo, em Valongo. Foi efectuado um levantamento geométrico através da tecnologia *laser scanning* que permitiu caracterizar com rigor a geometria da chaminé, incluindo a evolução da espessura das paredes em altura. A chaminé apresenta uma altura total de 39.9m acima da cota do solo e um diâmetro exterior na base de 3.70m, sendo a sua espessura decrescente em altura. Durante a operação de levantamento geométrico da chaminé, foram feitas leituras pelo exterior e pelo interior para determinar a espessura da chaminé; estas leituras não foram efectuadas em simultâneo (a leitura pelo exterior foi feita no mês de Agosto, e a leitura pelo interior em Novembro), e a sobreposição das nuvens de pontos revelou que as mesmas não eram concêntricas, dando indícios da existência de movimentos sazonais e da possibilidade de utilização do *laser scanning* como instrumento de monitorização. Refira-se que o tipo de levantamento efectuado, *laser scanning*, foi escolhido após terem sido ponderadas as suas vantagens e desvantagens em relação ao tradicional levantamento topográfico e à fotogrametria.

A inspecção visual da chaminé permitiu avaliar e registar os danos que apresentava. Entre eles destaca-se a deformada apresentada pela chaminé que atinge um valor máximo no topo de 0.24m no sentido Oeste (medida pelo levantamento *laser scanning*). Destaca-se também a fissuração e a degradação material que se verificam um pouco por toda a estrutura. Os registos efectuados sobre os esquemas provenientes do levantamento *laser scanning* revelaram-se

bastante úteis, tendo sido utilizados posteriormente na calibração dos modelos numéricos construídos.

Após a caracterização geométrica e a inspecção visual, foi conduzida uma etapa fundamental no presente trabalho, a caracterização mecanica da chaminé com base nos resultados dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental, exposta no capítulo 3.

Os resultados dos ensaios foram tratados com recurso ao programa ARTeMIS, tendo-se mostrado como foi possível reduzir o tempo de aquisição de dados no ensaio, de 28min para 15min, sem prejuízo dos resultados, recorrendo à aplicação de janelas de dados e utilizando uma sobreposição de 66.7% dessas janelas. Foram também expostos os procedimentos seguidos na pré-selecção dos modos de vibração da estrutura, recorrendo às funções dos auto-espectros, às funções da amplitude da densidade espectral cruzada, às funções do ângulo de fase e às funções de coerência.

A identificação modal propriamente dita, feita com base na pré-selecção de picos, foi feita com recurso ao método avançado da decomposição no domínio da frequência. Neste processo ficaram bem patentes as potencialidades do método e as vantagens face ao método clássico da amplitude de pico, nomeadamente a possibilidade de identificação de modos com frequências próximas e a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento modais. Foram identificados no total 17 modos de vibração.

Com base nesses resultados, nomeadamente nos valores das frequências próprias e deformadas modais, foi calibrado um modelo numérico de elementos finitos volumétricos previamente construído, tendo como objectivo aproximar as frequências e deformadas modais obtidas numericamente, das obtidas por via experimental. Foram considerados dois modelos seguindo duas abordagens distintas; o modelo 1, constituído por apenas um tipo de material, e o modelo 2, constituído por vários materiais de características diferentes, em concordância com os registos efectuados aquando da inspecção visual da chaminé, incluindo as fissuras registadas que foram modeladas através da consideração de fiadas verticais de elementos finitos de módulo de elasticidade muito baixo. Ambos os modelos consideram a alvenaria como material homogéneo, e de comportamento linear elástico.

A calibração de ambos os modelos foi conseguida com bons resultados, tendo-se reproduzido numericamente quase todos os modos identificados experimentalmente, com aproximações em frequência e deformada modal (traduzida pelo parâmetro MAC) assinaláveis. Comparando os resultados da calibração do modelo 1 e do modelo 2, foi possível concluir acerca da importância da consideração dos dados recolhidos na inspecção visual, uma vez que o modelo 2 conseguiu reproduzir melhor do que o modelo 1 o comportamento dinâmico da estrutura. O modelo 2 sobressaiu nesta comparação, nomeadamente no que respeita à reprodução dos efeitos de

torção, não reproduzidos no modelo 1, como resultado da simulação das fissuras verticais no modelo 2. Refira-se em forma de balanço que o modelo 2 conseguiu captar 16 dos 17 modos identificados experimentalmente, e apenas apresentou erros em frequência superiores a 5% em 3 deles nunca sendo inferiores a 10%. Quanto ao parâmetro MAC, em apenas 3 dos 16 modos reproduzidos foram obtidos valores inferiores a 0.80.

Uma vez que os ensaios dinâmicos não permitem determinar as curvas de comportamento não linear da alvenaria, no capítulo 4 foram expostos os principais aspectos a esse respeito, com o objectivo de definir curvas de comportamento uniaxial cíclico, em tracção e compressão, que possibilitassem calibrar o modelo de dano continuo, posteriormente utilizado para simular numericamente o comportamento não linear da alvenaria.

Tendo por base os dados recolhidos na pesquisa efectuada, pode-se concluir que a alvenaria possui um comportamento manifestamente não linear, com muitas semelhanças ao comportamento do betão, tanto em tracção como em compressão. De facto, observou-se que muitos dos trabalhos que pretendem estabelecer leis de comportamento para a alvenaria têm por base expressões ou pressupostos assumidos actualmente para o betão. As semelhanças entre as curvas de comportamento de tracção e compressão da alvenaria e do betão são muitas, o que, entre outros motivos, justificou o uso do Modelo de Dano Continuo na simulação do comportamento da alvenaria no presente trabalho. Contudo, a alvenaria é um material compósito com uma enorme variabilidade nas propriedades mecânicas, envolvendo uma maior incerteza e dificuldade de avaliação do que no caso do betão.

Para a obtenção de curvas monotónicas de compressão foi adoptado o modelo de Kaushik (Kaushik et al. 2007), utilizando as expressões propostas no mesmo trabalho para relacionar os valores dos módulos de elasticidade obtidos no capítulo 3 para os modelos 1 e 2, e a resistência à compressão. Para a definição do comportamento cíclico, nomeadamente a rigidez das descargas e das recargas, foram adoptadas as conclusões expostas em (Oliveira 2003), que indicam que a rigidez de descarga e recarga se mantém constante e muito elevada antes de se atingir o pico da curva, evidenciando uma quebra gradual de rigidez quando este é ultrapassado.

No que respeita ao comportamento da alvenaria em tracção, constatou-se que existem evidentes lacunas na literatura acerca deste assunto e que envolvem ensaios de realização complexa para uma correcta caracterização. Foram definidos alguns critérios para a definição das curvas de tracção, fazendo um paralelismo com as características em tracção do betão. Assim, foi adoptado o mesmo módulo de elasticidade considerado para a compressão (proveniente dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental) e considerada uma tensão máxima resistente igual a 4% do valor da tensão máxima resistente de compressão. A energia de fractura foi considerada igual ao dobro da área da parte elástica do gráfico *tensão – extensão*.

Com base nas curvas objectivo definidas, foi calibrado o Modelo de Dano Contínuo (Faria 1994) para cada um dos materiais considerados na calibração dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental do capítulo 3, com o objectivo de poder simular numericamente o comportamento não linear da alvenaria de tijolo da chaminé.

Relativamente à calibração do modelo de dano, refira-se que apesar de serem necessários vários parâmetros para a sua completa definição, foi adoptada e seguida uma estratégia de calibração que, de uma forma relativamente simples, permitiu repetir o processo para todos os materiais necessários e obter bons resultados. Refira-se que o facto do modelo de dano contínuo tratar de forma independente a tracção e a compressão ajuda a que a sua calibração seja mais simples. A estratégia de calibração seguida encontra-se descrita na secção *4.4.2*, não se dispensando a leitura da descrição dos parâmetros definidores do modelo de dano (secção *4.4.1*) para a sua melhor compreensão.

Foi conseguido um bom ajuste entre as curvas objectivo e as curvas numéricas, conseguindo-se reproduzir numericamente o ramo de comportamento elástico, a tensão máxima resistente e ainda a primeira zona do ramo decrescente. Apenas a ultima zona do ramo decrescente se afastou um pouco da curva objectivo. Em relação às descargas e recargas, conseguiu-se que na zona pré-pico estas fossem aproximadamente paralelas ao ramo elástico, verificando-se a degradação da sua rigidez essencialmente na zona pós-pico.

Finalmente, no capítulo 5, são expostos e comparados os resultados das análises numéricas efectuadas, utilizando as características mecânicas determinadas nos capítulos 3 e 4 para o caso do comportamento linear elástico e não linear, respectivamente. Em cada um dos casos foram utilizados os modelos 1 e 2 de modo a avaliar a importância da consideração dos dados da inspecção visual na modelação numérica.

Após uma análise da chaminé carregada com o seu peso próprio, foram efectuadas as análises sísmicas considerando leis de comportamento linear elástico para a alvenaria. Os resultados obtidos com ambos os modelos (1 e 2), em termos de deformadas e mapas de tensões principais de tracção, permitiram identificar a zona mais vulnerável da chaminé, situada junto ao topo entre os 3/4 e os 5/6 da sua altura. Perante esta observação, foi mostrado como a influência de modos de ordem superior na resposta sísmica, a existência de troços de maior desenvolvimento e de menor espessura nessa zona, e a menor tensão de compressão devido ao peso próprio face ao momento exterior aplicado podem fazer com que a zona crítica da chaminé se situe junto ao seu topo.

As mesmas análises foram repetidas, com ambos os modelos, mas desta feita considerando as leis de comportamento não linear calibradas no capítulo 4. Os resultados obtidos, em termos de deformadas e, essencialmente, mapa de danos de tracção, permitiram confirmar a zona situada

entre os 3/4 e os 5/6 da altura da chaminé como a zona mais vulnerável. As análises não lineares permitiram também retirar outras conclusões importantes. Quando foram confrontados os mapas de tensões principais de tracção com os mapas de dano em tracção, verificou-se que existiam zonas onde a existência de dano de valor unitário não correspondia a valores de tensões de tracção máximos. Verificou-se que, dada a reduzida resistência á tracção considerada para alvenaria, existiam instantes da actuação do sismo que faziam com que se passasse de um estado de tensão em regime linear elástico para uma zona muito avançada da curva, correspondente a um dano unitário.

Analisando os padrões de dano em tracção, pôde-se constatar que na zona crítica existem algumas linhas horizontais de dano que atravessam completamente a secção transversal da chaminé, fazendo com que essa zona se encontre completamente aberta e sujeita a colapso. Apesar destes padrões de dano em tracção, as compressões apresentadas assumiam valores baixos, muito longe da capacidade resistente adoptada para a alvenaria. Como consequência, verificou-se que os danos em compressão eram sempre nulos em qualquer caso de cálculo. O dano em compressão apenas foi activado quando se escalou o sismo tipo 2 para uma aceleração máxima de referência de 3 vezes o valor anteriormente considerado. Ainda assim, o seu valor foi muito baixo e apresentou-se de uma forma muito localizada, quase sem expressão na dimensão da chaminé. Face a estes dados, concluiu-se que, para chaminés deste tipo, a consideração da não linearidade apenas em tracção é suficiente, uma vez que são estes esforços que determinam o modo de rotura destas estruturas, como foi comprovado pelo caso apresentado de uma chaminé na província Chinesa de Sichuan cujo topo colapsou, evidenciando um modo de rotura semelhante aos obtidos.

Conclui-se assim que os modelos de comportamento linear elástico, apesar de não conseguirem reproduzir os efeitos da perda de rigidez, foram capazes de identificar a zona crítica da chaminé com alguma precisão. Contudo, a estimativa da propagação do dano de tracção ao longo da chaminé e as suas consequências para a estabilidade estrutural apenas foram conseguidas recorrendo aos modelos de comportamento não linear.

A comparação entre os resultados obtidos com os modelos 1 e 2 evidencia algumas diferenças, nomeadamente causadas pela presença das fiadas de elementos verticais de baixa rigidez a simular as fissuras no modelo 2. Essas diferenças tornam-se mais notórias quando se considera a não linearidade material, uma vez que o modelo 2 traduziu a rotura destes elementos quando o sismo tipo 2 actuava na direcção *yy*. As tensões de corte neles instaladas induzem-lhe dano de tracção igual a um, partindo a secção da chaminé em duas meias secções deslizando uma sobre a outra quando o sismo actua.

Perante os resultados obtidos, nomeadamente os padrões de dano em tracção, foi considerada a consolidação e o reforço da chaminé através da introdução de uma escada metálica em

caracol no seu interior, juntamente com uma grelha de barras metálicas nas faces interiores das paredes da chaminé. Esta escada funcionaria simultaneamente como estrutura de reforço e meio de acesso à altura da chaminé pelo seu interior, facilitando acções de inspecção e manutenção. O objectivo do reforço seria o de conter a abertura de fissuras e a consequente propagação do dano na estrutura. Os resultados da sua simulação numérica mostraram a sua eficácia, na medida em que se obtiveram deslocamentos máximos no topo menores e padrões de dano em tracção menos gravosos, evitando-se, por uma lado, que o dano atravessasse as secções transversais da chaminé criando linhas de corte total, e por outro lado cozendo as fissuras que se formam.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na sequência do trabalho realizado, incluindo a pesquisa bibliográfica, os estudos experimentais e numéricos, foram identificados alguns assuntos cuja futura investigação e desenvolvimento se afiguraram importantes e que se enumeram na presente secção.

Dado o elevado número de exemplares da arquitectura industrial do final do século XIX, princípio do século XX, existentes em Portugal, sugere-se a realização de um levantamento destas construções, em particular das chaminés que nelas pontificam.

Os resultados da caracterização mecânica obtidos com recurso à identificação modal através de ensaios dinâmicos de vibração ambiental, revelaram-se bastante interessantes e proveitosos. Contudo, seria relevante comparar este tipo de resultados com outros ensaios aplicados isoladamente ou em conjunto. Nesse sentido, sugere-se a realização de ensaios com macacos planos e (ou) ensaios sónicos de forma a efectuar tais comparações e também a complementar a informação recolhida.

Por outro lado, e perante os bons resultados obtidos nos ensaios de vibração ambiental realizados, sugere-se a sua aplicação noutras estruturas de alvenaria de características distintas, nomeadamente estruturas menos flexíveis do que a chaminé, de modo a averiguar a qualidade dos resultados em condições menos favoráveis.

Em relação ao comportamento uniaxial em compressão da alvenaria, verificou-se que existem já bastantes trabalhos publicados. Contudo, a caracterização da sua componente cíclica não é tão completa. Assim, seria interessante a realização de uma vasta campanha de ensaios cíclicos de compressão uniaxial em provetes de alvenaria de tijolo e também em provetes de alvenaria de pedra, de forma a dar mais um contributo para a sua caracterização. Por outro lado, a realização de ensaios em materiais com propriedades tão variáveis como a alvenaria possibilita a criação progressiva de uma base de dados acerca das suas propriedades.

A realização de ensaios semelhantes, tendo em vista a caracterização do comportamento em tracção da alvenaria (tijolo ou pedra), afigurou-se como algo muito pertinente, uma vez que existem muito poucos trabalhos desenvolvidos e publicados nesse sentido. Também neste caso, a realização destes ensaios possibilitaria a criação de uma base de dados acerca das propriedades em tracção da alvenaria, propriedades que condicionam grandemente o comportamento global da alvenaria.

A base de dados referida anteriormente é algo com uma aplicabilidade muito importante. Sabendo das grandes variabilidades verificadas ao nível das propriedades da alvenaria, esta base de dados seria possivelmente um trabalho em desenvolvimento permanente. Porém, a sua existência poderia constituir por si só um contributo fundamental para as abordagens futuras ao comportamento de estruturas de alvenaria, podendo-se, por exemplo, utilizar esta informação como *input* de modelos de comportamento não linear, como é o caso do modelo de dano contínuo usado no presente trabalho.

No que respeita ao modelo de dano contínuo, verificou-se que a rigidez das descargas e recargas é condicionante na definição de algumas zonas da curva monotónica, em particular da transição da zona de comportamento linear elástico para a zona de comportamento não linear. Para além disso, verificou-se que o modelo tem dificuldades em reproduzir descargas e recargas com inclinações muito altas, tratando-se de um aspecto que deveria ser corrigido. Posteriormente, este modelo deveria ser aplicado a estruturas onde o comportamento não linear em compressão fosse mobilizado, de forma a melhor testar as suas potencialidades.

O modelo de dano contínuo utilizado apresenta também algumas limitações em tracção, nomeadamente o facto de não considerar plasticidade, dirigindo as descargas para a origem. Este aspecto deveria também ser alterado, de modo a simular com mais rigor alguns fenómenos, como por exemplo a dissipação de energia.

Por fim refira-se que o programa utilizado, o Cast3M, apresenta-se como um programa de uso muito pouco amigável, com um interface gráfico que dificulta e atrasa muitos dos procedimentos a executar num trabalho desta natureza. Nesse sentido, seria importante melhorar o interface gráfico do Cast3M, nomeadamente no que respeita a acções mais básicas, como a construção de malhas de elementos finitos, a introdução de acções e a visualização e o tratamento dos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1964). "Carta de Veneza - Carta Internacional sobre a Conservação e o Restauro de Monumentos e Sítios." II Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, Veneza.

(2000). "The Charter of Krakow." Krakow.

Allemang, R. J.,Brown, D. L. (1982). "A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis." *1st International Modal Analysis Conference (IMAC)*, USA.

Aoki, T., Sabia, D.,Rivella, D. (2008). "Influence of experimental data and FE model on updating results of a brick chimney." *Advances in Engineering Software*, 39(4), 327–335.

Appleton, J. (2002). "Estudo de Diagnósticos em Edifícios. Da Experiência à Ciência." *Seminário A Intervenção no Património, Práticas de Conservação e Reabilitação*, Porto.

Autodesk, I. (2002). "AutoCAD." http://usa.autodesk.com.

Bennet, R. M., Boyd, K. A.,Flanagan, R. D. (1997). "Compressive properties of structural clay tile prisms." *Journal of Structural Engineering*, 123(7), 920-926.

Binda, L., Fontana, A.,Frigerio, G. (1988). "Mechanical behaviour of masonries derived from unit and mortar characteristics." *8th International Brick and Block Masonry Conference*, Dublin, Ireland.

Binda, L.,Saisi, A. (2001). "State of the Art of Research on Historic Structures in Italy." Politecnico of Milan, Milan, Italy.

Binda, L., Saisi, A.,Tiraboschi, C. (2000). "Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries." *Construction and Building Materials*, 14(4), 199-233.

Binda, L., Saisi, A.,Zanzi, L. (2003). "Sonic tomography and flat-jack tests as complementary investigation procedures for the stone pillars of the temple of S. Nicolo` l'Arena (Italy)." *NDT&E International*, 36(4), 215–227.

Brincker, R., Ventura, C.,Andersen, P. (2001a). "Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition." *19th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Kissimee, Florida.

Brincker, R., Zhang, L.,Andersen, P. (2001b). "Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition." *Smart Materials and Structures*, 10, 441-445.

Caetano, E. (1992). "Identificação Experimental de Parâmetros Dinâmicos em Sistemas Estruturais," Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Campos Costa, A. (1993). "A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Carvalho, E. C. (2007). "Anexo Nacional do Eurocódigo 8: Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal." *SÍSMICA 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenaria Sísmica*, Porto, Portugal.

CEA. (2003). *Manuel d'útilisation de Cast3m – Www.Cast3m.Cea.Fr*, Saclay, France.

CEN. (2004). "pr-EN 1996 1-1 Eurocode 6: Desing of masonry structures - Part 1-1: Common Rules for Reinforced an Unreinforced Masonry. Final Draft.", Office for Official Publications of the European Communities. Brussels, Belgium.

CEN. (2005). "EN 1998 - 1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance." Office for Official Publications of the European Communities. Brussels, Belgium.

CIMNE. (2007). "GiD." http://gid.cimne.upc.es/index.html.

Clough, R. W.,Penzien, J. (1993). *Dynamic of Structures*, McGraw-Hill International Editions.

Costa, C. (2002). "Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário," Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Costa, C., Pegon, P., Arêde, A.,Castro, J. (2004). "Implementation of the Damage model in Tension and Compression with Plasticity in Cast3m." Ispra, Italy.

da Porto, F. (2005). "In-Plane Cyclic Behaviour of Thin Layer Joint Masonry Walls," PhD Course in Modelling, Preservation and Control of Materials and Structures, Università Degli Studi Di Trento, Trento.

Døssing, O. (1988a). "Structural Testing; Part 1 - Mechanical Mobility Measurementes." Brüel & Kjaer, Naerum, Denmark.

Døssing, O. (1988b). "Structural Testing; Part 2 - Modal Analysis and Simulation." Brüel & Kjaer, Naerum, Denmark.

Ewing, B. D.,Kowalsky, M. J. (2004). "Compressive Behavior of Unconfined and Confined Clay Brick Masonry." *Journal of Structural Engineering*, 130(4), 650-661.

Faria, R. (1994). "Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano continuo," Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

FEMA. (1997). "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273)." Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council (ATC-33 Project), Redwood City, California.

Gentile, C.,Saisi, A. (2007). "Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment." *Construction and Building Materials*, 21(6), 1311–1321.

Gómez, C. D.,Esteve, R. G. (1999). "Patología, diagnóstico y recuperación de chimeneas industriales de fábrica de ladrillo." *Informes de la construcción*, 51(464), 23-40.

Gregorczyk, P.,Lourenço, P. (2000). "A review on flat-jack testing." *Engenharia Civil UM*, 9, 39-50.

Guedes, J. (1993). "Análise Sísmica de Estruturas com Interacção Sólido-Fluído ", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

ICOMOS. (2004). *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico do ICOMOS*, ICOMOS.

Ilharco, T., Guedes, J.,Costa, A. (2008). "Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural," Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto.

Kaushik, H. B., Rai, D. C.,Jain, S. K. (2007). "Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739.

Kent, D.,Park, R. (1971). "Flexural Members with Confined Concrete." *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1969-1990.

Lopes, V., Guedes, J., Costa, A.,Paupério, E. (2008). "Relatório de Avaliação de Segurança Estrutural - Chaminé do Parque Urbano Dr. Fernando Melo." FEUP, Valongo.

López Patiño, G. (2007). "Chimeneas industriales para una generatión de constructores valencianos." *Quinto Congresso Nacional de Historia de la Construction*, Burgos, Espanha.

Lourenço, P. B. (1996). "Computational Strategies for Masonry Structures," PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft.

Magalhães, F. (2005). "Identificação Modal Estocástica e Validação Experimental de Modelos Numéricos de Análise Dinâmica," Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Marques, L. (2007). "Monitorização Estática e Dinâmica: Aplicações," Mestrado em Engenharia Civil / Materiais e Reabilitação da Construção, Escola de Engenharia - Universidade do Minho, Guimarães.

MathWorks. (2007). "Matlab." The MathWorks Inc.

Miranda, L., Guedes, J.,Costa, A. (2009). "Aplicação de Técnicas NDT a Edifícios de Alvenaria de Pedra na Cidade do Porto." *PATORREB 2009 - 3º Encontro sobre patologia e reabilitação de edifícios*, FEUP - Porto.

Monteiro, A. (2009). "Simulação numérica e validação experimental do comportamento cíclico de pilares ocos de pontes de betão armado," Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

MSJC. (2002). "Building code requirements for masonry structures, ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02." Masonry Standards Joint Committee - American Concrete Institute, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, The Masonry Society, Detroit.

Naraine, K.,Sinha, S. (1989). "Behavior of Brick Masonry Under Cyclic Compressive Loading." *Journal of Structural Engineering*, 115(6), 1432-1445.

Neves, N. (2004). "Identificação Dinâmica e Análise do Comportamento Sísmico de um Quarteirão Localizado na Cidade da Horta - Ilha do Faial," Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Newmark, N. M. (1959). "A Method for Computation of Structural Dynamics." *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 85 EM3.

Oliveira, C. S., Costa, A.,Nunes, J. C. (2008). *Sismo 1998 - Açores, uma década depois*, Governo dos Açores, SPRHI, S.A.

Oliveira, D. V. (2003). "Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading," Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Escola de Engenharia - Universidade do Minho, Guimarães.

Pagaimo, F. (2004). "Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas: Caso de estudo da vila histórica de Tentúgal," Mestrado em Engenharia Civil – Especialidade de Estruturas, FCTUC, Coimbra.

Pallarés, F. J. (2003). "Contribución al análisis sísmico de chimeneas industriales de obra de fábrica mediante el método de los elementos finitos," Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.

Paulay, T.,Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley-Interscience, New York,.

Paupério, E., Romão, X., Miranda, L., Guedes, J.,Costa, A. (2006). "Management of Information on Heritage Constructions as an Important Intervention Tool." *Int. Seminar Theory and practice in conservation. A tribute to Cesare Brandi*, LNEC, Lisbon, Portugal.

Pinho, J.,Duarte, M. (2000). "Reabilitação de uma Chaminé," Trabalho de Seminário 2, FEUP, Porto.

Portugueza, I. (1869). "Codigo de Posturas Municipaes do Porto." Imprensa Portugueza, Porto.

Priestley, M. J. N.,Elder, D. M. (1983). "Stress–strain curves for unconfined and confined concrete masonry." *ACI J.*, 80(3), 192-201.

Silva, B. (2008). "Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra; Igreja de Gondar – Um Caso de Estudo," Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

SVS. (2006). "ARTeMIS Extractor Pro, Release 4.0." Structural Vibration Solutions, Aalborg, Denmark.

TecMinho. (2008). "Relatório LMT47/2007 - Caracterização de Amostras de Argamassa e de Tijolos." Guimarães.

Vanmarcke, C. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A.,Hou, S. N. (1969). "SIMQKE - Simulation of Earthquake Ground Motion." Cambridge, Massachusetts.

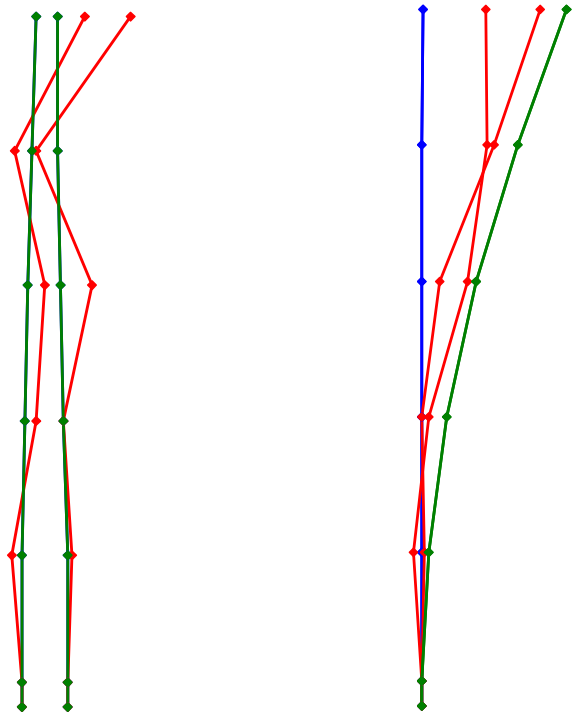
Vila Pouca, N. (2001). "Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares em Betão Armado," Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

ANEXO A

No presente anexo são apresentados os resultados finais da calibração do Modelo 1. A tabela seguinte resume os valores das frequências próprias da estrutura, obtidas experimental e numericamente, indicando-se ainda os valores do *MAC* para cada um dos modos. Encontram-se assinalados a verde os valores do erro em frequências inferiores a 5% e os valores de *MAC* superiores a 0.90; assinalam-se a vermelho os valores de erro em frequências superiores a 10% e os valores de *MAC* inferiores a 0.75.

Modelo 1					
Modos Experimentais		***Modos Numéricos***			
Modos	***Frequência (Hz)***	***Modos***	***Frequência (Hz)***	***Erro (%)***	***MAC***
1	*0.592*	***2'***	*0.577*	***2.534***	***0.626***
2	*0.608*	***1'***	*0.571*	*6.086*	***0.941***
3	*1.878*	***4'***	*1.921*	***2.290***	***0.936***
4	*1.956*	***3'***	*1.913*	***2.198***	***0.923***
5	*4.318*	***-***	-	-	-
6	*4.532*	***5'***	*4.344*	***4.148***	***0.928***
7	*7.674*	***7'***	*7.848*	***2.267***	***0.974***
8	*7.950*	***8'***	*7.871*	***0.994***	***0.963***
9	*11.350*	***10'***	*11.885*	***4.714***	***0.616***
10	*11.960*	***11'***	*11.913*	***0.393***	***0.683***
11	*15.670*	***14'***	*16.627*	*6.043*	***0.540***
12	*16.050*	***13'***	*16.609*	***3.483***	***0.406***
13	*17.140*	***16'***	*19.263*	***12.386***	*0.886*
14	*19.720*	***18'***	*21.839*	***10.745***	*0.830*
15	*20.440*	***17'***	*21.779*	*6.551*	***0.728***
16	*23.390*	***19'***	*26.660*	***13.980***	*0.894*
17	*24.680*	***20'***	*27.281*	***10.539***	***0.266***

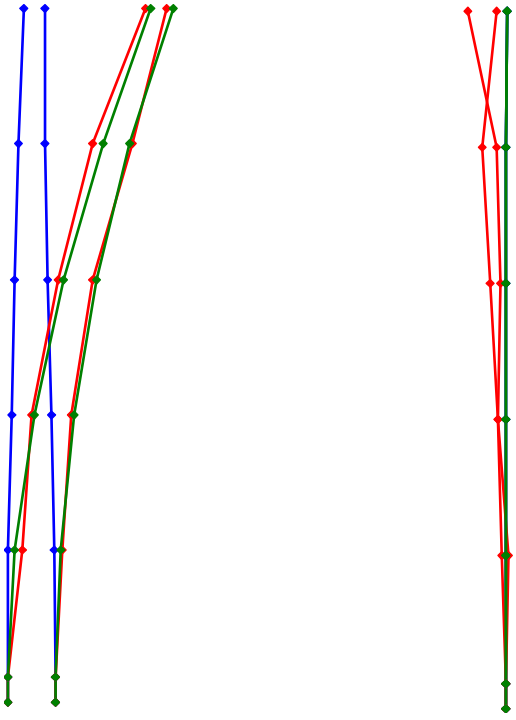
De seguida apresentam-se os traçados das deformadas modais obtidas experimental e numericamente com recurso ao Modelo 1 (a vermelho e verde, respectivamente) sobre a geometria não deformada da chaminé, representada a azul.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*0.592 Hz*
$f_{numérica}$ =	*0.577 Hz*
Erro =	*2.534 %*
MAC =	*0.626*

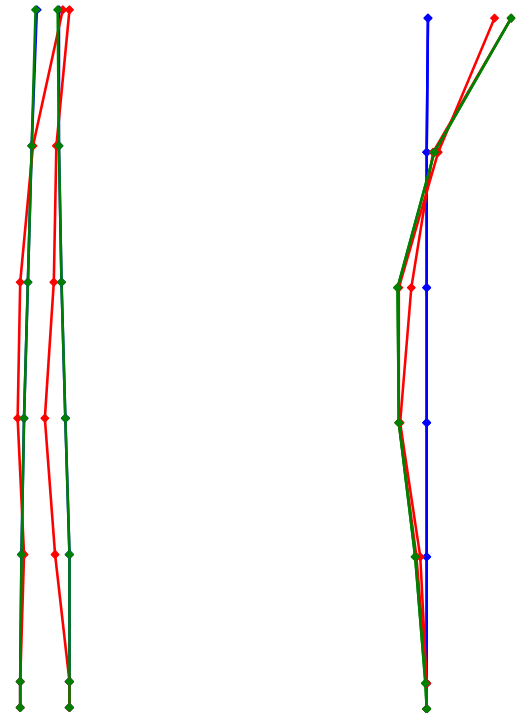
Figura A. 1. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 1 e Modo 2'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*0.608 Hz*
$f_{numérica}$ =	*0.571 Hz*
Erro =	*6.086 %*
MAC =	*0.941*

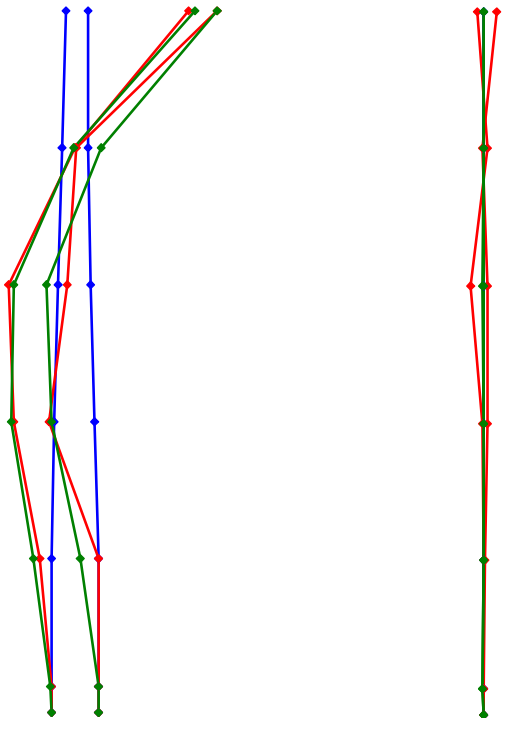
Figura A. 2. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 2 e Modo 1'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*1.878 Hz*
$f_{numérica}$ =	*1.921 Hz*
Erro =	*2.290 %*
MAC =	*0.936*

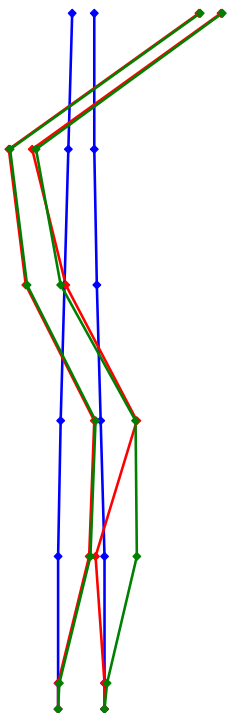
Figura A. 3. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 3 e Modo 4.



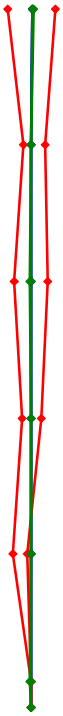
(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*1.956 Hz*
$f_{numérica}$ =	*1.913 Hz*
Erro =	*2.198 %*
MAC =	*0.923*

Figura A. 4. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 4 e Modo 3'.



(a) Plano XZ

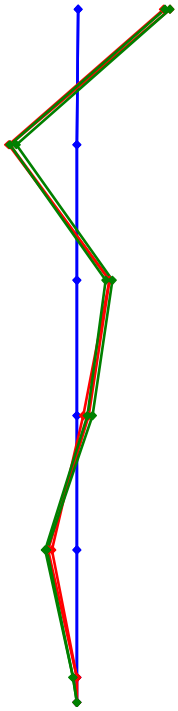


(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	4.532 Hz
$f_{numérica}$ =	4.344 Hz
Erro =	4.148 %
MAC =	0.928

Figura A. 5. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 6 e Modo 5'.

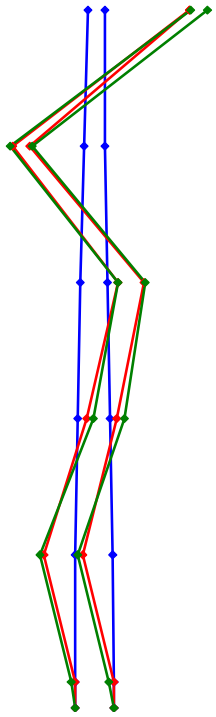
(a) Plano XZ



(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	7.674 Hz
$f_{numérica}$ =	7.848 Hz
Erro =	2.267 %
MAC =	0.974

Figura A. 6. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 7 e Modo 7'.

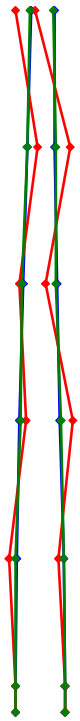


(a) Plano XZ

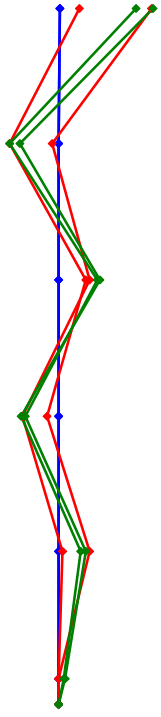
(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	7.950 Hz
$f_{numérica}$ =	7.871 Hz
Erro =	0.944 %
MAC =	0.936

Figura A. 7. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 8 e Modo 8'.



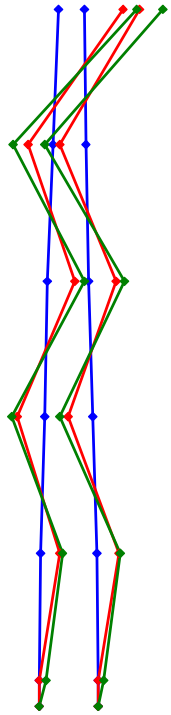
(a) Plano XZ



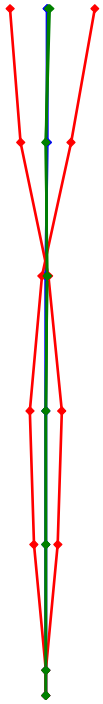
(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	11.350 Hz
$f_{numérica}$ =	11.885 Hz
Erro =	4.714 %
MAC =	0.618

Figura A. 8. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 9 e Modo 10'.



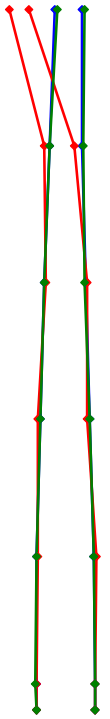
(a) Plano XZ



(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*11.960 Hz*
$f_{numérica}$ =	*11.913 Hz*
Erro =	*0.393 %*
MAC =	*0.683*

Figura A. 9. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 10 e Modo 11'.

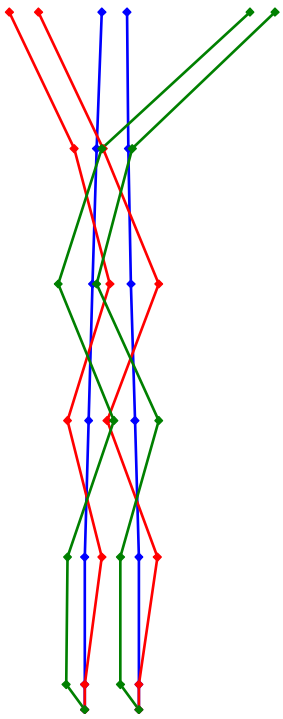


(a) Plano XZ

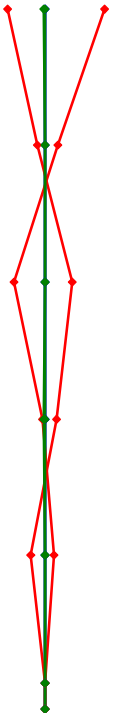
(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*15.670 Hz*
$f_{numérica}$ =	*16.627 Hz*
Erro =	*6.043 %*
MAC =	*0.540*

Figura A. 10. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 11 e Modo 14'.



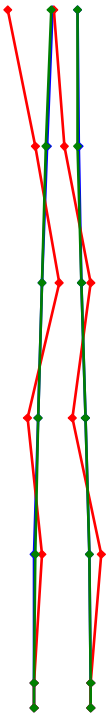
(a) Plano XZ



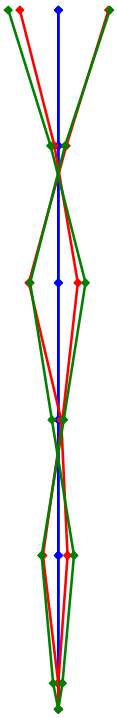
(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	16.050 Hz
$f_{numérica}$ =	16.609 Hz
Erro =	3.483 %
MAC =	0.406

Figura A. 11. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 12 e Modo 13'.



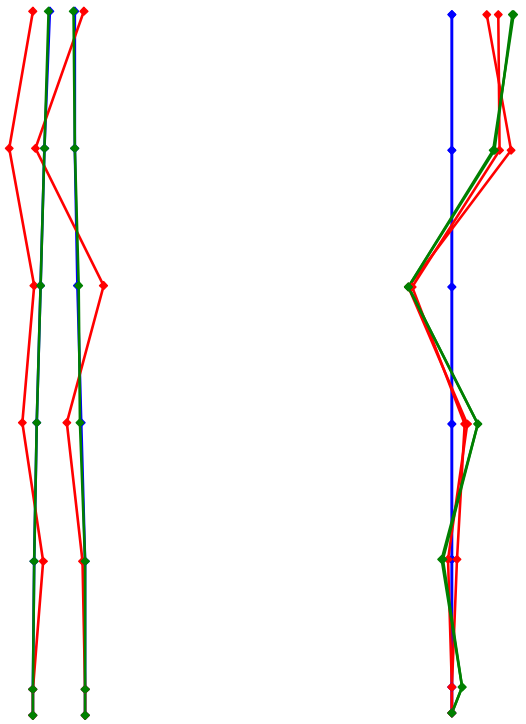
(a) Plano XZ



(b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	17.140 Hz
$f_{numérica}$ =	19.263 Hz
Erro =	12.386 %
MAC =	0.886

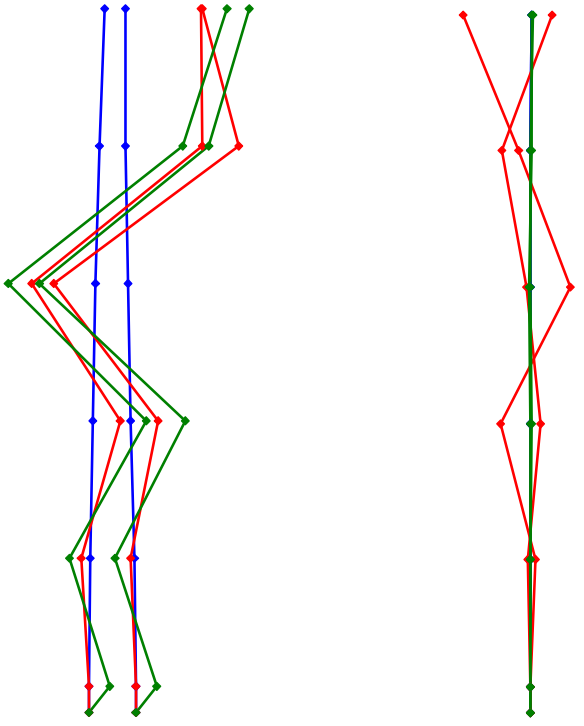
Figura A. 12. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 13 e Modo 16'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	19.720 Hz
$f_{numérica}$ =	21.839 Hz
Erro =	10.745 %
MAC =	0.830

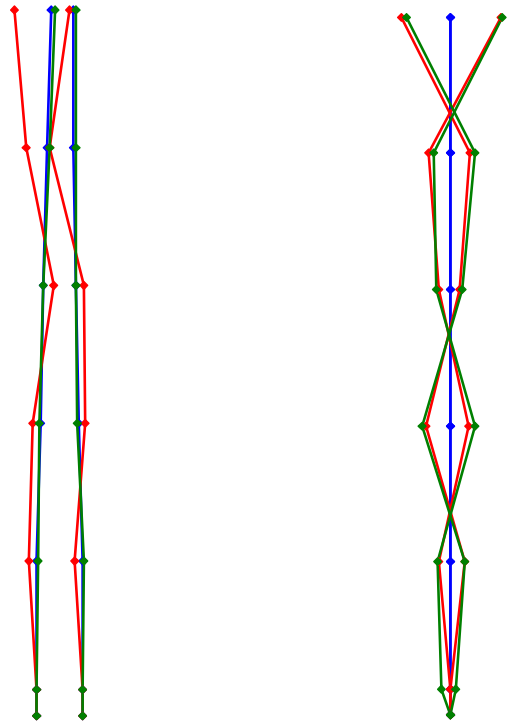
Figura A. 13. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 14 e Modo 18'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	20.440 Hz
$f_{numérica}$ =	21.779 Hz
Erro =	6.551 %
MAC =	0.728

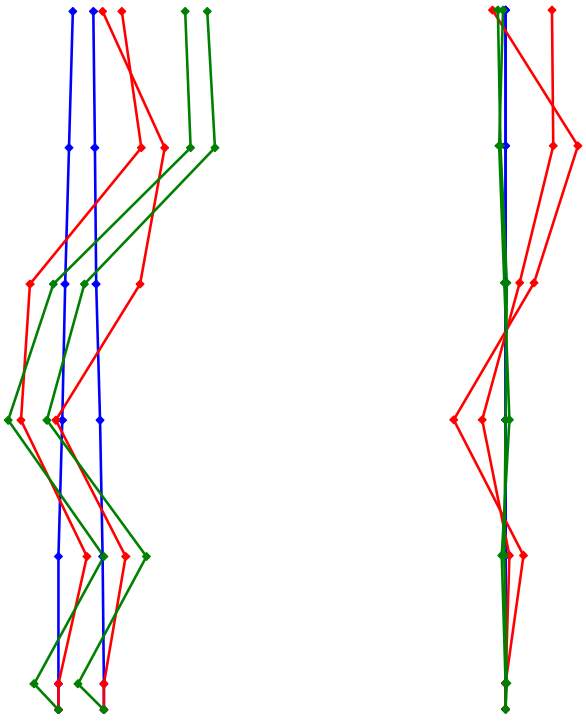
Figura A. 14. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 15 e Modo 17'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	23.390 Hz
$f_{numérica}$ =	26.660 Hz
Erro =	13.980 %
MAC =	0.894

Figura A. 15. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 16 e Modo 19'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	24.680 Hz
$f_{numérica}$ =	27.281 Hz
Erro =	10.539 %
MAC =	0.266

Figura A. 16. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 17 e Modo 20'.

ANEXO B

No presente anexo são apresentados os resultados finais da calibração do Modelo 2. A tabela seguinte resume os valores das frequências próprias da estrutura, obtidas experimental e numericamente, indicando-se ainda os valores do *MAC* para cada um dos modos. Encontram-se assinalados a verde os valores do erro em frequências inferiores a 5% e os valores de *MAC* superiores a 0.90; assinalam-se a vermelho os valores de erro em frequências superiores a 10% e os valores de *MAC* inferiores a 0.75.

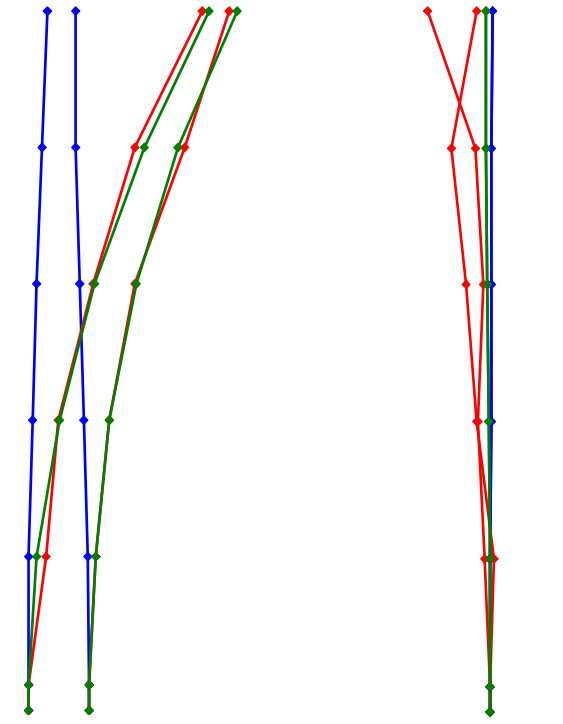
Modelo 2					
Modos Experimentais		***Modos Numéricos***			
Modos	***Frequência (Hz)***	***Modos***	***Frequência (Hz)***	***Erro (%)***	***MAC***
1	*0.592*	***2''***	*0.625*	*5.574*	***0.651***
2	*0.608*	***1''***	*0.606*	***0.329***	***0.955***
3	*1.878*	***4''***	*1.922*	***2.343***	***0.942***
4	*1.956*	***3''***	*1.893*	***3.221***	***0.920***
5	*4.318*	***6''***	*4.248*	***1.621***	*0.808*
6	*4.532*	***5''***	*4.199*	*7.348*	***0.905***
7	*7.674*	***9''***	*7.830*	***2.033***	***0.900***
8	*7.950*	***8''***	*7.740*	***2.642***	***0.914***
9	*11.350*	***12''***	*11.528*	***1.568***	***0.913***
10	*11.960*	***13''***	*11.693*	***2.232***	***0.962***
11	*15.670*	***14''***	*16.113*	***2.827***	***0.448***
12	*16.050*	***15''***	*16.330*	***1.745***	***0.718***
13	*17.140*	***17''***	*17.182*	***0.245***	***0.918***
14	*19.720*	***18''***	*20.974*	*6.359*	*0.869*
15	*20.440*	***19''***	*21.389*	***4.643***	*0.802*
16	*23.390*	***20''***	*24.384*	***4.250***	***0.929***
17	*24.680*	-	-	-	-

De seguida apresentam-se os traçados das deformadas modais obtidas experimental e numericamente com recurso ao Modelo 2 (a vermelho e verde, respectivamente) sobre a geometria não deformada da chaminé, representada a azul.

(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*0.592 Hz*
$f_{numérica}$ =	*5.574 Hz*
Erro =	*2.534 %*
MAC =	*0.651*

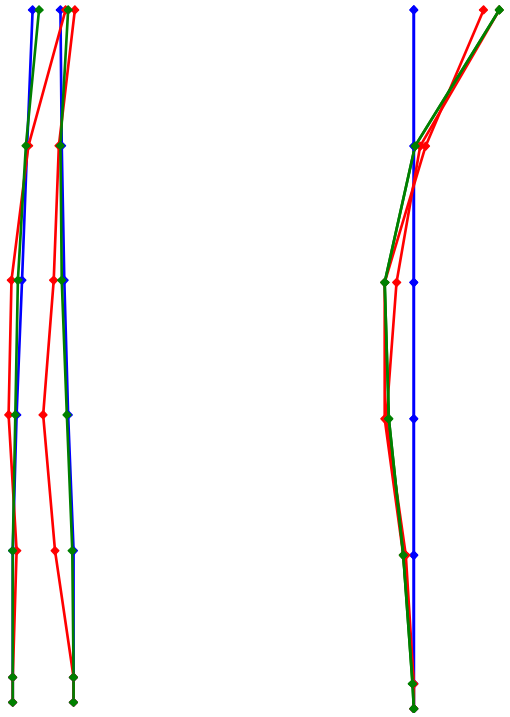
Figura A. 1. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 1 e Modo 2'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*0.608 Hz*
$f_{numérica}$ =	*0.606 Hz*
Erro =	*0.329 %*
MAC =	*0.955*

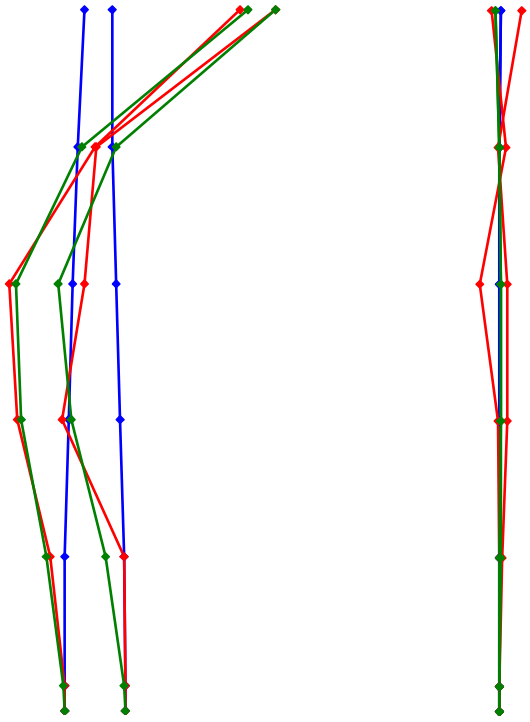
Figura A. 2. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 2 e Modo 1'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*1.878 Hz*
$f_{numérica}$ =	*1.922 Hz*
Erro =	*2.343 %*
MAC =	*0.942*

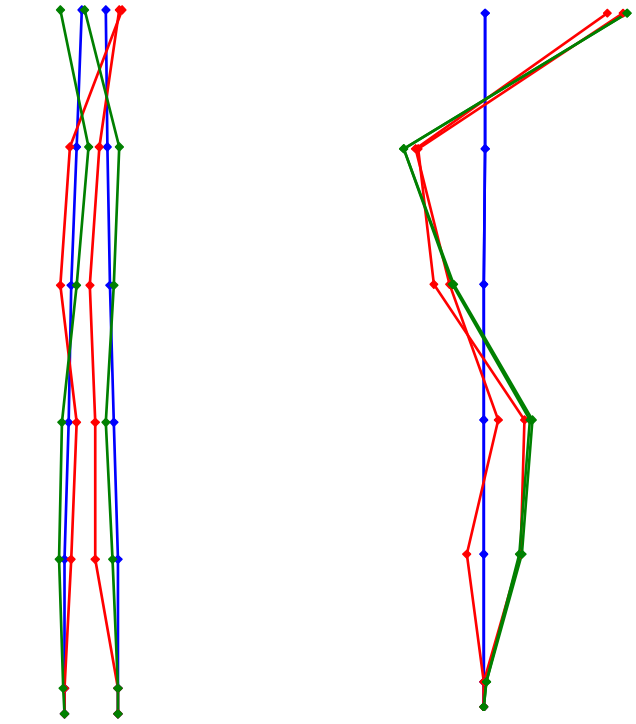
Figura A. 3. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 3 e Modo 4.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	*1.956 Hz*
$f_{numérica}$ =	*1.893 Hz*
Erro =	*3.221 %*
MAC =	*0.920*

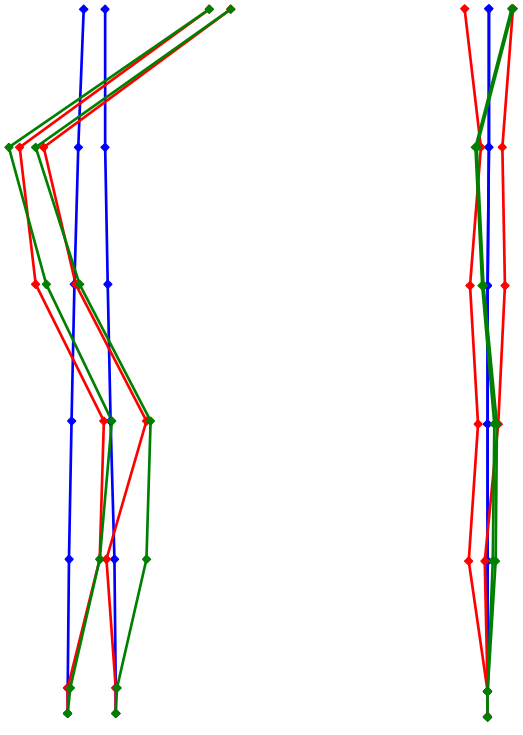
Figura A. 4. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 4 e Modo 3'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	4.318 Hz
$f_{numérica}$ =	4.248 Hz
Erro =	1.621 %
MAC =	0.808

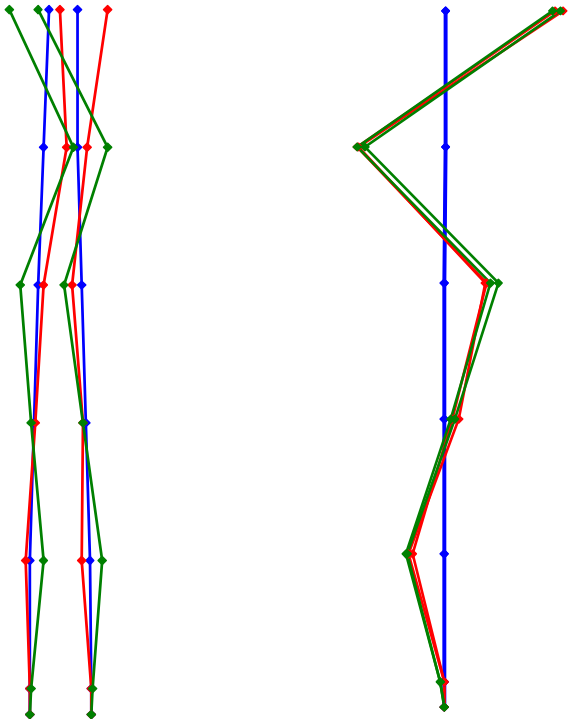
Figura A. 5. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 5 e Modo 6'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	4.532 Hz
$f_{numérica}$ =	4.199 Hz
Erro =	7.348 %
MAC =	0.905

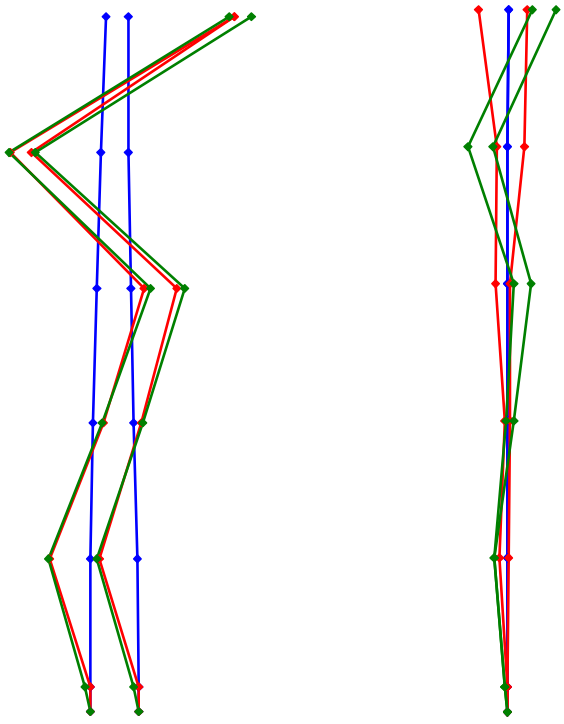
Figura A. 6. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 6 e Modo 5'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	7.674 Hz
$f_{numérica}$ =	7.830 Hz
Erro =	2.033 %
MAC =	0.900

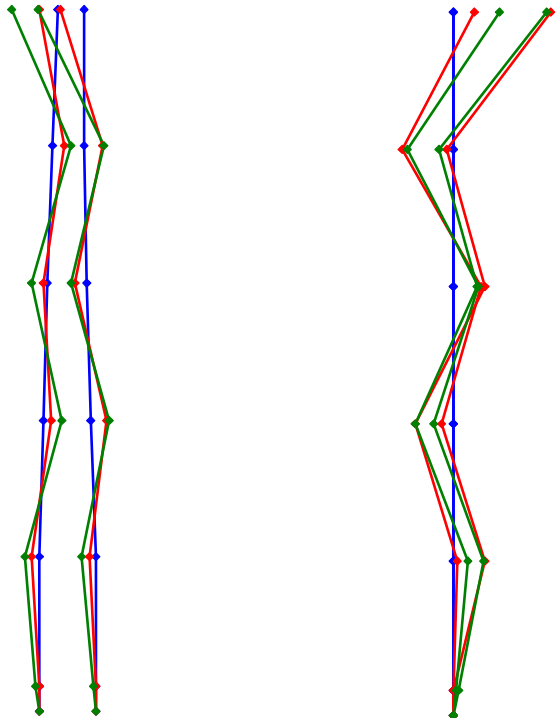
Figura A. 7. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 7 e Modo 9'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	7.950 Hz
$f_{numérica}$ =	7.740 Hz
Erro =	2.642 %
MAC =	0.914

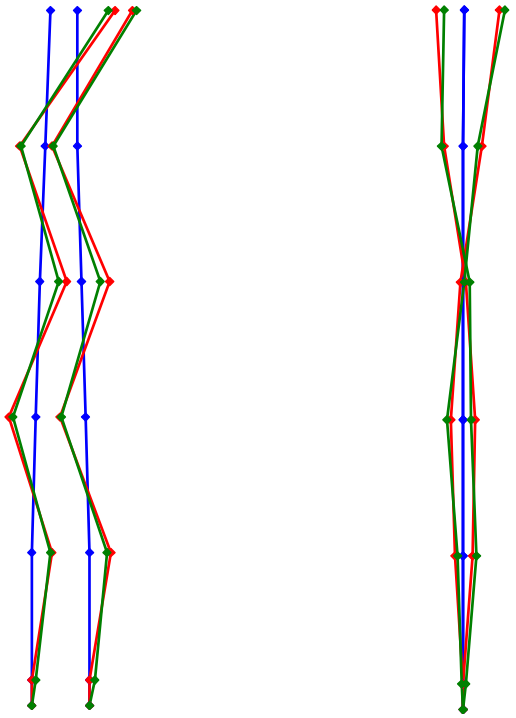
Figura A. 8. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 8 e Modo 8'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	11.350 Hz
$f_{numérica}$ =	11.528 Hz
Erro =	1.568 %
MAC =	0.913

Figura A. 9. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 9 e Modo 12'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

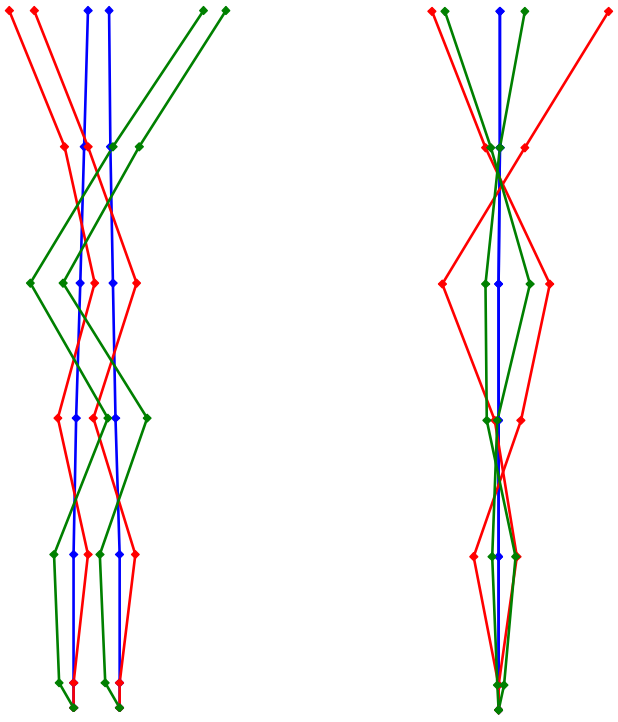
$f_{experimental}$ =	11.960 Hz
$f_{numérica}$ =	11.693 Hz
Erro =	2.232 %
MAC =	0.962

Figura A. 10. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 10 e Modo 13'.

(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	15.670 Hz
$f_{numérica}$ =	16.113 Hz
Erro =	2.827 %
MAC =	0.448

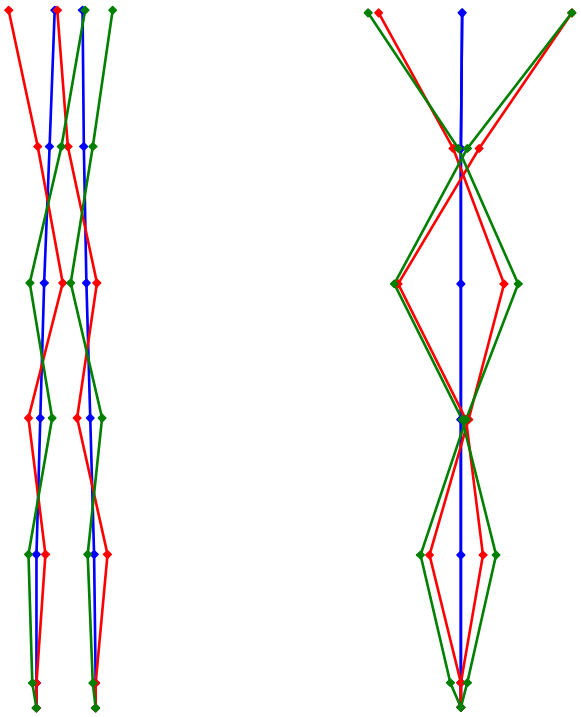
Figura A. 11. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 11 e Modo 14'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	16.050 Hz
$f_{numérica}$ =	16.330 Hz
Erro =	1.745 %
MAC =	0.718

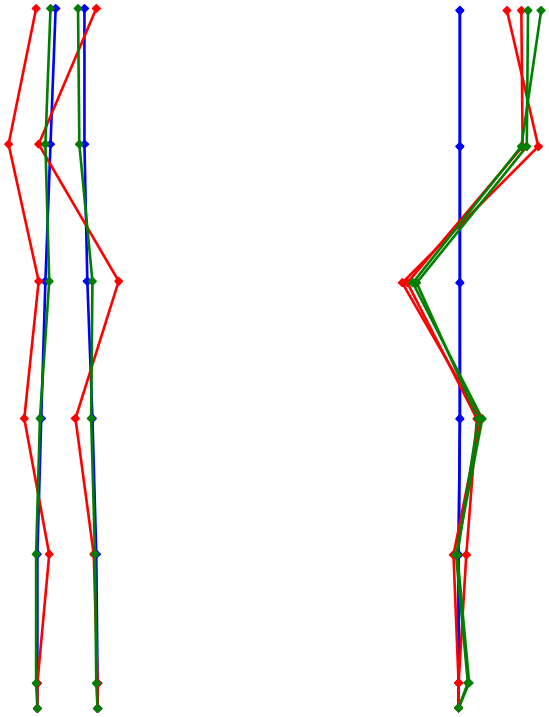
Figura A. 12. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 12 e Modo 15'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	17.140 Hz
$f_{numérica}$ =	17.182 Hz
Erro =	0.245 %
MAC =	0.918

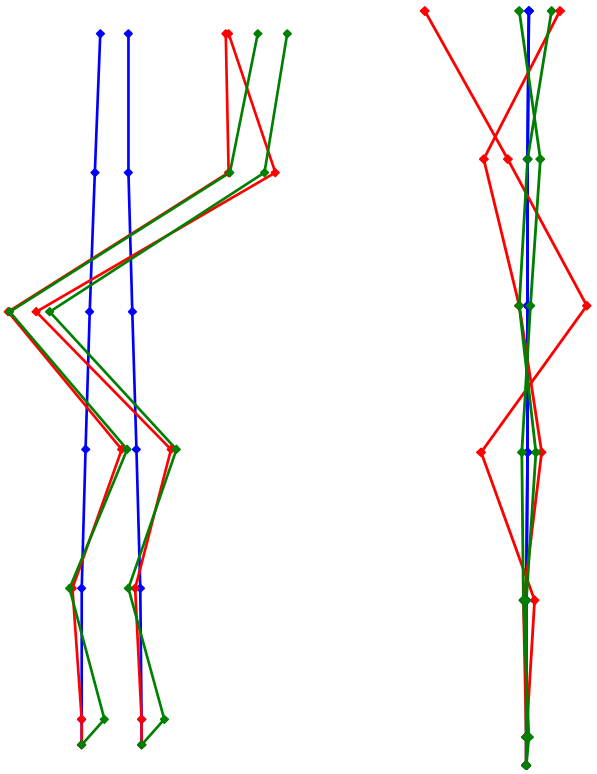
Figura A. 13. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 13 e Modo 17'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	19.720 Hz
$f_{numérica}$ =	20.974 Hz
Erro =	6.359 %
MAC =	0.869

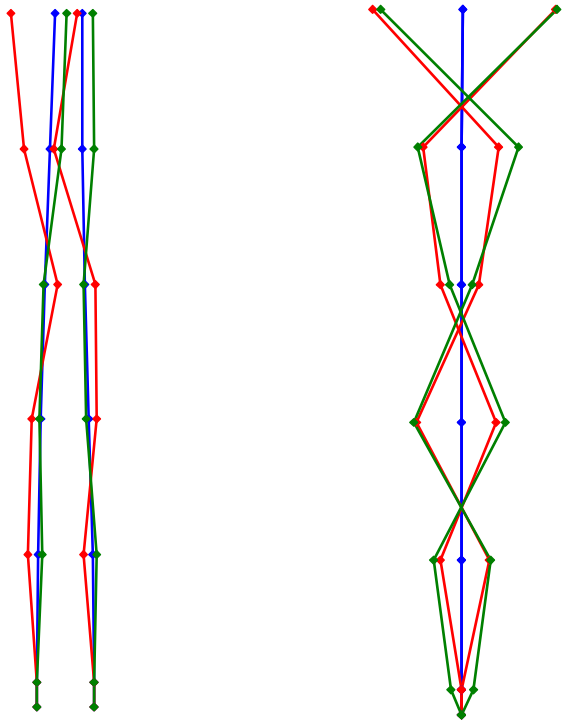
Figura A. 14. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 14 e Modo 18'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	20.440 Hz
$f_{numérica}$ =	21.389 Hz
Erro =	4.643 %
MAC =	0.802

Figura A. 15. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 15 e Modo 19'.



(a) Plano XZ (b) Plano YZ

$f_{experimental}$ =	23.390 Hz
$f_{numérica}$ =	24.384 Hz
Erro =	4.250 %
MAC =	0.929

Figura A. 16. Deformadas modais experimentais (vermelho) e numéricas (verde) – Modo 16 e Modo 20'.