

AVALIAÇÃO DO EFEITO DA ACÇÃO SÍSMICA VERTICAL EM ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA

FLÁVIO AUGUSTO ROCHA CARDOSO

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

Orientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

Co-Orientador: Engenheiro Valter Alexandre Machado Lopes

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais,
Aos meus Irmãos,
Aos meus avós,
Em memória do Diogo.

“Aqueles que passam por nós, não vão sós, não nos deixam sós.

Deixam um pouco de si, levam um pouco de nós.”

Antoine de Saint – Exupéry

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar o meu mais profundo reconhecimento a todos os que me auxiliaram na realização desta dissertação, pela sua disponibilidade, dedicação e compreensão, fundamentais para os resultados conseguidos, bem como aqueles que sempre me acompanharam ao longo dos últimos anos de formação académica.

Ao meu orientador, Prof. Doutor 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 Engenheiro Valter Lopes, por todas as orientações fornecidas, em especial durante a redacção deste trabalho.

Ao Engenheiro Bruno Silva pelos esclarecimentos de dúvidas, pelo apoio fornecido na utilização do programa e por toda a disponibilidade demonstrada.

Aos Engenheiros Alexandre Costa e André Monteiro pelo esclarecimento de dúvidas e dicas fornecidas.

A todos os investigadores da “G311” por toda a boa disposição, apoio e disponibilidade prestada.

Ao conjunto de pessoas fantásticas que não contribuindo directamente para este trabalho, mas que desempenharam um papel fundamental, marcando os melhores momentos da minha vida ao longo deste período com a sua presença e acima de tudo amizade. Marisa, Marcelo, Miguel, Alexandre, Marta, Filipa, Daniela Sousa, Gonçalo, Miguel, Daniela Oliveira, Zé Mário, Hugo Pereira, João Sousa, João Guilherme, Diogo, Roberto, Augusto Faria, Inês França, Hugo Oliveira, Pedro Barros, Marco Manfredino. *“Obrigado simplesmente por serem como são!”*

À Maria Anita, ao António e ao Jorge amigos de todas as horas, um especial obrigado pela paciência, pelo companheirismo e amizade demonstrada ao longo do curso, e preocupação em apoiarem-me sempre durante o desenvolvimento deste trabalho.

À Inês Jales, pelo carinho, compreensão, incentivo e principalmente amizade transmitida ao longo de todos estes anos.

Aos meus avós que apesar de todas as suas limitações tiveram um papel essencial em todas as etapas da minha vida.

Ao meu irmão, pelo contágio da sua alegria, pela amizade e companheirismo.

A minha irmã, por ser um modelo de dedicação e empenho, por toda amizade e apoio que sempre me dedicou.

Aos meus pais, pelo seu infindável apoio e interesse. Pela liberdade e confiança que sempre me deram para perseguir as minhas ambições e por me incutirem um verdadeiro sentido de responsabilidade. A eles devo tudo.

RESUMO

O estudo do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra submetidas a acções do tipo sísmico é um assunto actual e de grande interesse, não só em termos de investigação científica, como junto de entidades com competências na preservação do património construído.

Este trabalho foi desenvolvido com o objectivo de estudar a importância da componente sísmica vertical isolada e quando considerada em simultâneo com a componente horizontal em estruturas de alvenaria de pedra. A acção sísmica foi caracterizada por acelerogramas artificiais gerados a partir de espectros de resposta da norma EN 1998-1:2005 (CEN, 2005) e zonamento proposto no Documento Nacional de Aplicação (DNA).

Este objectivo foi alcançado através da modelação tridimensional das estruturas no programa de cálculo Cast3M, que permite realizar análises estáticas e dinâmicas pelo método dos elementos finitos (MEF).

Para a simulação do comportamento das estruturas objecto de estudo, foram adoptados dois tipos de modelos: lineares e não lineares. O modelo não linear utilizado para a simulação do comportamento das estruturas de alvenaria de pedra foi o modelo de dano contínuo (Faria, 1994), inicialmente desenvolvido para a análise de estruturas compostas por grandes massas de betão. Para a utilização deste modelo utilizaram-se os parâmetros definidos por Silva (2008).

A importância da componente sísmica vertical é analisada com base em análises dinâmicas de um conjunto de estruturas, nomeadamente duas paredes simples e duas torres, a Torre de Vilar e a Torre dos Alcoforados.

Os resultados das várias análises efectuadas foram discutidos e comparados em termos de análises das máximas e mínimas tensões na direcção vertical e numa das direcções horizontais. Para os modelos não lineares foram ainda comparados os mapas de dano de tracção.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria de Pedra; Acção Sísmica; Componente sísmica Vertical; Modelação

ABSTRACT

The study of the behaviour of stone masonry structures subjected to seismic actions is a topic of great interest, not only in the scientific research field, but also to institutions which work in the preservation of built heritage.

This thesis was developed with the goal of evaluating the importance of the vertical seismic component in stone masonry structures when considered simultaneously with the horizontal seismic component. One must refer that the seismic action was characterized by artificial accelerograms, generated from the spectral response of EN 1998-1:2005 (CEN, 2005), as well as considering the seismic zones proposed in the National Application Document (DNA).

This aim was achieved throughout three-dimensional modelling of various structures in Cast3M calculation program, which allows both static and dynamic analysis by means of the finite element method (FEM).

To simulate the behaviour of the analysed structures two types of models, linear and non-linear, were adopted. The non-linear model used to simulate the behaviour of the stonemasonry structures is the continuum damage model (Faria, 1994), initially developed to study mainly massive concrete structures. To apply this model one used the parameters defined by Silva (2008).

The study of the importance of vertical seismic component was carried out by means of dynamic analysis of several structures, including two plain walls and two towers – the Tower of Vilar and the Tower of Alcoforado. The results of several tests were discussed and compared considering the analysis of maximum and minimum stresses in vertical and horizontal directions. Additionally, in the non-linear models, the maps of traction damage were also compared.

KEYWORDS: Stone Masonry; Seismic Action; Vertical Seismic Component; Modeling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
INDICE FIGURAS.....	IX
INDICE DE QUADROS.....	XV
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. ESTADO DE ARTE.....	3
2.1. CONSTRUÇÃO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE PEDRA	3
2.1.1. Antiguidade	3
2.1.2. Antiguidade Clássica.....	4
2.1.3. Era Gótica	5
2.1.4. Era Renascentista	5
2.1.5. Revolução Industrial.....	6
2.1.6. Actualidade.....	6
2.1.7. Em Portugal	7
2.2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE PEDRA	8
2.2.1. Terceira, 1 de Janeiro de 1980	9
2.2.2. Úmbria-Marche, 26 de Setembro de 1997	10
2.2.3. Açores, 9 de Julho de 1998	10
2.2.4. L' Aquila, 6 de Abril de 2009.....	11
3. MODELAÇÃO NÚMERICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA.....	13
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	13
3.2. MICRO E MACRO MODELAÇÃO	13
3.3. MACRO – MODELAÇÃO BASEADO NO MODELO DE DANO	15
3.3.1. Lei Constitutiva.....	15
3.3.2. Parâmetros de Definição do Modelo de Dano Contínuo	18
4. ANÁLISE NUMÉRICA DE PAREDES ISOLADAS DE ALVENARIA DE PEDRA.....	25
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	25

4.2. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR.....	26
4.3. ANÁLISE SÍSMICA.....	29
4.3.1. Equação de equilíbrio dinâmico	29
4.3.2. Resolução de problemas dinâmicos não lineares	30
4.3.3. Amortecimento de Rayleigh (ξ).....	31
4.3.4. Acção Sísmica Considerada	32
4.3.5. Modelos de Comportamento Linear	36
4.3.6. Modelos de Comportamento Não Linear	45
4.3.7. Análise de Sensibilidade de Alguns Parâmetros.....	57
5. ANÁLISE SÍSMICA DE DOIS CASOS DE ESTUDO	59
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	59
5.2. DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO: TORRE DE VILAR E TORRE DOS ALCOFORADOS	60
5.2.1. Torre de Vilar	60
5.2.2. Torre dos Alcoforados	62
5.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS	64
5.4. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR.....	65
5.4.1. Torre de Vilar	66
5.4.2. Torre dos Alcoforados	68
5.5. ANÁLISE SÍSMICA	70
5.5.1. Modelos de Comportamento Linear	70
5.5.2. Modelos de Comportamento Não Linear	79
5.5.3. Análise de Sensibilidade de Alguns Parâmetros.....	100
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	107
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	108
BIBLIOGRAFIA	109

ÍNDICE FIGURAS

Figura 2. 1-Componentes de alvenaria de pedra irregular: pedra, argamassa e vazios (Lourenço, 2004).....	3
Figura 2. 2- Pirâmides de Gizé	4
Figura 2. 3- Erecteum em Atenas	4
Figura 2. 4- Coliseu de Roma	4
Figura 2. 5- Catedral de Notre-Dame, Paris, França.	5
Figura 2. 6- Catedral de Santa Maria del Fiore	6
Figura 2. 7-Exemplos de construções em alvenaria de pedra românicas em Portugal.	7
Figura 2. 8- Mosteiro da Batalha.....	7
Figura 2. 9 - Sistema anti-sísmico da gaiola pombalina (Gouveia, 2003).	8
Figura 2. 10 – Efeito “barriga” em estruturas de alvenaria de Pedra (Pomba, 2007).....	9
Figura 2. 11- Danos em estruturas de alvenaria tradicional (Costa et al, 2010).	11
Figura 2. 12- Danos em estruturas de alvenaria reforçada (Costa et al, 2010).	11
 Figura 3. 1-Micro modelos detalhados (Costa, 2009).	14
Figura 3. 2 – Micro modelos simplificados (Costa, 2009).	14
Figura 3. 3- Modelos contínuos homogêneos (Costa, 2009).	14
Figura 3. 4 – Macro – Modelos (Costa, 2009).....	14
Figura 3. 5 – Tensão de Cauchy e tensão efectiva (Faria, 1994).	15
Figura 3. 6 – Alternativas para a definição do comportamento pós-pico em tracção (Costa, 2004):	16
Figura 3. 7 – Representação ilustrativa do artifício numérico inerente à teoria da fenda distribuída (Lopes, 2009)	17
Figura 3. 8 – Energia de fractura em modelos de fenda distribuída (Lopes, 2009).....	17
Figura 3. 9. Pontos de ajuste da curva de compressão.....	20
Figura 3. 10 – Influência da variação de FC01 na definição da curva de compressão (Monteiro 2009).....	20
Figura 3. 11 – Influência da variação dos pontos A e B na definição da curva de compressão (Monteiro, 2009).	21
Figura 3. 12 – Influência da variação do ponto P na definição da rigidez das descargas e recargas (Monteiro, 2009).....	21
Figura 3. 13 – Curva de comportamento dos três materiais à compressão.....	23
Figura 3. 14 – Curva de comportamento dos três materiais à tracção.....	23
 Figura 4. 1 – Modelo em Cast3M das paredes PA1 (a) e PA2 (b).	26
Figura 4. 2 – Rádios de participação de massa para cada um dos modos de vibração determinados na análise modal da PA1 para as direcções principais (XX , YY ,ZZ).....	27
Figura 4. 3 – Deformadas modais obtidas para a PA1.	28
Figura 4. 4 – Rádios de participação de massa para cada um dos modos de vibração determinados na análise modal da PA2 para as direcções principais (XX, YY, ZZ).....	28
Figura 4. 5 – Deformadas modais obtidas para a PA2	29
Figura 4. 6- Evolução do amortecimento relativo em função da frequência para o modelo de amortecimento de Rayleigh.....	31
Figura 4. 7- Evolução dos amortecimentos da PA1 e da Pa2 para o modelo de amortecimento de Rayleigh.	32
Figura 4. 8- Zonamento sísmico em Portugal continental (Carvalho, 2007) (a) Sismo tipo 1; (b) Sismo tipo 2	33
Figura 4. 9 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores (Carvalho, 2007) Sismo tipo 2... Erro! Marcador não definido.	
Figura 4. 10 - Acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 1 nos Açores.....	34
Figura 4. 11 - Acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 5 no Porto	34
Figura 4. 12 - Espectro de potência do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 1 nos Açores.....	34

Figura 4. 13 - Espectro de resposta do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 1 nos Açores	34
Figura 4. 14 - Espectro de potência do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 5 no Porto.	35
Figura 4. 15 - Espectro de resposta do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 5 no Porto.	35
Figura 4. 16 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	37
Figura 4. 17 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	37
Figura 4. 18 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	38
Figura 4. 19 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	38
Figura 4. 20 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ. Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$	39
Figura 4. 21 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ. Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$	39
Figura 4. 22 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$	40
Figura 4. 23 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$	40
Figura 4. 24 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	41
Figura 4. 25 – Mapa das tensões mínimas da dos PA2 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	41
Figura 4. 26 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	42
Figura 4. 27 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	42
Figura 4. 28 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$	43
Figura 4. 29 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$	43
Figura 4. 30 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$	44
Figura 4. 31 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$	44
Figura 4. 32 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	46
Figura 4. 33 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	46
Figura 4. 34 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	47
Figura 4. 35 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	47
Figura 4. 36 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$	48
Figura 4. 37 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$	48

Figura 4. 38 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.	49
Figura 4. 39 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.	49
Figura 4. 40 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA1. (a) Combinação 1 d^+_1 . (b) Combinação 2 d^+_2 .	50
Figura 4. 41 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA1. (a) Combinação 3 d^+_3 . (b) Combinação 4 d^+_4 .	50
Figura 4. 42 – Mapa das tensões mínimas da Parede 2 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.	51
Figura 4. 43 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.	51
Figura 4. 44 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.	52
Figura 4. 45 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.	52
Figura 4. 46 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.	53
Figura 4. 47 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.	53
Figura 4. 48 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.	54
Figura 4. 49 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.	54
Figura 4. 50 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA2. (a) Combinação 1 d^+_1 . (b) Combinação 2 d^+_2 .	55
Figura 4. 51 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA2. (a) Combinação 3 d^+_3 . (b) Combinação 4 d^+_4 .	55
Figura 4. 52 – Evolução dos deslocamentos na direcção horizontal YY na PA1.	56
Figura 4. 53 – Evolução dos deslocamentos na direcção horizontal YY na PA2.	56
Figura 4. 54 – Espectro de Resposta da PA1, para $\Delta t=0.01$ e para $\Delta t=0.002$.	57
Figura 4. 55 – Mapa de dano de tracção da PA2, para a combinação 3. (a) Material 1 (FTUL=100 KPa); (b) Material 2 (FTUL=50 KPa); (c) Material 3 (FTUL=5 Pa).	58
Figura 5. 1 -Vista geral da Torre de Vilar antes da intervenção.	60
Figura 5. 2 - Torre de Vilar após a intervenção.	61
Figura 5. 3 – Esquema representativo da Planta da Torre de Vilar.	61
Figura 5. 4 – Vista geral da Torre dos Alcoforados (Costa et al, 2007).	62
Figura 5. 5 – Habitação recente (Costa et al, 2007).	62
Figura 5. 6 – Habitação de cariz rural (Costa et al, 2007).	62
Figura 5. 7 – Proposta de requalificação da Torre de Alcoforados.	63
Figura 5. 8 – Esquema representativo da Planta da Torre de Alcoforados (Costa, 2007).	63
Figura 5. 9- Modelo em AutoCAD da Torre de Vilar.	64
Figura 5. 10- Modelo em AutoCAD da Torre dos Alcoforados.	64
Figura 5. 11 - Modelo final em Cast3M da Torre de Vilar(a) e da Torre dos Alcoforados (b).	65
Figura 5. 12 – Rácios de participação de massa para cada um dos modos de vibração para as direcções principais da Torre de vilar.	66
Figura 5. 13 – Deformadas modais obtidas para a Torre de Vilar.	67
Figura 5. 14 – Rácios de participação de massa para cada um dos modos de vibração para as direcções principais da Torre dos Alcoforados.	68
Figura 5. 15 – Deformadas modais obtidas para a torre dos Alcoforados.	69

Figura 5. 16- Evolução dos amortecimentos da Torre de Vilar e a Torre dos Alcoforados para o modelo de amortecimento de Rayleigh.....	70
Figura 5. 17 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	71
Figura 5. 18 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	71
Figura 5. 19 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	72
Figura 5. 20 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	72
Figura 5. 21 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$	73
Figura 5. 22 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$	73
Figura 5. 23 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$	74
Figura 5. 24 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$	74
Figura 5. 25 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	75
Figura 5. 26 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	75
Figura 5. 27 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	76
Figura 5. 28 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	76
Figura 5. 29 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$	77
Figura 5. 30 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$	77
Figura 5. 31 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$	78
Figura 5. 32 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$	78
Figura 5. 33 – Evolução das tensões verticais para as combinações 2 e 3 na Torre de Vilar para um ponto central na base da parede perpendicular a direcção YY (P4).....	79
Figura 5. 34 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	80
Figura 5. 35 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	80
Figura 5. 36 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	81
Figura 5. 37 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	81
Figura 5. 38 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$	82

Figura 5. 39 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$	82
Figura 5. 40 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$	83
Figura 5. 41 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$	83
Figura 5. 42 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e da P2.. (a) Combinação 1 $d^+_{1.}$. (b) Combinação 2 $d^+_{2.}$	84
Figura 5. 43 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e da P2. (a) Combinação 3 $d^+_{3.}$. (b) Combinação 4 $d^+_{4.}$	84
Figura 5. 44 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e da P4. (a) Combinação 1 $d^+_{1.}$. (b) Combinação 1 $d^+_{1.}$	85
Figura 5. 45 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e da P4. (a) Combinação 3 $d^+_{3.}$. (b) Combinação 4 $d^+_{4.}$	85
Figura 5. 46 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 5 $S_{YY5} - \min$. (b) Combinação 6 $S_{YY6} - \min$	86
Figura 5. 47 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 7 $S_{YY7} - \min$. (b) Combinação 8 $S_{YY8} - \min$	86
Figura 5. 48 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 5 $S_{YY5} - \max$. (b) Combinação 6 $S_{YY6} - \max$	87
Figura 5. 49 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 7 $S_{YY7} - \max$. (b) Combinação 8 $S_{YY8} - \max$	87
Figura 5. 50 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 5 $S_{ZZ5} - \min$. (b) Combinação 6 $S_{ZZ6} - \min$	88
Figura 5. 51 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 7 $S_{ZZ7} - \min$. (b) Combinação 8 $S_{ZZ8} - \min$	88
Figura 5. 52 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 5 $S_{ZZ5} - \max$. (b) Combinação 6 $S_{ZZ6} - \max$	89
Figura 5. 53 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ. (a) Combinação 7 $S_{ZZ7} - \max$. (b) Combinação 8 $S_{ZZ8} - \max$	89
Figura 5. 54 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e P2. (a) Combinação 5 $d^+_{5.}$. (b) Combinação 6 $d^+_{6.}$	90
Figura 5. 55 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e P2. (a) Combinação 7 $d^+_{7.}$. (b) Combinação 8 $d^+_{8.}$	90
Figura 5. 56 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e P4. (a) Combinação 5 $d^+_{5.}$. (b) Combinação 6 $d^+_{6.}$	91
Figura 5. 57 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e P4. (a) Combinação 7 $d^+_{7.}$. (b) Combinação 8 $d^+_{8.}$	91
Figura 5. 58 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$	92
Figura 5. 59 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$	92
Figura 5. 60 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$	93
Figura 5. 61 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$	93

Figura 5. 62 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.	94
Figura 5. 63 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.	94
Figura 5. 64 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.	95
Figura 5. 65 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ. (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.	95
Figura 5. 66 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P1 e P4. (a) Combinação 1 $d^+_{1.}$ (b) Combinação 2 $d^+_{2.}$	96
Figura 5. 67 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P1 e P4. (a) Combinação 3 $d^+_{3.}$ (b) Combinação 4 $d^+_{4.}$	96
Figura 5. 68 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P2 e P3. (a) Combinação 1 $d^+_{1.}$ (b) Combinação 2 $d^+_{2.}$	97
Figura 5. 69 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P2 e P3. (a) Combinação 3 $d^+_{3.}$ (b) Combinação 4 $d^+_{4.}$	97
Figura 5. 70 – Espectro de Resposta linear e não linear da Torre dos Alcoforados para a combinação 1	98
Figura 5. 71 – (a) Mapa de dano de tracção e (b) Mapa de extensões da Torre de Vilar para Combinação 3.	99
Figura 5. 72 – Comportamento em tracção para um instante t e um instante $t+\Delta T$.	99
Figura 5. 73 – Mapa de dano de tracção da Torre de Vilar, vista P1 e P2, para a combinação 3. (a) $\Delta t = 0.05$, (b) $\Delta t=0.01$, (c) $\Delta t=0.005$.	100
Figura 5. 74 – Evolução das tensões verticais para as combinações 3 na Torre de Vilar para um ponto central na base da parede perpendicular a direcção YY (P4).	101
Figura 5. 75 – Mapa de dano de tracção da Torre dos Alcoforados vista P1 e P4, para a combinação 3. (a) Espessura com 1 elemento (b) Espessura com 2 elemento.	102
Figura 5. 76 – Mapa de dano de tracção da Torre dos Alcoforados vista P2 e P3, para a combinação 3. (a) Espessura com 1 elemento (b) Espessura com 2 elemento.	102
Figura 5. 77 – Evolução das tensões verticais para as combinações 1 na Torre de Vilar para um ponto central na base da parede perpendicular a direcção YY (P3).	104
Figura 5. 78 – Mapa de dano de tracção da Torre de Vilar, vista P1 e P2, para a combinação 7. (a) Material 1 (FTUL=100 KPa); (b) Material 2 (FTUL=50 KPa).	104
Figura 5. 79 – Mapa de dano de tracção da Torre de Vilar, vista P3 e P4, para a combinação 7. (a) Material 1 (FTUL=100 KPa); (b) Material 2 (FTUL=50 KPa).	105

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3. 1- Parâmetros para definição do modelo de dano contínuo em Cast3M	18
Quadro 3. 2- Valores adoptados para definição do modelo de dano contínuo em Cast3M	22
Quadro 4. 1 – Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.....	32
Quadro 5. 1-Elementos estruturais e correspondentes designações.....	61
Quadro 5. 2- Elementos estruturais e correspondentes designações.....	63
Quadro 5. 3 – Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.....	70
Quadro 5. 4 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre de Vilar, para a combinação 3, para $\Delta t=0.05$, $\Delta t=0.01$ e $\Delta t=0.005$	100
Quadro 5. 5 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre dos Alcoforados.....	103
Quadro 5. 6 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre de Vilar.	103
Quadro 5. 7 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre de Vilar, para a combinação 7, para o material 1 e material 2.	105

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ao longo dos tempos têm ocorrido sismos com consequências catastróficas, sendo os seus efeitos reflectidos ao longo de vários anos em toda a região onde ocorrem, tanto em termos sociais, como em termos económicos e patrimoniais.

Dado ao facto de serem fenómenos naturais, são imprevisíveis, quer no tempo, quer no espaço. De acordo com regras probabilísticas de ocorrência, têm vindo a ser desenvolvidos critérios para a localização de zonas mais vulneráveis a estas acções. Contudo, esta é uma questão muito complexa, para a qual não é fácil obter respostas nem certezas. Assim, de forma a prevenir e minorar este potencial de destruição, é fundamental compreender o funcionamento das estruturas quando sujeitas a acções deste tipo.

A compreensão do funcionamento de estruturas de alvenaria de pedra é dificultada pelo facto de estas apresentarem uma grande variabilidade e heterogeneidade, quer em termos geométricos, quer em termos de propriedades mecânicas.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Nos sismos recentes do tipo próximo constatou-se que a componente vertical actuando em simultâneo com as componentes horizontais tem de facto importância. No entanto o conhecimento da verdadeira importância desta componente ainda não é muito aprofundado.

Assim o presente trabalho tem como principal objectivo estudar a influência da acção sísmica vertical isolada e quando considerada em simultâneo com a componente horizontal em estruturas de alvenaria de pedra. Para isso foram consideradas diferentes estruturas, desde duas paredes simples até duas torres, a Torre de Vilar e a Torre dos Alcoforados, sendo a Torre de Vilar mais alta e mais esbelta do que a Torre dos Alcoforados.

Para alcançar este objectivo realizou-se a modelação tridimensional das estruturas no programa de cálculo Cast3M que permite realizar análises estáticas e dinâmicas pelo método dos elementos finitos.

Analysaram-se as estruturas sob a acção de sismos, caracterizados pela acção de acelerogramas artificiais gerados a partir de espectros de resposta regulamentares e zonamento proposto no Documento Nacional de Aplicação (DNA), tendo-se considerado comportamento linear elástico e comportamento não linear plástico para a alvenaria. Para simular o comportamento não linear das estruturas considerou-se um Modelo de Dano Continuo (Faria, 1994).

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação desenvolve-se em seis capítulos, o conteúdo de cada capítulo é apresentado de forma sumária nos parágrafos seguintes.

No capítulo 2 é feito um enquadramento histórico, contextualizando a construção em alvenaria de pedra na história mundial, referindo com especial atenção o caso português. Posteriormente faz-se a caracterização e discussão do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra sob acção sísmica, analisando ainda o comportamento destas estruturas a sismos recentes.

No capítulo 3 começa-se por efectuar uma breve apresentação das diversas estratégias e modelos utilizados actualmente no estudo e reprodução do comportamento deste material de construção, com destaque para o Modelo de Dano Contínuo, uma vez ter sido este o modelo de comportamento não linear utilizado nas simulações numéricas realizadas.

No capítulo 4 é feita a avaliação do comportamento de duas paredes de alvenaria de pedra, submetidas a uma acção dinâmica do tipo sísmica traduzida por acelerogramas gerados artificialmente de acordo com os espectros regulamentares para Portugal apresentados no DNA do EC8.

No capítulo 5 é realizada a avaliação do comportamento da Torre de Vilar e da Torre dos Alcoforados, para a acção combinada do peso próprio e da acção sísmica. Neste capítulo faz-se inicialmente um breve enquadramento histórico e estrutural das torres, prosseguindo com a análise modal preliminar e a análise linear e não linear para acções definida no capítulo 4.

No capítulo 6 são resumidas as principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido, bem como algumas propostas de trabalhos futuros como seguimento do trabalho que aqui se apresenta.

2

ESTADO DE ARTE

2.1. CONSTRUÇÃO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE PEDRA

A alvenaria de pedra, é uma das soluções construtivas mais antigas ainda em uso, representando uma parcela significativa do património cultural edificado mundial. Dependendo da época e do local de construção, as alvenarias de pedra apresentam uma diversificada constituição interna.

O material utilizado na construção da alvenaria de pedra, pode apresentar diferente constituição quer ao nível da sua natureza, forma e dimensão, podendo surgir ligados a terra, argila e argamassas geralmente de fraca qualidade e que raramente envolvem completamente as pedras. Uma característica destas alvenarias é a presença de cavidades ou vazios interiores que aparecem, consoante os casos, em maiores ou menores percentagens (Figura 2. 1).

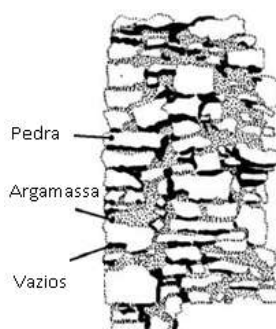


Figura 2. 1-Componentes de alvenaria de pedra irregular: pedra, argamassa e vazios (Lourenço, 2004)

Do ponto de vista material a alvenaria pode considerar-se um material compósito heterogéneo, intrinsecamente descontínuo, com boa resistência à compressão, fraca resistência à tracção, contando apenas com a acção coesiva da gravidade. Homogeneidade e isotropia são hipóteses vulgarmente assumidas na análise de estruturas de alvenaria, mas que não podem aplicar-se com rigor.

2.1.1. ANTIGUIDADE

A história da alvenaria remonta ao tempo dos povos primitivos das civilizações Assírias e Persas, ou seja ao século 9.000 a.C. Indícios encontrados junto ao lago Hullen indicam, que esta começou por ser utilizada na construção de simples habitações circulares, evoluindo rapidamente no sentido de se tornarem mais seguras e arrojadas, contribuindo de forma inequívoca para o desenvolvimento e crescimento de algumas das mais conhecidas civilizações do mundo (Santos, 1998).

Sociedades como a egípcia (3000 a.C. e 1000 a.C.) tornaram-se referências históricas no que diz respeito ao uso de alvenarias; umas dessas referências são, por exemplo as Pirâmides de Gizé (Figura 2. 2). Estas estruturas apresentam uma das formas mais estáveis, que para além de possíveis assentamentos, o seu comportamento estrutural não apresenta nenhum problema particular, dado que o

seu espaço interior é limitado e os seus esforços são baixos e perfeitamente compatíveis com a resistência do material usado (Santos, 1998).



Figura 2. 2- Pirâmides de Gizé

2.1.2. ANTIGUIDADE CLÁSSICA

Os templos da Grécia Antiga (600 a.C. a 400 a.C.), eram em geral realizados com blocos de pedra talhados com muita precisão, justapostos e sobrepostos sem argamassa. Nas coberturas eram usadas telhas de barro sobre estruturas em madeira. As colunas com os seus capitéis tornaram-se a imagem de marca do período Grego. O espaço reduzido entre colunas era essencialmente uma necessidade estrutural, devido à fraca resistência à tracção deste material. (Figura 2. 3).



Figura 2. 3- Erecteum em Atenas

Os Romanos com o seu forte império, deram um passo importante na construção dos edifícios. Ao contrário dos Gregos que construíam essencialmente templos, os Romanos construíram estradas, pontes, aquedutos e palácios.

O tijolo foi o material mais usado em Roma desde o séc. I até ao início do séc. IV d.C. Foi nesta época que houve uma melhoria da qualidade dos mesmos. Também a técnica de alvenaria de pedra em junta seca foi melhorada, como se pode ver no Coliseu de Roma (Figura 2. 4).

Com a introdução do elemento em arco os Romanos tornaram possível a construção de vãos de maiores dimensões. Nestes elementos curvos é comum encontrar apenas esforços de compressão, não sendo necessária resistência à tracção. Se bem idealizados, os arcos têm uma enorme resistência à deformação ou ao movimento (Camelo, 2010).



Figura 2. 4- Coliseu de Roma

2.1.3. ERA GÓTICA

A queda do Império Romano do Ocidente provocou um período de ausência de arquitectura ocidental, e só a partir do século XI se verificaram avanços estruturais com a utilização de arcos e abóbadas semicirculares e o aparecimento dos arcos ogivais. Igrejas e outros edifícios foram marcados pela presença de torres de alvenaria. Surgiram então outras interessantes formas estruturais.

A arquitectura Gótica, apesar de ter como base a arquitectura Românica, deu um grande passo, ao tentar que a arquitectura e a estrutura se apresentassem integradas entre si. Foram introduzidos três importantes desenvolvimentos que permitiram converter o aspecto pesado e maciço das construções românicas na leveza das construções góticas. Em primeiro lugar, foram incorporadas vigas em arco nas estruturas das coberturas, permitindo a redução da espessura da alvenaria entre vigas. De seguida procedeu-se à substituição do arco semicircular pelo arco ogival permitiu uma redução no peso, uma vez, que o último permite que a estrutura siga mais facilmente as linhas de tensão. O arco ogival proporcionou grande flexibilidade arquitectónica, já que a sua forma ajudou a resolver os complicados problemas geométricos de linhas de tensão formadas pela intersecção de diferentes arcos da mesma altura mas de comprimentos diferentes. Por último, substituí-se os pesados contrafortes que suportavam as tensões horizontais que davam continuação aos arcos por arcobutantes e torres mais alinhadas com os eixos (Camelo, 2010).

Estas três grandes evoluções conduziram à adopção de estruturas em alvenaria sustentadas por elementos lineares trabalhando apenas à compressão. Ainda na tentativa de tornar a estrutura mais leve e com vantagem em termos de iluminação interior, muitas paredes foram substituídas por grandes vitrais (Camelo, 2010).

Um dos mais marcantes e famosos exemplos da arquitectura Gótica é a Catedral de Notre-Dame em Paris, França construída no século XII (Figura 2. 5).



Figura 2. 5- Catedral de Notre-Dame, Paris, França.

2.1.4. ERA RENASCENTISTA

Seguindo a arquitectura Gótica, a arquitectura Renascentista, nascida em Florença, trouxe novos conceitos de forma e proporção, caracterizando-se os edifícios por possuírem formas regulares de geometria simétrica em planta e em altura. Contrastando com os edifícios góticos de proporções muito superiores ao do ser humano com a finalidade de dominar o observador, o objectivo passou a ser o de integrá-lo de forma natural nas divisões. As catedrais, e em particular as suas cúpulas, são de grande interesse estrutural. Entre as mais marcantes está, sem dúvida, a Catedral de Santa Maria del Fiore, em Florença (Figura 2. 6) e caracterizada pela construção de duas cúpulas ligadas entre si por reforços nas suas bases. Este arranjo reduz o peso durante a construção e permite uma melhor solução para mudar a forma interior e exterior da cúpula. Enquanto a cúpula interior é de raio fixo, a exterior é de raio

variável, aumentando no sentido do topo. Desta forma, é facilitada a condução das tensões para os reforços colocados na base das cúpulas (Pereira 2003).



Figura 2. 6- Catedral de Santa Maria del Fiore

2.1.5. REVOLUÇÃO INDUSTRIAL

A Revolução Industrial (fins do séc. XVIII e início do séc. XIX) é também um marco histórico na indústria da construção, pois com o fabrico rápido e em série do aço e com o aparecimento do betão armado, houve uma evolução radical nas técnicas construtivas. Assim, com o aparecimento da construção metálica e o desenvolvimento do betão armado, a pedra, como material estrutural, sofreu um forte impacto principalmente pelo facto de só resistir a esforços de compressão ao contrário dos novos materiais usados, que também tinham um bom comportamento á tracção. Visto que estes novos materiais podiam ser moldados surgiram assim novas formas.

2.1.6. ACTUALIDADE

Durante o século XX, com o aparecimento do Movimento Modernista (nome dado aos movimentos vanguardistas na Europa Ocidental), a tradicional alvenaria estrutural foi rejeitada e deu lugar à alvenaria não estrutural. As estruturas reticuladas de betão e aço substituíram as tradicionais funções estruturais da alvenaria (Pereira, 2003).

No Modernismo, podem-se definir 3 objectivos: Rejeição do histórico (tudo o que é antigo), preocupação em utilizar novos materiais e novas técnicas construtivas e ambição de fazer arquitectura adequada à época (Pereira, 2003).

Um importante movimento Modernista foi representado pelo Futurismo, que surgiu em Itália em 1909 e terminou com o começo da 1ª Guerra Mundial. No conhecido “Manifesto Futurista” justificaram a substituição da alvenaria pelos novos materiais, como por exemplo o betão-armado, para assim renovarem a arquitectura e se libertarem da tradição.

Os Modernistas associavam a alvenaria ao ornamento e o objectivo da sua arquitectura era banir completamente qualquer tipo de ornamento ou decoração. Nesta época o ornamento é a própria estrutura, por tudo isto a alvenaria foi rejeitada, pois achavam que só os novos materiais, com as suas novas soluções estruturais, poderiam ajudá-los a atingir os seus ideais (Pereira, 2003).

Contudo, em vários países desenvolvidos, especialmente nos E.U.A., Canadá, Inglaterra, Alemanha e Países Baixos, as melhorias significativas introduzidas nos processos de produção, nos métodos de design e nas técnicas de construção actuais têm contribuído decisivamente para a afirmação da alvenaria estrutural como material de construção competitivo.

2.1.7. EM PORTUGAL

Em Portugal, a evolução das construções em alvenaria não é muito diferente das referidas anteriormente. Um pouco por todos o país, existem inúmeras obras do Império Romano: calçadas, castelos, pontes, e catedrais e templos religiosos (Figura 2. 7) (Silva 2008).

As habitações eram vulgarmente realizadas com os materiais mais abundantes na região. Assim, na zona norte criavam-se edifícios em alvenaria de pedra aparelhada em granito e de pedra seca usando palha para vedar juntas e assim impedir a passagem do frio, enquanto na zona sul executavam-se casas com paredes de taipa e de adobe. Na zona centro existe um misto destas soluções sendo mais corrente na zona litoral as paredes de terra e na zona interior as paredes de alvenaria ordinária executada por blocos de pedra irregular e por tijolos ou pedaços de tijolos ligados entre si por uma argamassa de cal e areia (Lourenço 2004).

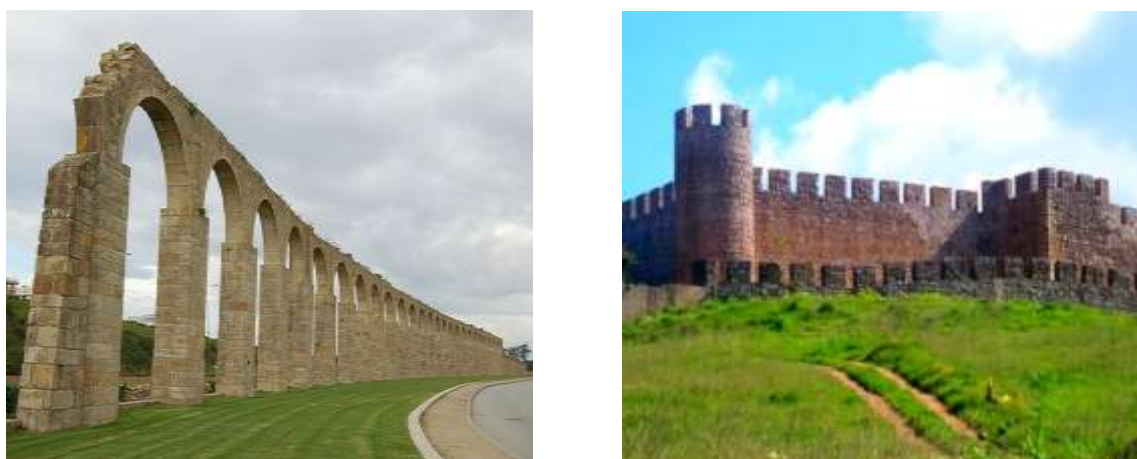


Figura 2. 7-Exemplos de construções em alvenaria de pedra românicas em Portugal.

Na época descobrimentos, surgem imponentes castelos, palácios e mosteiros (Figura 2. 8), e para habitação familiar eram usados edifícios em alvenaria de pedra com elementos em cantaria e em tabique. Utilizava-se madeira para realizar pavimentos ou para executar uma estrutura de vigas, prumos e diagonais de travamento, posteriormente preenchidas com pedaços de tijolo e/ou pedra ligados a argamassa pobre de cal e areia para construir paredes. Em alguns casos, para execução de pavimentos era também corrente executarem-se arcos ou abóbadas de tijolo.



Figura 2. 8- Mosteiro da Batalha

Após o sismo de 1755, as estruturas de alvenaria da época pombalina serviram de referência para a construção a nível nacional. A reconstrução da cidade de Lisboa é dominada por uma solução essencialmente destinada a acções sísmicas: o conceito de gaiola, concebido por uma estrutura de madeira formando as diagonais cruzadas, designadas cruces de Santo André (Figura 2. 9).

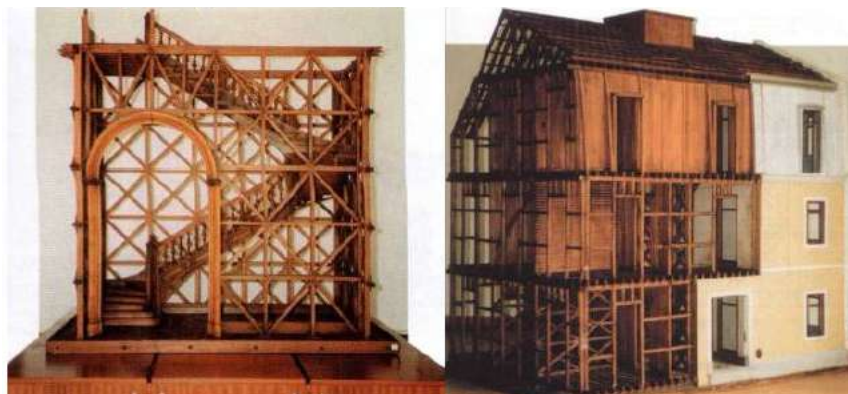


Figura 2. 9 - Sistema anti-sísmico da gaiola pombalina (Gouveia, 2003).

Após 1900, as construções do tipo gaiola têm o seu declínio com o advento de um novo material - O betão armado. Surgem numa primeira fase, os edifícios mistos (alvenaria e betão) ou metálicas. Assiste-se a uma crescente expansão de indústrias de produtos de betão, nem sempre regidos por normas de fabrico regulado ou de exigência de características (físicas e mecânicas) satisfatórias para uma boa construção (Gouveia, 2003).

O período de estagnação da aplicação de estruturas de alvenaria verificado a nível internacional, encontrou semelhante período em Portugal, onde se verificou um domínio claro das construções reticuladas de betão armado.

2.2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA DE PEDRA

A influência dos fenómenos sísmicos sobre o comportamento das estruturas de alvenaria de pedra é de extrema importância nos domínios do conhecimento da Engenharia Civil.

Um sismo constitui o resultado duma súbita libertação de energia num dado local, sendo responsável pela geração e propagação de diferentes tipos de ondas elásticas no solo, originando movimento vibratório que se pode decompor em três direcções ortogonais.

Assim, os efeitos de um dado sismo sobre uma estrutura, dependerão, não só das características do movimento vibratório que lhe está associado, como também da sensibilidade da estrutura a cada uma das três componentes do movimento.

Nas construções correntes as vibrações horizontais são mais intensas, sendo que as vibrações verticais ganham especial relevo em zonas que se situem próximas do epicentro.

Uma vez que se pretende abordar o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, as observações efectuadas após os vários sismos ocorridos, permitem obter informações importantes para o presente estudo.

É pertinente introduzir o conceito de magnitude, parâmetro que caracteriza a dimensão de um sismo e está directamente relacionado com a energia libertada no foco. É portanto, uma medida da grandeza absoluta de um sismo, independentemente da distância. A escala de magnitude é logarítmica, por isso uma variação de uma unidade de magnitude produz um deslocamento do solo 10.0 vezes maior e uma energia cerca de 32 vezes maior.

Em 1935, *C.F. Richter* criou de forma experimental a primeira escala de magnitude. A definição original da magnitude de *Richter* (*ML*) foi feita a partir da amplitude máxima do registo feito por um determinado tipo de sismómetro colocado a uma distância do epicentro de 100 km. No entanto, como os sismos ocorrem a distâncias variáveis dos sismómetros, foi necessário adicionar uma constante para compensar a atenuação do sinal sísmico com a distância. Depois de *Richter*, foram propostas várias

fórmulas de magnitude mais gerais, ou seja, com uma maior independência do instrumento usado: (a) a magnitude das ondas de superfície (*MS*); (b) a magnitude das ondas internas (*MB*) e (c) a magnitude de duração (*MD*), obtidas através de modelos diferentes.

2.2.1. TERCEIRA, 1 DE JANEIRO DE 1980

O sismo da terceira ocorrido a 1 de Janeiro de 1980 no Grupo Central do arquipélago do Açores, teve magnitude 7,2 na escala de Richter. A profundidade estimada foi cerca de 10 km. Mais de 3000 edifícios ficaram destruídos total ou parcialmente, sendo a distribuição espacial dos danos não homogénea.

Em relação às paredes de alvenaria de pedra, os danos mais frequentes e relevantes, por ordem de gravidade crescente foram (Oliveira et al, 1992):

- Fissuração “estrelada” em rebocos, principalmente nos panos mais frágeis;
- Fissuração generalizada de rebocos e queda em alguns casos;
- Abertura de fendas nas paredes, com especial incidência na zona vizinha dos cunhais e junto das aberturas;
- Grandes deslocamentos em cunhais com desprendimentos de pedras e rotações das paredes;
- Colapsos de partes de paredes;
- Colapsos generalizados de paredes.

As avarias nas ligações das paredes exteriores traduzem-se pela queda dos cunhais associada, ou com a rotação para o exterior da própria parede. As discontinuidades excessivas na constituição das paredes são também uma causa para o comportamento diferenciado dos cunhais e ombreiras, implicando muitas vezes a fissurações e deformações elevadas, concentradas nas zonas frágeis, conduzindo por vezes ao colapso. Também o mau comportamento das paredes de duas folhas, cheias de material solto, este material pode ter tendência para forçar a descida, formando-se um mecanismo de cunha que progressivamente facilita a desagregação das duas folhas (Oliveira et al, 1992).

Também os pavimentos quando não garantiram a correcta ligação às paredes enfraqueceram a resistência geral das paredes exteriores, agravando o impulso horizontal sobre as mesmas, agravamento este que em muitos casos se traduziu num efeito de “barriga” (Figura 2. 10) (Pomba, 2007).

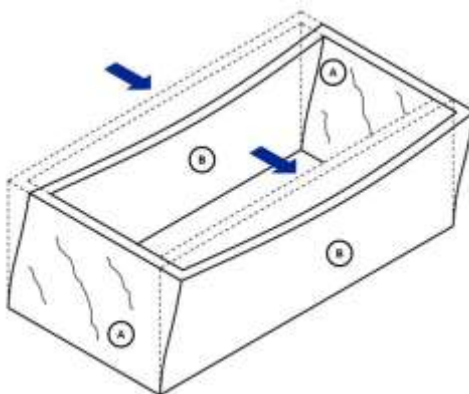


Figura 2. 10 – Efeito “barriga” em estruturas de alvenaria de Pedra (Pomba, 2007).

Em zonas com solos mais brandos ou em aterro, ocorreu um agravamento dos danos devido ao mau comportamento das fundações (Oliveira et al, 1992).

2.2.2. ÚMBRIA-MARCHE, 26 DE SETEMBRO DE 1997

No dia 26 de Setembro de 1997 ocorreram nas regiões italianas de Úmbria e Marche, dois sismos com magnitudes 5,5 e 5,9. Uma vez tratar-se de regiões de grande risco sísmico, houve uma preocupação acrescida de reforçar os edifícios existentes e construídos após os sismos de 1979.

Assim sendo, os sismos ocorridos em 1997 representam uma oportunidade de análise da eficiência das técnicas de reforço, nomeadamente em construções de alvenaria de pedra. As técnicas de reforço implementadas, geralmente consistiam na substituição de pavimentos de madeira por lajes de betão leve com a introdução de vigas na folha interna das paredes (vigas de contorno), sendo em alguns casos introduzidos tirantes.

Estudos realizados, concluíram que os edifícios sem qualquer tipo de reforço sofrem danos consideravelmente mais graves e em maior número do que os edifícios em que foram implementadas técnicas de reforço sísmico. No entanto, em alguns casos foram observados danos relevantes em construções de alvenaria de pedra onde tinham sido implementadas técnicas de reforço, nomeadamente com vigas de contorno (Pomba, 2007).

2.2.3. AÇORES, 9 DE JULHO DE 1998

Na manhã de 9 de Julho de 1998 as ilhas do Faial, Pico e São Jorge foram atingidas por um sismo de magnitude 6.

O epicentro ocorreu muito próximo destas ilhas e por conseguinte, as habitações sofreram acelerações verticais elevadas. As paredes de alvenaria foram particularmente afectadas por acelerações induzidas pela acção sísmica, uma vez que recebem um impulso vertical importante. Foi observada separação de paredes ortogonais nas zonas de cunhal com abertura de grandes fendas e movimentação de pedras aparelhadas de cunhal, a separação entre paredes periféricas de alvenaria e paredes interiores e ainda a separação entre as paredes periféricas e as estruturas de madeira da cobertura (Oliveira et al, 2008).

Os edifícios antigos de alvenaria de pedra com 1 ou 2 pisos, localizados nas zonas rurais compreendidas entre 5 e 10 km do epicentro, foram muito afectados pela acção sísmica, verificando-se em alguns locais o colapso total, mas em outras apenas se verificou danificações relativamente ligeiras. Esta situação de grande variabilidade de danos decorre naturalmente das características da acção sísmica cuja severidade alterou de local para local, atenuando-se na generalidade com a distância ao epicentro, sendo que, em algumas zonas terá tido características de amplificação dinâmica e direcionalidade importantes (afectando as construções em função das características geológicas e topográficas do local de implantação, bem como da orientação da edificação), mas também devido à natureza frágil deste tipo de construção que ocasiona uma grande dispersão de comportamentos, mesmo em situações de excitação aproximadamente uniforme (Oliveira et al, 2008).

Relativamente aos danos ocorridos na cidade da Horta, situada a 15 km do epicentro, há que relacionar as seguintes considerações: (a) não ocorreram colapsos; (b) alguns edifícios necessitavam de reparação pois em algumas zonas das paredes periféricas existiam aberturas ao nível dos pavimentos devido à rotação das mesmas em torno da fundação; e (c) existiam danos moderados em algumas construções incluindo fendas de corte nas paredes exteriores, colapso de parapeitos e deformação das paredes para fora do seu plano (Oliveira et al, 2008). Apesar da tecnologia construtiva empregue nas zonas rurais e urbanas serem as mesmas, nas zonas urbanas a qualidade construtiva é superior, podendo este facto justificar algumas discrepâncias de danos observados.

Na sequência do sismo de 1926 foi usual a utilização de técnicas de reforço associadas à colocação de esticadores metálicos e de pregagens, que se vieram a mostrar eficientes face aos danos observados. Em relação ao sismo de 1973, que afectou de forma menos significativa a cidade da Horta, utilizaram-se técnicas de cintagem parcial das paredes que vieram a revelar-se com menor eficácia no comportamento dos edifícios (Oliveira et al, 2008).

2.2.4. L' AQUILA, 6 DE ABRIL DE 2009

No dia 6 de Abril de 2009, um sismo de magnitude moderada atingiu L'Aquila, no centro de Itália. De acordo com o Instituto Nacional de Vulcanologia e Geofísica Italiano, o sismo teve uma magnitude de 6.2.

A profundidade do epicentro foi estimada em cerca de 10km. O sismo vitimou cerca de 305 pessoas, tendo sido registados mais de 1500 feridos e mais de 70.000 desalojados. Entre 10000 a 15000 edifícios tiveram danos ou sofreram colapso (Costa et al, 2010).

Uma vez que as tipologias de construção existentes, são análogas às Portuguesas, o estudo deste sismo resulta numa fonte de informação importante para o levantamento das principais deficiências a ser corrigidas, tornando assim possível minimizar danos semelhantes em Portugal na eventual ocorrência de um sismo.

Ocorreu uma diversidade de danos de acordo com o local, o estado de conservação, a idade e o tipo de construção.

Feita uma análise global do comportamento dos edifícios, observou-se que os edifícios de alvenaria tradicional comportaram-se de uma forma muito distinta dependendo das técnicas de construções utilizadas. Os edifícios que apresentaram níveis de danos mais elevado, ou mesmo colapso, foram os edifícios que não tinham sido submetido a obra de requalificação e reforço (Costa et al, 2010).



Figura 2. 11- Danos em estruturas de alvenaria tradicional (Costa et al, 2010).

As construções de alvenaria que tinham sido submetidas a obras de requalificação e reforço, mostraram qualidade e eficiência muito variáveis. Porém, as que possuíam tirantes metálicos e pavimentos em madeira obtiveram um melhor comportamento (Costa et al, 2010).



Figura 2. 12- Danos em estruturas de alvenaria reforçada (Costa et al, 2010).

3

MODELAÇÃO NÚMERICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

“A resposta de qualquer estrutura ao conjunto de forças, acelerações e deformações impostas, que constituem as solicitações, pode ser traduzida em termos de deslocamentos, esforços, deformações ou tensões, sendo influenciada pela forma e ligações da estrutura entre os seus elementos e com o exterior e pelas características dos materiais de construção que definem os parâmetros de rigidez e resistência do sistema estrutural.

A idealização do funcionamento estrutural, comportamento dos materiais e efeitos das acções usando modelos numéricos mediante hipóteses apropriadas constitui uma ferramenta adequada para avaliar a segurança das estruturas” (Costa, 2009).

Com as metodologias modernas de conservação e reabilitação do património são necessárias análises cada vez mais detalhadas, tendo como objectivo diagnosticar e efectuar avaliações de segurança. Assim, torna-se necessário desenvolver modelos numéricos capazes de prever eficazmente o comportamento das estruturas, nomeadamente a resposta deste tipo de estruturas sob acções do tipo sísmico, dando informações importantes acerca de possíveis mecanismos de colapso e de progressão do dano (Silva, 2008).

No presente capítulo procede-se a uma breve descrição sobre os principais tipos de modelos constitutivos para as estruturas de alvenaria. Seguidamente, e uma vez que se optou por uma macro modelação baseada num modelo de dano (Faria, 1994), fazer-se-á uma exposição mais detalhada do mesmo.

3.2. MICRO E MACRO MODELAÇÃO

Para analisar estruturas de alvenaria de pedra com base no método dos elementos finitos, existem diferentes modelos constitutivos que se podem agrupar segundo quatro tipos: micro modelos detalhados, micro modelos simplificados, modelos decorrentes de técnicas de homogeneização (também designados por modelos contínuos homogéneos) e macro modelos.

Na micro modelação os blocos e as juntas são representados por elementos contínuos homogéneos e isotrópicos distintos. A estratégia adoptada neste tipo de modelação permite, para malhas de elementos finitos muito refinadas, obter análises detalhadas com especial interesse em zonas onde as tensões são fortemente heterogéneas (Costa, 2009).

Na micro modelação detalhada, as interfaces entre os blocos e as juntas são representadas por elementos descontínuos (Figura 3. 1)

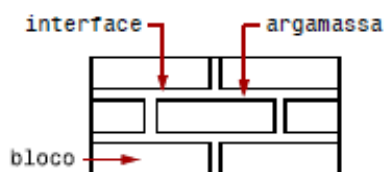


Figura 3. 1-Micro modelos detalhados (Costa, 2009).

Por sua vez na micro modelação simplificada (Figura 3. 2) os blocos são modelados usando elementos convencionais e a argamassa usando elementos de interface. A caracterização do comportamento da alvenaria usando estes modelos é possível a partir do conhecimento das propriedades das interfaces entre os seus elementos e dos seus componentes (apenas bloco no caso de alvenarias de juntas secas ou bloco e argamassa tratando-se de alvenarias de junta com argamassa). Por vezes considera-se espessura de junta nula, sendo esta espessura incluída nos blocos. Neste caso os parâmetros elásticos das juntas são calculados tendo em conta as propriedades dos dois constituintes (bloco e argamassa) e das interfaces. Habitualmente quando se considera espessura de junta nula não são considerados os efeitos de Poisson nesta (Costa, 2009).

Em geral perde-se rigor relativamente ao modelo anterior detalhado uma vez que tais efeitos não são considerados sendo a junta um plano potencial de fendilhação e de escorregamento.

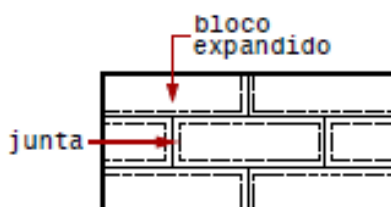


Figura 3. 2 – Micro modelos simplificados (Costa, 2009).

Nos modelos contínuos homogêneos é definido um modelo contínuo fictício equivalente de forma a permitir descrever o comportamento global da alvenaria como um material único (Figura 3. 3). As leis constitutivas são determinadas a partir das deformações médias e das tensões. Este modelo pode ser formulado de diversas formas.

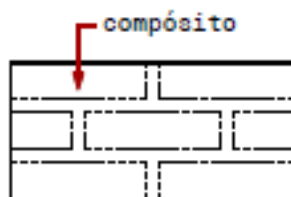


Figura 3. 3- Modelos contínuos homogêneos (Costa, 2009).

Quanto ao macro modelos os componentes são representados como um só elemento contínuo fictício equivalente, sendo o comportamento global da alvenaria representado por um compósito homogêneo (Figura 3. 4). Nestes modelos a lei constitutiva é estabelecida em termos de forças e de deformações generalizadas.



Figura 3. 4 – Macro – Modelos (Costa, 2009).

Após a descrição sucinta dos modelos conclui-se que não existe um modelo melhor que os outros, mas sim diversos campos de aplicação para cada um deles. A micro modelação permite uma melhor compreensão do comportamento local sendo aplicável ao nível do detalhe estrutural. Por sua vez a macro modelação é mais aplicável quando se pretende estudar o comportamento global das estruturas.

Nas análises não lineares efectuadas no presente trabalho e porque se trata de um tipo de análise bastante exigente em termos de esforço computacional e preparação do modelo, optou-se por um modelo contínuo homogéneo usando um modelo de dano contínuo (Faria 1994).

3.3. MACRO – MODELAÇÃO BASEADO NO MODELO DE DANO

O Modelo de Dano Contínuo foi desenvolvido por Faria (Faria, 1994), tendo como objectivo primordial reproduzir o comportamento não linear de grandes massas de betão. No entanto, as características deste modelo permitem alargar o seu campo de aplicação das estruturas de betão para as estruturas de alvenaria.

Este modelo baseia-se na Mecânica do Dano Contínuo e utiliza um conjunto de variáveis de dano que assumem os valores entre 0 e 1, e caracterizam o estado de tensão de um ponto da estrutura. Estas variáveis traduzem a evolução do dano do material, descrevendo assim a não linearidade material.

Pode interpretar-se o conceito de dano como uma medida dos defeitos do material associados a um elemento de superfície interno. Por sua vez, a variável de dano representa a densidade superficial de defeitos do material, em que o valor 0 corresponde à ausência de dano e o valor 1 se associa ao material completamente danificado, com a evolução da degradação do material, caracterizada pela redução da área resistente efectiva. Assim sendo, o conceito de tensão efectiva, está intrinsecamente relacionado com o conceito de dano.

Para uma melhor clarificação da distinção entre a usual tensão de *Cauchy* (σ) e a tensão efectiva $\bar{\sigma}$, apresenta-se o provete seguidamente esquematizado, que se reporta a uma situação 1D.

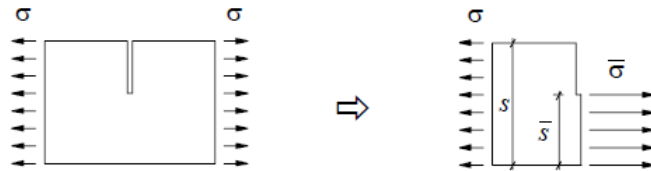


Figura 3. 5 – Tensão de Cauchy e tensão efectiva (Faria, 1994).

$$\sigma * S = \bar{\sigma} * \bar{S} \Rightarrow \sigma = \bar{\sigma} * \frac{\bar{S}}{S} \quad (3.1)$$

Por outro lado, se a variável de dano d expressar a densidade superficial dos efeitos do material ter-se-á:

$$d = \frac{S - \bar{S}}{S} = 1 - \frac{\bar{S}}{S} \Rightarrow \frac{\bar{S}}{S} = 1 - d \quad (3.2)$$

Assim obtêm-se:

$$\sigma = (1 - d) * \bar{\sigma} \quad (3.3)$$

3.3.1. LEI CONSTITUTIVA

Para modelar o comportamento de alvenarias frágeis é mais adequado fazer a divisão do tensor das tensões efectivas em dois tensores, o tensor das tracções ($\bar{\sigma}^+$) e o tensor das compressões ($\bar{\sigma}^-$). A decomposição do tensor das tensões efectivas é realizada no espaço das direcções principais, tendo em conta o sinal das tensões principais. Adicionalmente, para cada um dos tensores são introduzidas duas variáveis escalares de dano, isto é, ao tensor $\bar{\sigma}^+$ corresponde uma variável de dano para a tracção (d^+)

e para o tensor $\bar{\sigma}^-$ associa-se a outra variável de dano para a compressão (d^-). Estas duas variáveis de dano associadas à degradação produzida sob tracção ou compressão, têm domínios de variações idênticos a variável de dano d :

$$0 \leq (d^+; d^-) \leq 1. \quad (3.4)$$

A introdução das duas variáveis de dano conduz assim à lei constitutiva expressa por:

$$\sigma = (1 - d^+) * \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) * \bar{\sigma}^- \quad (3.5)$$

O modelo de dano está, associado ao uso de dois critérios de dano g^+ e g^- que controlam a expansão das superfícies de dano. Esse controlo é efectuado num espaço unidimensional, ao nível da tensão equivalente τ^+ e τ^- para a tracção e compressão, respectivamente (Vila Pouca, 2001).

A recorrência aos macro modelos para alvenarias com base em modelos de dano contínuo é bastante apropriada para representar a degradação da rigidez produzida por micro fendas que, com a evolução da solitação, tornam-se macro-fendas e, no limite, conduzem à rotura. Esta perda de rigidez, que ocorre devido ao processo de fendilhação, preponderante no regime de tracção pura, altera progressivamente as propriedades elásticas do material (Lopes, 2009).

3.3.1.1. Particularidades do Comportamento em Tracção

O Modelo de Dano Contínuo possui três formas diferentes para a definição do ramo pós-pico da lei de comportamento em tracção (Figura 3. 6). Ambas as alternativas apresentadas não consideram plasticidade no comportamento histerético, sendo as descargas dirigidas para a origem.

O primeiro caso traduz o ramo pós-pico da curva de tracção através de uma função linear. O segundo caso 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 última alternativa para a definição do ramo pós-pico, traduzida neste caso por uma função exponencial.

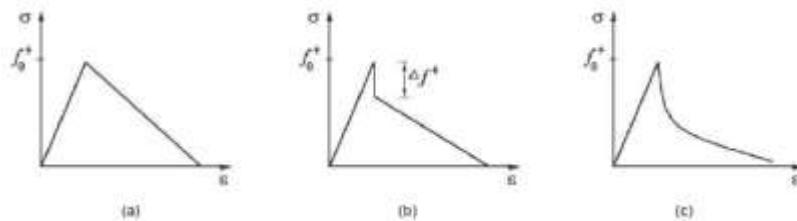


Figura 3. 6 – Alternativas para a definição do comportamento pós-pico em tracção (Costa, 2004):
(a) Lei linear; (b) lei linear com factor de redução; (c) lei exponencial

A lei de evolução usada no âmbito deste trabalho foi a exponencial, exposta na (Figura 3. 6 (c)), onde a lei de evolução de dano em tracção, d^+ é definida pela expressão:

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} * e^{A(1 - \frac{r^+}{r_0^+})} \text{ se } r^+ \geq r_0^+ \quad (3.6)$$

Na equação (3. 6) 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.

A constituição da curva de comportamento em tracção assenta nos princípios da mecânica da fenda distribuída, sendo o ramo descendente definido em função da energia de fractura G_f , incluída no parâmetro A da equação (3. 6).

A teoria da fenda distribuída consiste no tratamento da fissuração do material através de um artifício numérico, considerando uma extensão fictícia ε^* para o elemento em causa. Na prática, essa extensão fictícia está associada ao elemento finito que entra em fissuração.

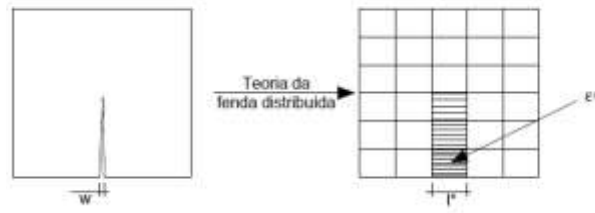


Figura 3. 7 – Representação ilustrativa do artifício numérico inerente à teoria da fenda distribuída (Lopes, 2009)

$$\varepsilon^* = \frac{w}{l^*} \quad (3. 7)$$

A representação esquemática da Figura 3. 7, mostra que o tratamento da fissura de abertura w por uma extensão fictícia fica dependente da largura l^* da banda de fendilhação considerada e, consequentemente, da malha de elementos finitos.

Dessa forma, é perceptível que relativamente a uma malha de dimensão l_1 a energia dissipada no processo da fractura tenha de ser a mesma que é produzida pela deformação fictícia da banda de fendilhação de largura l_1 :

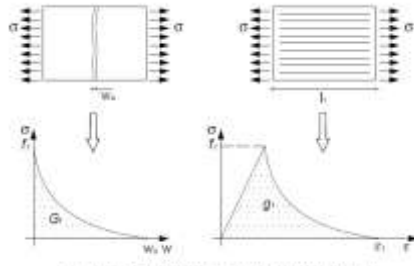


Figura 3. 8 – Energia de fractura em modelos de fenda distribuída (Lopes, 2009)

Tendo por base essa característica, o modelo de dano determina a curva que representa o comportamento em tracção usando uma energia de fractura de cálculo g_1 definida por :

$$g_1 = \frac{G_f}{l_1} \quad (3. 8)$$

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, 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.

3.3.1.2. Particularidades do Comportamento em compressão

A lei que define o comportamento não linear em compressão está ligada à evolução do parâmetro de dano d^- . A sua determinação é feita de acordo com a equação (3. 9).

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}^-} * (1 - A^-) - A^- * e^{B^- (1 - \frac{\bar{\tau}^-}{r_0^-})}, \text{ se } \bar{\tau}^- \geq r_0^- \quad (3. 9)$$

O parâmetro r_0^- tem um significado análogo ao do r_0^+ , utilizando nesta expressão mais dois parâmetros adicionais: A^- e B^- , cuja determinação é feita impondo a passagem da curva de

compressão em dois pontos pré-estabelecidos. 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.

3.3.2. PARÂMETROS DE DEFINIÇÃO DO MODELO DE DANO CONTÍNUO

O modelo de dano (Faria, 1994) encontra-se implementado em Cast3M, programa inicialmente desenvolvido pelo Departamento de Estudos Mecânicos e Térmicos (DEMT) da Comissão Francesa de Energia Atómica (CEA) para análise estrutural pelo método dos elementos finitos. Este programa possui um campo de aplicação bastante abrangente, possibilitando o estudo de problemas mecânicos dos fluidos, da térmica e da acústica. Contudo, a sua grande aplicação é na resolução de problemas mecânicos. No Quadro 3. 1, encontram-se descritos os parâmetros de calibração que se encontram divididos em três grupos distintos: parâmetros gerais, parâmetros de tracção e parâmetros de compressão (Costa, 2004).

Quadro 3. 1- Parâmetros para definição do modelo de dano contínuo em Cast3M

	Parâmetro	Descrição
Parâmetros Gerais	YOUN	Módulo de Elasticidade
	RHO	Densidade do Material
	NU	Coefficiente de Poisson
Parâmetros de Tracção	NCRI	Critério de Amaciamento em Tracção
	HLEN	Comprimento Efectivo dos Elementos Finitos
	GVAL	Energia de Fractura
	FTUL	Tensão Máxima Resistente de Tracção
	REDC	Factor de Redução de Pico
Parâmetros de Compressão	FC01	Tensão Limite de Elasticidade em Compressão
	RT45	Rácio de Compressão Equi-Biaxial
	FCU1	Tensão Resistente de Compressão de Referencia
	EXT1	Extensão do Ponto de Ajuste 1 (Ponto A)
	STR1	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

• **Parâmetros Gerais**

Os Parâmetros gerais incluem os valores que não estão relacionados exclusivamente com as características não lineares do material e que são necessários para o comportamento linear elástico.

- Parâmetros YOUN, NU e RHO

Dos três parâmetros apenas o módulo de elasticidade (YOUN) e o coeficiente de Poisson (NU) têm influência nas curvas de comportamento, sobretudo na fase elástica. A densidade do material (RHO) apenas é considerada no cálculo estrutural do modelo.

• **Parâmetros de Tracção**

Os parâmetros que definem a curva de tracção para o comportamento não linear do material são:

- Parâmetro FTUL:

Representa o valor da tensão máximo resistente de tracção. Este parâmetro, juntamente com o módulo de elasticidade define a zona de pré-pico da curva de tracção, uma vez que esta corresponde à zona de comportamento linear elástico do material traccionado.

- Parâmetro NCRI

Determina qual o tipo de tracção pós-pico na curva de tracção. Caso este seja igual a 1, situação adoptada neste trabalho, o programa irá assumir uma lei exponencial para o traçado da curva. No caso de este valor ser igual a 2 o programa irá adoptar um traçado linear passando a ter interesse o uso do parâmetro REDC caso se pretenda que a curva de tracção contenha uma quebra abrupta quando é atingida a tensão de pico.

- Parâmetros GVAL e HLEN:

Tendo o tipo de lei a utilizar na zona de pós-pico definido, o traçado definitivo 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. O quociente entre GVAL e HLEN indicam então a área total sob a curva de tracção.

• **Parâmetros de Compressão**

A definição da curva de compressão do material é mais complicada de calibrar uma vez que envolve mais parâmetros que a anterior, os parâmetros que definem a curva de compressão do material são:

- O parâmetro RT45

Diz respeito ao efeito de compressão equi-biaxial e serve para traduzir o aumento do valor da tensão limite de elasticidade no caso do material se encontrar comprimido biaxialmente. Não se considerou este efeito adoptando assim o valor igual a 1 para este parâmetro de forma conservativa.

- Ponto 0, A, B e P:

Os restantes parâmetros que definem o comportamento não linear, correspondentes aos quatro pontos representados na Figura 3. 9 , desses pontos apenas o ponto 0 não é definido de forma completamente manual. Todos os outros são introduzidos através do par de coordenadas tensão – deformação que os definem.

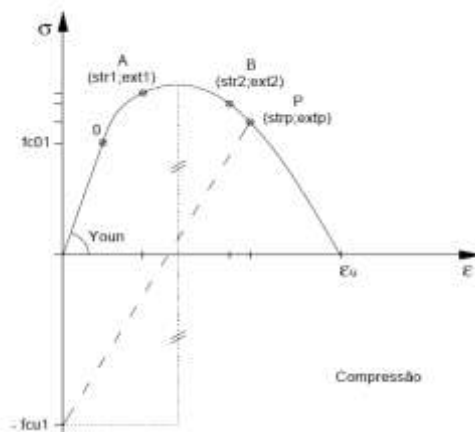


Figura 3. 9. Pontos de ajuste da curva de compressão

- Parâmetro FC01 (Ponto 0)

O ponto 0 representa a fronteira entre o comportamento linear elástico e não linear e, dessa forma, é definido pelo valor do módulo de elasticidade e o valor da tensão limite de elasticidade em compressão (FC01). A curva fica dividida em dois ramos distintos: uma recta até ao ponto 0 e uma curva parabólica daí para a frente, esta parábola é o resultado do ajuste dos pontos 0, A e B.

A variação do valor de FC01 deve ser feita cuidadosamente, considerando sempre a variação dos restantes parâmetros que definem os outros pontos de ajuste da curva. Verifica-se que para valores manifestamente baixos de FC01 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 3. 10). Este efeito resulta do facto da implementação do Modelo de Dano pretender que seja possível definir uma curva, independentemente dos parâmetros introduzidos (Monteiro, 2009).

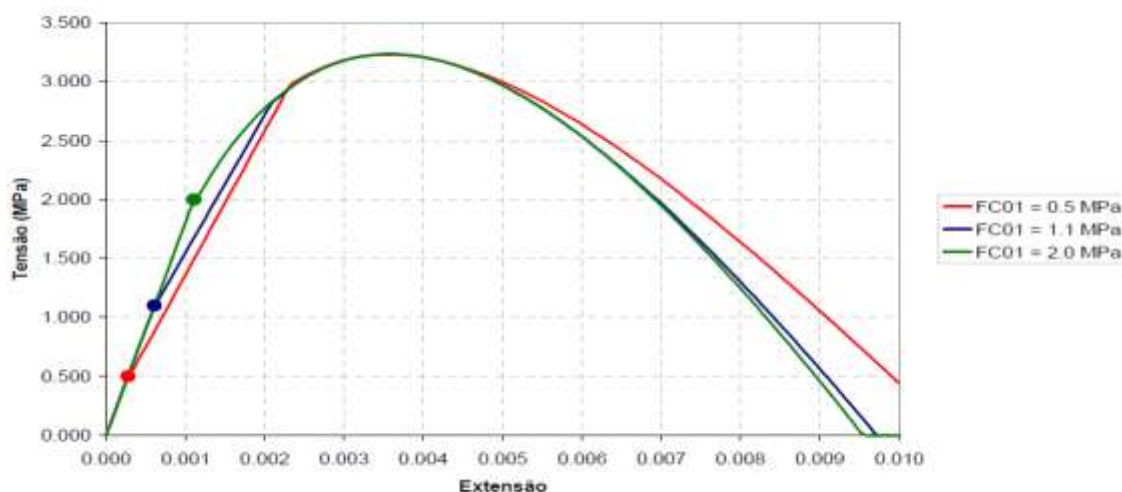


Figura 3. 10 – Influência da variação de FC01 na definição da curva de compressão (Monteiro 2009).

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

Os pontos A e B servem, em conjunto com o ponto 0, para ajustar a parábola que reproduz a zona de comportamento não linear do material. Assim, deve-se escolher o posicionamento para que estes pontos se situem sobre a curva do material e à qual se pretende aproximar a curva numérica.

Usualmente, a localização adoptada para o ponto A corresponde a um ponto antes do pico da curva e a do ponto B depois do pico. 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 3. 11. Uma vez que o valor da tensão resistente da curva numérica não é dado pelo parâmetro FCU1, 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.

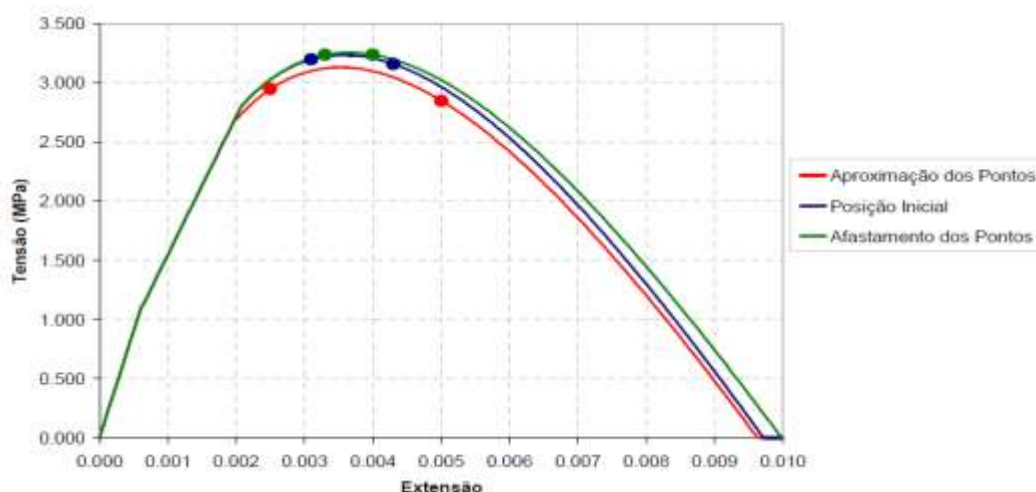


Figura 3. 11 – Influência da variação dos pontos A e B na definição da curva de compressão (Monteiro, 2009).

- Parâmetros EXTP, STRP e FCU1 (Ponto P):

A posição escolhida para o ponto P não é directamente utilizada para a configuração da curva envolvente monotónica do comportamento à compressão. A sua influência prende-se, essencialmente, com as descargas e recargas do material, bem como a rigidez com que as processam. A figura seguinte ilustra a variação das curvas causadas pelas alterações do ponto P.

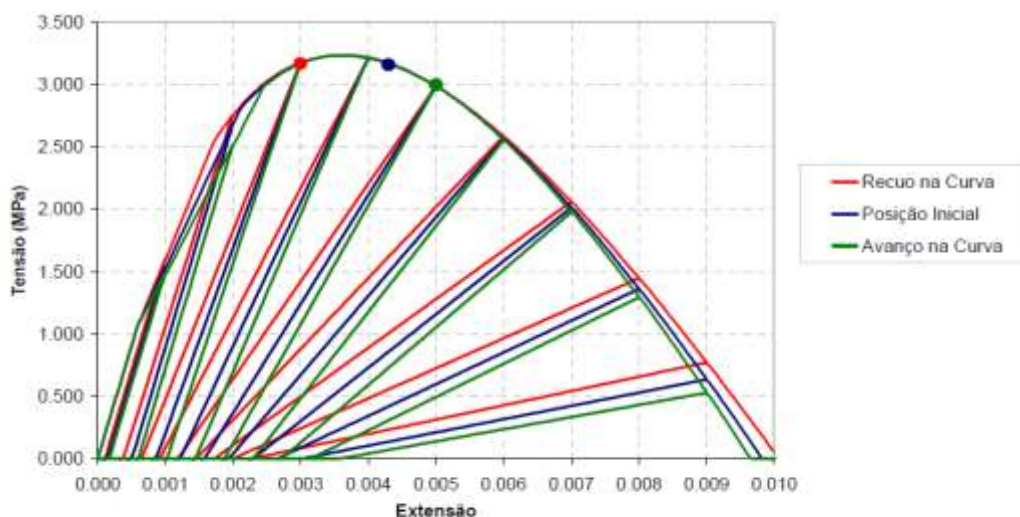


Figura 3. 12 – Influência da variação do ponto P na definição da rigidez das descargas e recargas (Monteiro, 2009)

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 (Figura 3. 12).

Deve-se escolher as coordenadas do ponto P de modo 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.

Para o presente trabalho considerou-se 3 materiais distintos que, contudo, apresentam as mesmas características à compressão, divergindo o seu comportamento à tracção. Assim considerou-se um primeiro material com o valor da tensão máxima resistente de tracção de 100 KPa, um segundo material de 50 KPa e o terceiro com 5 Pa. Para construir a curva de comportamento de compressão destes três materiais utilizou-se os parâmetros de compressão adoptados por Silva (2008), alterando apenas FC01 para evitar o efeito de “truncagem” acima referido.

O Quadro 3. 2 e a Figura 3. 13 e a Figura 3. 14, ilustram os diferentes parâmetros e curvas de comportamento dos diversos materiais, para que assim se possa fazer uma melhor análise dos mesmos.

Quadro 3. 2- Valores adoptados para definição do modelo de dano contínuo em Cast3M

Parâmetro		Material 1	Material 2	Material 3	Unidades
Parâmetros Gerais	YOUN		0.4E9		Pa
	RHO		1850		$\frac{kg}{m^3}$
	NU		0.2		-
Parâmetros de Tracção	NCRI		1		
	HLEN		$\sqrt[3]{d1 * d2 * d3}$		
	GVAL		50		
	FTUL	1E5	0.5E5	5	Pa
	REDC		1		-
	FC01		-8E6		Pa
Parâmetros de Compressão	RT45		1		-
	FCU1		-2.6E7		Pa
	EXT1		-0.0132		-
	STR1		-0.246E7		Pa
	EXT2		-0.0157		-
	STR2		-0.237E7		Pa
	EXTP		-0.022		-
	STRP		-0.33E7		Pa

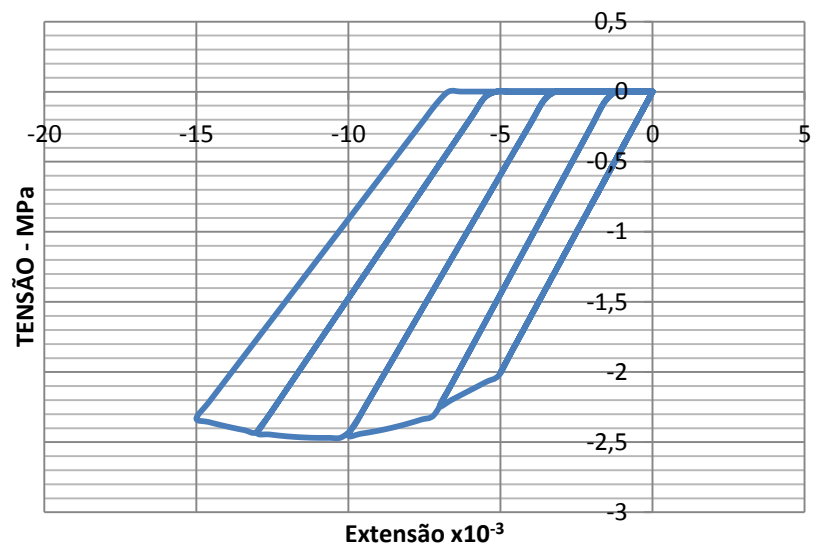


Figura 3. 13 – Curva de comportamento dos três materiais à compressão

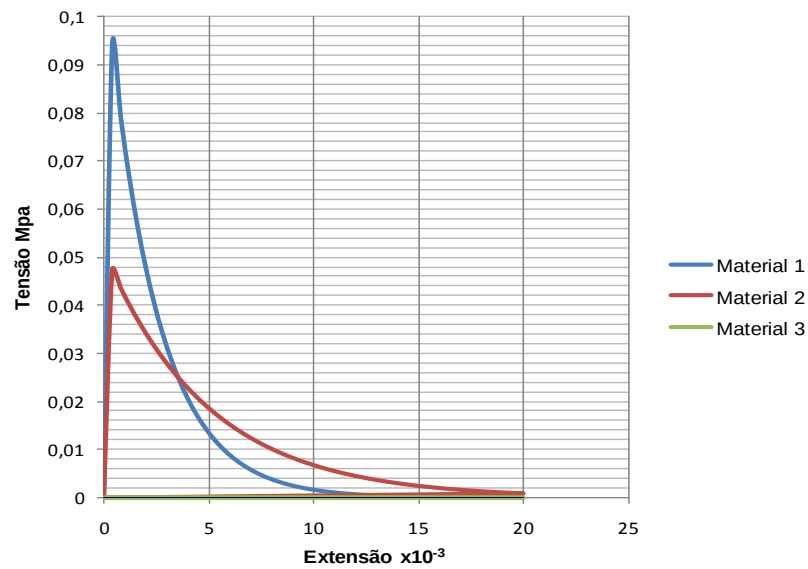


Figura 3. 14 – Curva de comportamento dos três materiais à tracção

Adoptou-se as propriedades mecânicas da alvenaria de pedra do material 1 nos modelos do capítulo 4 e capítulo 5. Contudo, fazer-se-á algumas comparações deste material com os dois restantes materiais.

4

ANÁLISE NUMÉRICA DE PAREDES ISOLADAS DE ALVENARIA DE PEDRA

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

“As estruturas são compostas por diferentes elementos com função resistente: elementos horizontais como lajes e vigas, e verticais como pilares e paredes. No caso particular de edifícios de alvenaria estrutural, as paredes são os elementos resistentes por excelência e assumem um papel preponderante no comportamento global destas estruturas” (Silva, 2008).

No presente capítulo irá estudar-se pormenorizadamente duas paredes isoladas de alvenaria (PA1 e PA2), recorrendo ao programa de cálculo CAST3M (CEA, 1990), tendo-se focado no estudo pormenorizado do estado de tensão, avaliando a sua resposta a acções do tipo sísmico.

Antes de iniciar o estudo acima referido, foi necessário adaptar os procedimentos de cálculo existentes em CAST3M necessários para o presente trabalho. Esta fase serviu ainda para uma melhor compreensão do programa em questão. Nos estudos preliminares adoptaram-se acções dinâmicas simples, nomeadamente sinusóides de diversas frequências e pulsos considerando as paredes constituídas pelos três materiais referidos no capítulo anterior de forma a aferir as suas respostas. Estes resultados preliminares não serão apresentados directamente no presente trabalho devido a sua extensão, no entanto denota-se a importância do mesmo para o desenvolvimento deste trabalho.

As duas paredes de alvenaria (PA1 E PA2) possuem 2.17m de largura e 0.68m de espessura, tendo a PA1 uma altura de 2.71m e PA2 10m (Figura 4. 1). A escolha da geometria destas paredes, teve por objectivo comparar a resposta de uma parede mais alta e mais esbelta (PA2), com a de uma parede mais rígida (PA1). Quanto às propriedades mecânicas da alvenaria de pedra atribuídas aos modelos, adoptaram-se as características do material 1, definidas no Quadro 3. 2, do capítulo anterior. Contudo, fazer-se-á algumas comparações deste material com os dois restantes materiais.

Em termos de condições de apoio considerou-se que as paredes estavam impedidas de se deslocar na base nas três direcções (X; Y, Z).

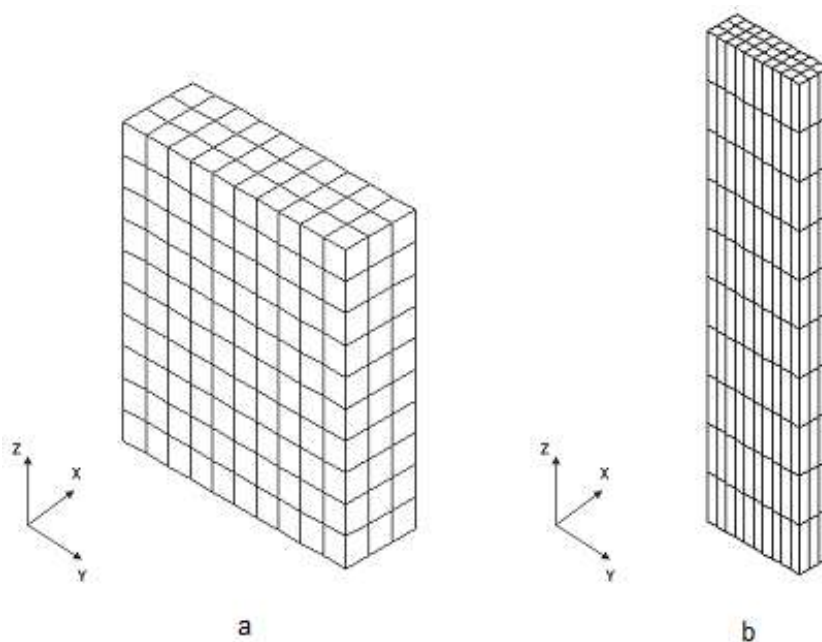


Figura 4. 1 – Modelo em Cast3M das paredes PA1 (a) e PA2 (b).

4.2. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR

O objectivo da realização de uma análise modal preliminar é obter os valores das frequências naturais das estruturas e as correspondentes deformadas modais. Este tipo de análise é de extrema importância, permitindo assim tomar algumas decisões fundamentais para a análise sísmica das estruturas, nomeadamente sobre o passo de integração e identificar o tipo de sismo mais danoso para as mesmas.

A análise modal das estruturas, tal como todas as análises efectuadas no âmbito deste trabalho, foram efectuadas em Cast3M. Após definir a malha de elementos finitos dos modelos considerados, as propriedades mecânicas da alvenaria e as condições de fronteira, foram calculadas as matrizes de rigidez e de massa através dos operadores *RIGI* e *MASS*, respectivamente. Com estes dados precedeu-se à análise modal, efectuada com recurso ao operador *VIBRATION*. Este operador calcula as primeiras n frequências próprias, modos de vibração e massas modais com base nas características previamente referidas, sendo n um valor inteiro a definir. O cálculo é efectuado para um dado intervalo de frequências introduzido pelo utilizador. Definiu-se como critério que esta análise modal seria efectuada para as primeiras frequências num intervalo entre 0.1Hz e 100Hz.

Os resultados da análise modal encontram-se compilados nos pontos seguintes para as direcções XX , YY e ZZ , indicando-se os valores das frequências para cada um dos modos e os respectivos rácios de participação de massa (R_x, R_y, R_z). Os valores dos rácios foram determinados a partir do valor massa modal M_n , do factor modal de participação sísmica (L_n) e da massa total (M):

- Massa Modal (M_n):

$$M_n = \Phi_n^T * M * \Phi_n \quad (4.1)$$

- Factor modal de excitação sísmica (L_n):

$$L_n = \Phi_n^T * M * \{d\} \quad (4.2)$$

- Rácio de massa participativa em cada uma das direcções (R_x, R_y, R_z)

$$R_x = R_y = R_z = \frac{L_n^2}{M_n} \quad (4.3)$$

Onde:

- ϕ_n é o vector da deformada modal no modo n ;
- $\{d\}$ é um vector dos co-senos directores da acção;
- M é o valor da massa total da estrutura.

Dado que a soma do rácio da massa participativa de todos os modos é igual a 1, este parâmetro permite aferir qual o número de modos necessário para definir correctamente a resposta global de uma estrutura.

No presente trabalho considerou-se como sendo o suficiente para caracterizar a resposta da estrutura, adoptar os modos cuja soma das massas efectivas modal fosse pelo menos 80% da massa total.

Na Figura 4. 2 e Figura 4. 4, apresentam-se os rácios de participação de massa nos diferentes modos em cada uma das 3 direcções para PA1 e PA2. Assim, da análise desse gráfico facilmente se consegue identificar o número de modos necessários para caracterizar a resposta da estrutura em cada uma das direcções principais da estrutura (XX, YY, ZZ).

Por sua vez a Figura 4. 3 e a Figura 4. 5 são apresentados os modos de vibração mais participativos nas três direcções.

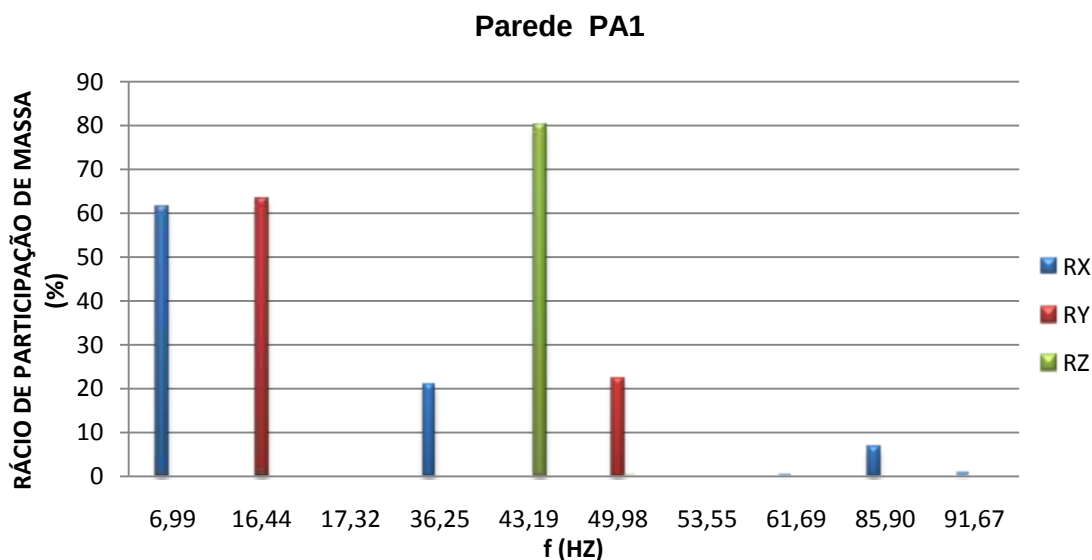
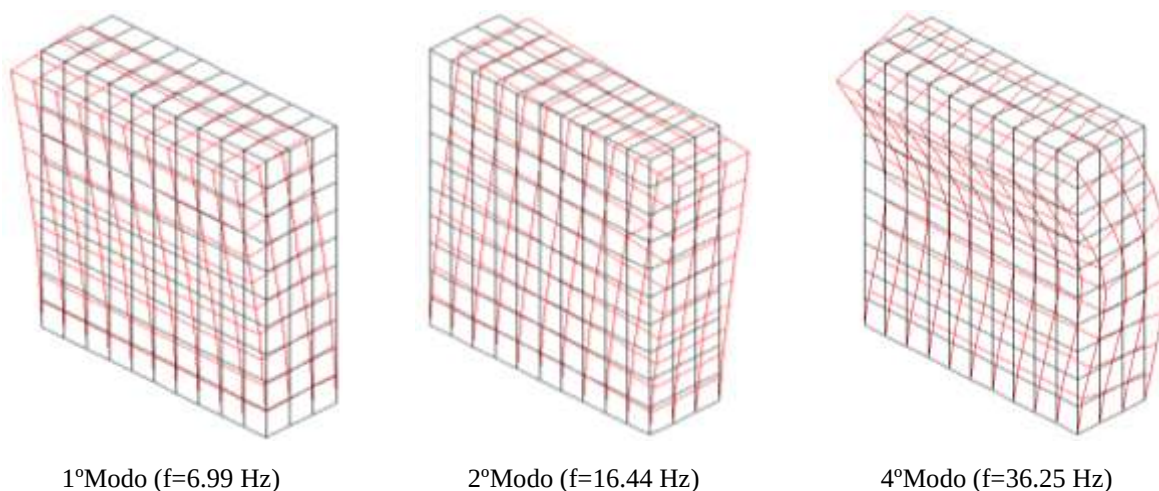


Figura 4. 2 – Rátios de participação de massa para cada um dos modos de vibração determinados na análise modal da PA1 para as direcções principais (XX , YY ,ZZ)



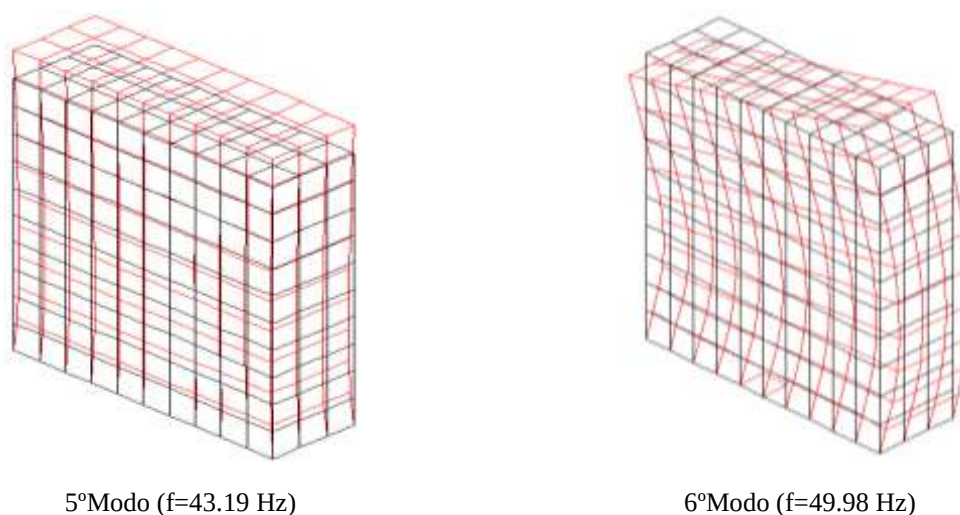


Figura 4. 3 – Deformadas modais obtidas para a PA1.

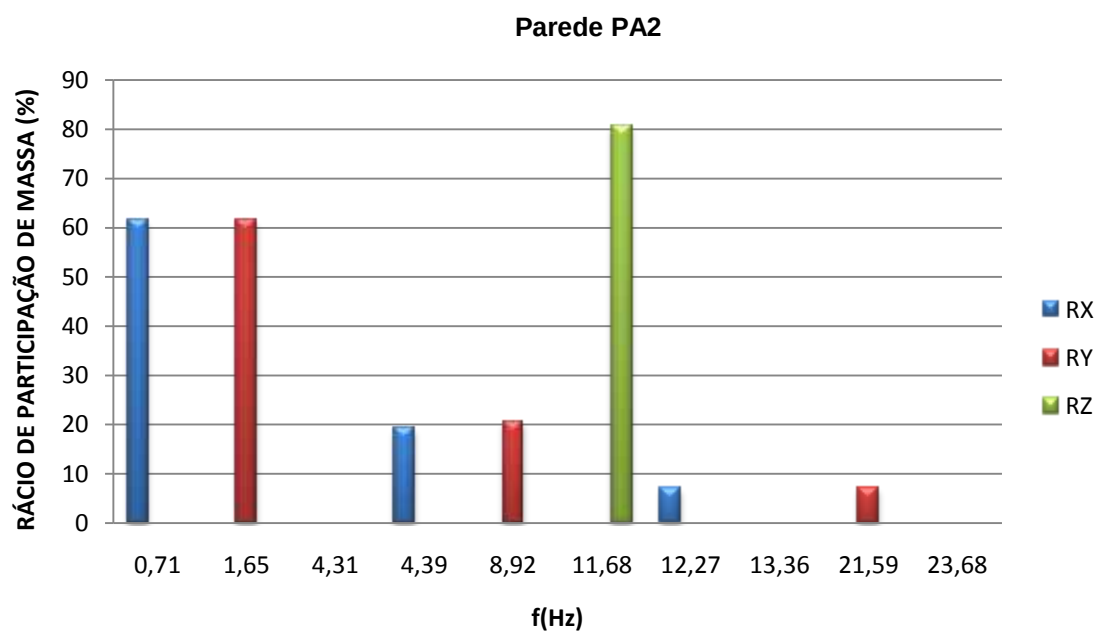
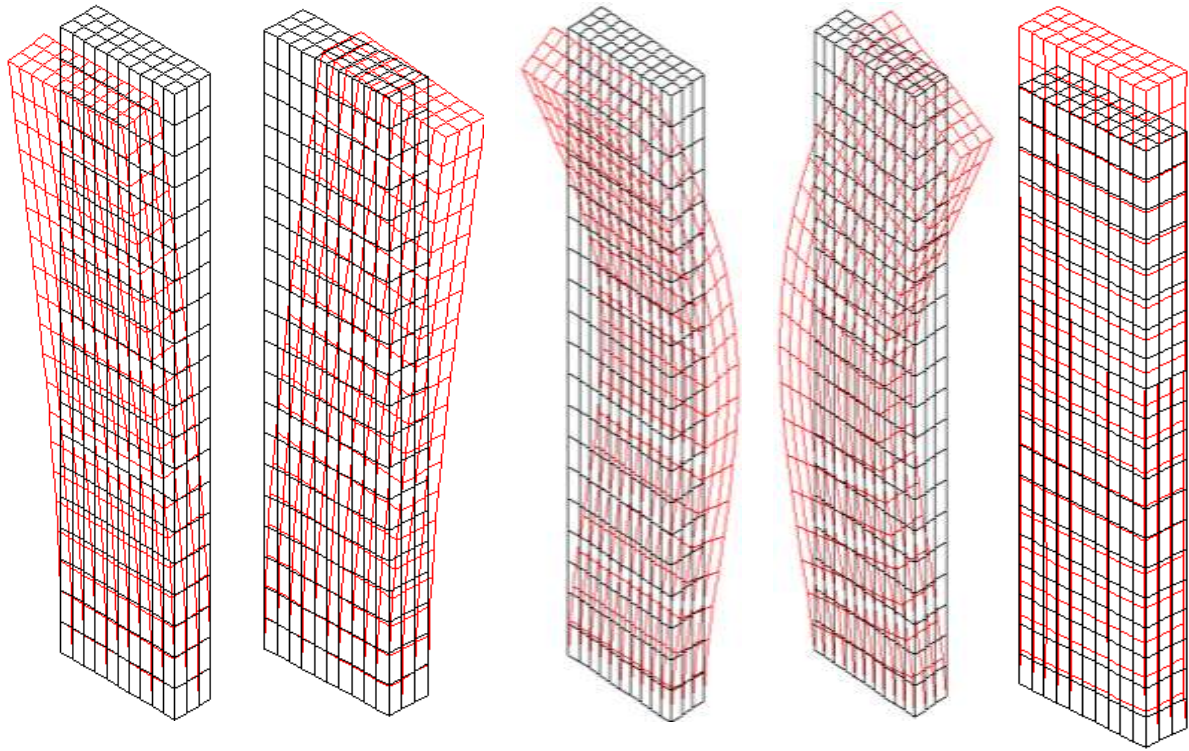


Figura 4. 4 – Rácios de participação de massa para cada um dos modos de vibração determinados na análise modal da PA2 para as direcções principais (XX, YY, ZZ)



1ºModo (f=0.71 Hz) 2ºModo (f=1.65 Hz) 4ºModo (f=4.39 Hz) 5ºModo (f=8.92 Hz) 6ºModo (f=11.7 Hz)

Figura 4. 5 – Deformadas modais obtidas para a PA2

4.3. ANÁLISE SÍSMICA

4.3.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

O equilíbrio dinâmico de uma estrutura num instante t é estabelecido por intermédio da seguinte equação:

$$M * \ddot{u}_t + C * \dot{u}_t + k * u_t = F_t \quad (4. 4)$$

Onde M , C , K , são respectivamente, as matriz de massa, a matriz de amortecimento e a matriz rigidez da estrutura e $\ddot{u}_t$, $\dot{u}_t$, u_t são, os vectores das acelerações, velocidade e deslocamentos no instante t , respectivamente. A dimensão de cada uma destas matrizes corresponde ao número de graus de liberdade do sistema.

A equação de equilíbrio dinâmico de um sistema discreto traduz o equilíbrio das forças efectivas associadas a cada um dos graus de liberdade do sistema. Existem quatro tipos de forças:

- Forças de inércia, $F_I(t)$;

$$F_I(t) = - M * \ddot{u}_t \quad (4. 5)$$

- Forças de amortecimento, $F_D(t)$;

$$F_t(t) = - C * \dot{u}_t \quad (4. 6)$$

- Forças elásticas, $F_E(t)$;

$$F_E(t) = - K * u \quad (4. 7)$$

- Forças exteriores, $F_t(t)$;

$$F_I(t) + F_t(t) + F_E(t) + F_t(t) = 0 \quad (4. 8)$$

4.3.2. RESOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS NÃO LINEARES

4.3.2.1. Método de Newmark

A resolução do problema dinâmico resultante do efeito da acção sísmica foi realizada integrando as equações de equilíbrio dinâmico no tempo, utilizando um procedimento implementado no programa CAST3M, o qual se baseia no método de Newmark.

Trata-se de um método implícito de integração passo a passo, que supõe uma variação linear das velocidades, isto é, considera a aceleração constante num dado intervalo de tempo. Assim e considerando que são conhecidos todos os parâmetros no instante t , a velocidade e o deslocamento ($t+\Delta t$) são traduzidos pelas equações seguintes.

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1 - \gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (4.9)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t * \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{u}_t + \beta\ddot{u}_{t+\Delta t}\right]\Delta t^2 \quad (4.10)$$

Onde γ e β são dois parâmetros de ajuste que permitem controlar a estabilidade e a precisão do método, permitindo estabelecer uma ponderação linear entre as acelerações inicial e final, tendo em vista o factor γ a definição da velocidade, e o factor β a definição de deslocamentos.

Estes parâmetros são assumidos pelo procedimento PASAPAS como sendo $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$, como proposto na bibliografia, o que faz com que o método seja incondicionalmente estável (Lopes, 2009).

É necessário a adopção de um intervalo temporal (Δt) para o método de Newmark, estando os resultados da integração afectados de uma maior ou menor precisão, sendo recomendável a utilização de um intervalo temporal definido por:

$$\Delta t \leq \frac{1}{f_{max} \cdot 10} \quad (4.11)$$

Em que f_{max} é o valor da máxima frequência da estrutura susceptível de ser excitada.

Assim, e tendo em consideração o resultado da análise modal, considerou-se uma frequência máxima de 50 Hz para a parede 1 e 10 Hz para a parede 2, obtendo-se os valores de $\Delta t = 0.002s$ para a parede 1 e $\Delta t = 0.01s$ para a parede 2.

Considerando $\Delta u_{t+\Delta t} = u_{t+\Delta t} - u_t$ e separando as contribuições associadas ao instante t das correspondentes ao instante $t+\Delta t$, as expressões (4.9) e (4.10) podem ser reescritas da seguinte forma:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \widetilde{\ddot{u}}_t + \frac{1}{\beta * \Delta t^2} \Delta u_{t+\Delta t} \quad (4.12)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \widetilde{\dot{u}}_t + \frac{\gamma}{\beta * \Delta t} \Delta u_{t+\Delta t} \quad (4.13)$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u_{t+\Delta t} \quad (4.14)$$

Em que:

$$\widetilde{\ddot{u}}_t = -\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\ddot{u}_t - \Delta t\left(\frac{\gamma}{\beta * \Delta t} - 1\right)\ddot{u}_t \quad (4.15)$$

$$\widetilde{\dot{u}}_t = -\frac{1}{\beta * \Delta t}\dot{u}_t - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{u}_t \quad (4.16)$$

Substituindo as formulas (4.12) a (4.16) na equação (4.4) para o instante $t + \Delta t$ obtêm-se:

$$\left(\frac{1}{\beta * \Delta t^2} * M + \frac{\gamma}{2\beta}\right) * \Delta u_{t+\Delta t} + K * (u_t + \Delta u_{t+\Delta t}) = f_{t+\Delta t} - M * \widetilde{u}_t - C \widetilde{u}_t \quad (4.17)$$

A resolução desta equação passa pela determinação da variação incremental do vector de deslocamentos $\Delta u_{t+\Delta t}$ que tem que ser obtido por um processo iterativo, uma vez que o vector das forças resistentes internas (K), tem uma dependência não linear do vector de deslocamentos actualizado ($u_{t+\Delta t}$). O método usado na resolução do problema não linear foi o método de *Newton-Raphson*.

4.3.3. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH (ξ)

É necessário o conhecimento das matrizes de Rigidez (K), de Massa (M) e de Amortecimento (C) para efectuar os cálculos numéricos, nomeadamente aqueles que seguem o algoritmo apresentado anteriormente (Newmark e Newton-Raphson). 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. Obteve-se, segundo a fórmula de Rayleigh, a matriz de amortecimento (4.18), trata-se de um amortecimento puramente viscoso proporcional às matrizes de massa e de rigidez (Figura 4.6).

$$C = \alpha * M + \lambda * K \quad (4.18)$$

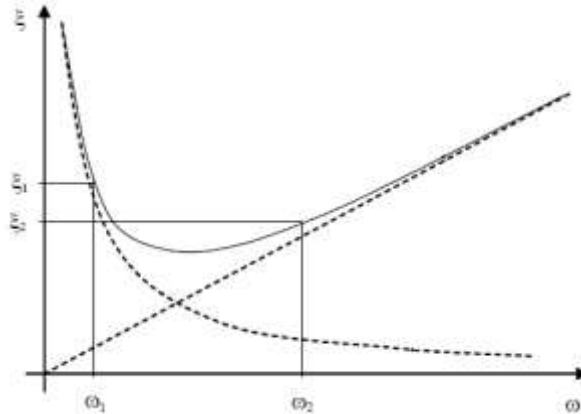


Figura 4.6- Evolução do amortecimento relativo em função da frequência para o modelo de amortecimento de Rayleigh.

Da equação anterior é possível deduzir que o amortecimento varia com a frequência através da relação apresentada na equação seguinte:

$$\xi = \frac{\alpha}{2 * W_n} + \frac{\lambda * W_n}{2} \quad (4.19)$$

A matriz de amortecimento de Rayleigh é construída impondo dois pontos da curva tendo como abcissas duas frequências angulares, W_1 e W_2 , que correspondem dois valores de amortecimento e ordenadas ξ_1 e ξ_2 . Determinam-se os parâmetros α e λ que permitem traçar a curva de evolução do amortecimento em função da frequência da estrutura.

$$\alpha = \frac{2 * \xi * w_1 * w_2}{w_1 + w_2} \quad (4.20)$$

$$\lambda = \frac{2 * \xi}{w_1 + w_2} \quad (4.21)$$

A matriz de amortecimento foi então determinada através da combinação linear das matrizes de massa e rigidez admitindo um coeficiente de amortecimento, $\xi_1 = \xi_2$, no primeiro modo global da estrutura na direcção horizontal YY e o primeiro na direcção vertical ZZ, determinados através das análises modais.

Salienta-se que este procedimento não contabiliza a componente histerética do amortecimento, dada pela não linearidade material, entrado indirectamente nos cálculos dinâmicos. No entanto, o modelo de dano usado neste estudo não tem capacidade desejada de dissipação de energia, ou seja, apresenta um amortecimento histerético mais baixo.

Considerou-se para coeficientes de amortecimento o valor de 5% para as análises lineares sendo este um valor usualmente utilizado. Para inferir a influência do amortecimento nas análises não lineares adoptaram-se dois valores distintos, 2% e 5%.

Quadro 4. 1 – Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.

	W1	W2	Análise não linear 1 $\xi_1 = \xi_2$	Análise não linear 2 $\xi_1 = \xi_2$	Análise linear $\xi_1 = \xi_2$
Parede 1	43.99	271.43	0.05	0.02	0.05
Parede 2	4.46	73.39	0.05	0.02	0.05

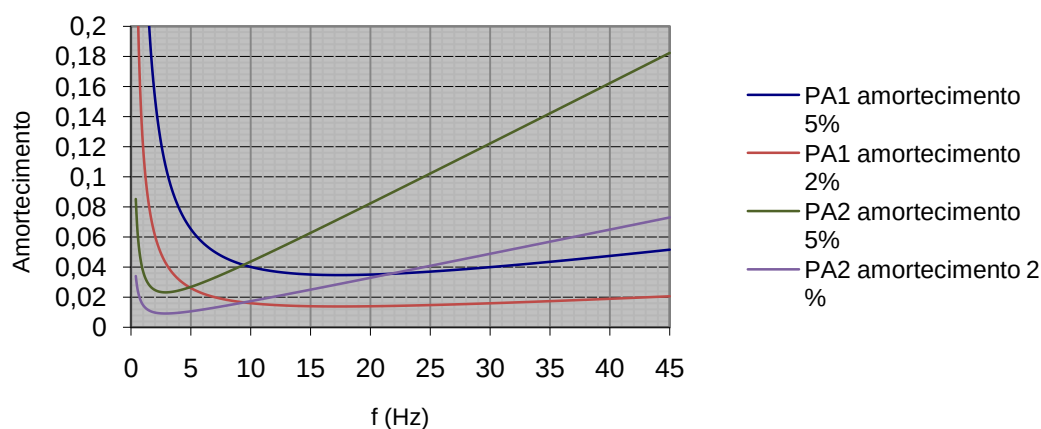


Figura 4. 7- Evolução dos amortecimentos da PA1 e da Pa2 para o modelo de amortecimento de Rayleigh.

4.3.4. ACÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA

A avaliação do comportamento sísmico das paredes foi feita a partir de acelerogramas gerados artificialmente com base nos espectros de resposta propostos pelo Eurocódigo 8 (CEN,2005) e no zonamento proposto no Documento Nacional de Aplicação (DNA).

4.3.4.1. Geração de acelerogramas

Os acelerogramas foram obtidos recorrendo ao programa SIMQKE (Vanmarckle,1969), que permite gerar automaticamente 10 acelerogramas para cada um dos tipos de sismos (Tipo 1 e Tipo 2), de acordo com o Eurocódigo 8, o sismos do tipo 1 correspondem a sismos afastados e sismo do tipo 2

correspondem a sismo próximos/ intraplacas. Os acelerogramas gerados dependem essencialmente da zona do território onde se situa a estrutura e do tipo de terreno sobre a qual esta se encontra instalada.

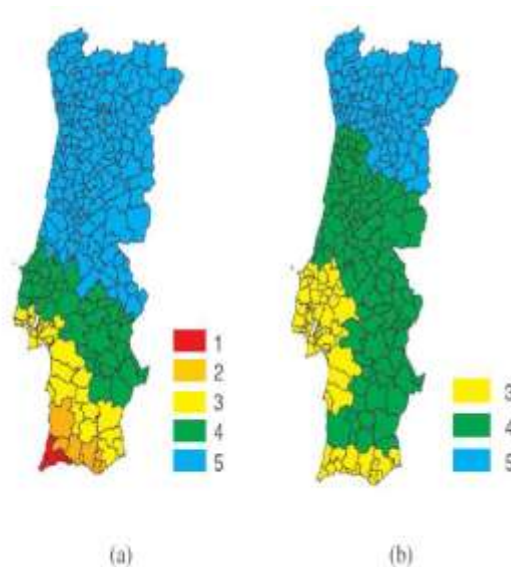


Figura 4. 8- Zonamento sísmico em Portugal continental (Carvalho, 2007)
(a) Sismo tipo 1; (b) Sismo tipo 2.



Figura 4. 9 - Zonamento sísmico no arquipélago dos Açores (Carvalho, 2007)
Sismo tipo 2.

Apesar de já existir uma versão actualizada do zonamento, sendo que o novo zonamento contém 6 zonas distintas, os acelerogramas foram geradas de acordo com o zonamento apresentado na (Figura 4. 8 e Figura 4.9).

No presente trabalho, foram escolhidos dois acelerogramas, SP_1 e SP_2 , ambos para um solo rijo (tipo B) e para sismos do tipo 2, isto é sismos próximos, uma vez que se pretende estudar em particular a influência da acção sísmica vertical. O SP_1 corresponde a um acelerograma gerado para a zona 1 do arquipélago dos Açores; por sua vez, o acelerograma SP_2 foi escalado de forma a corresponder a um acelerograma gerado para a zona 5 de Portugal Continental, para desta forma obter um acelerograma com igual conteúdo de frequência.

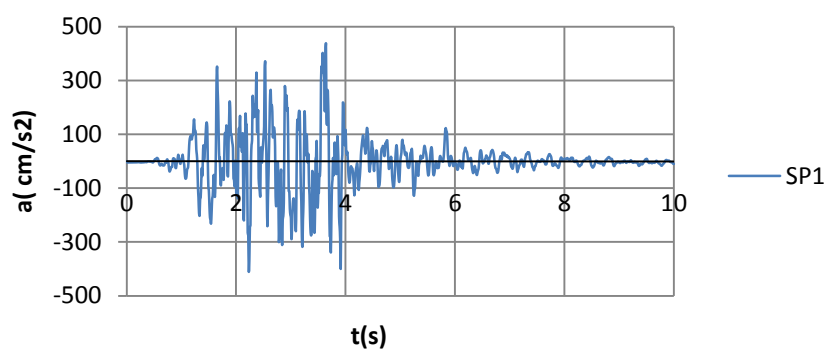


Figura 4. 10 - Acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 1 nos Açores

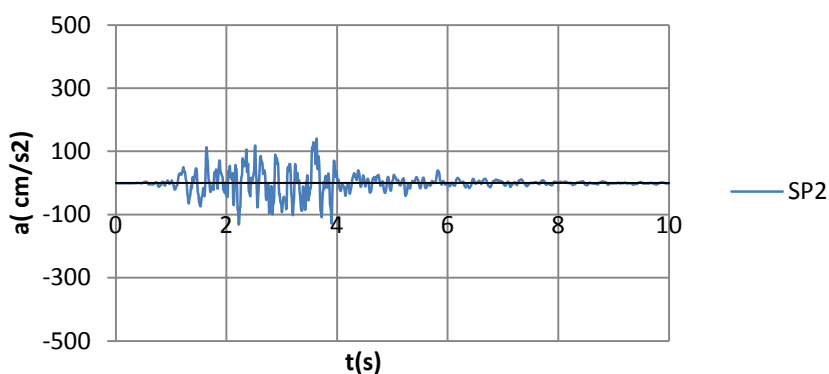


Figura 4. 11 - Acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 5 no Porto

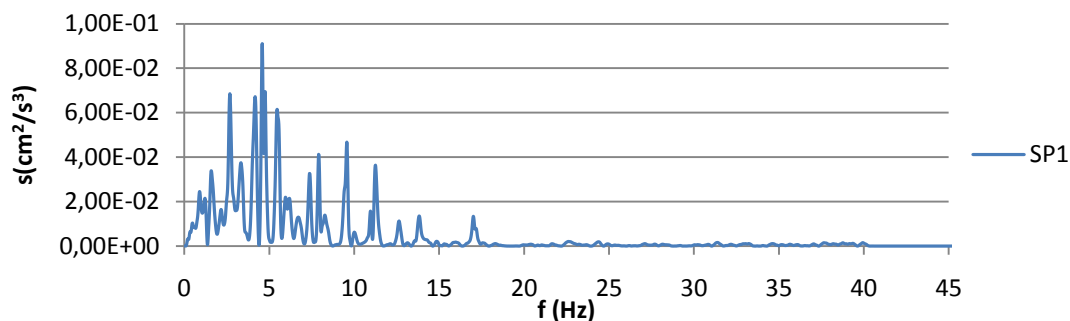


Figura 4. 12 - Espectro de potência do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 1 nos Açores

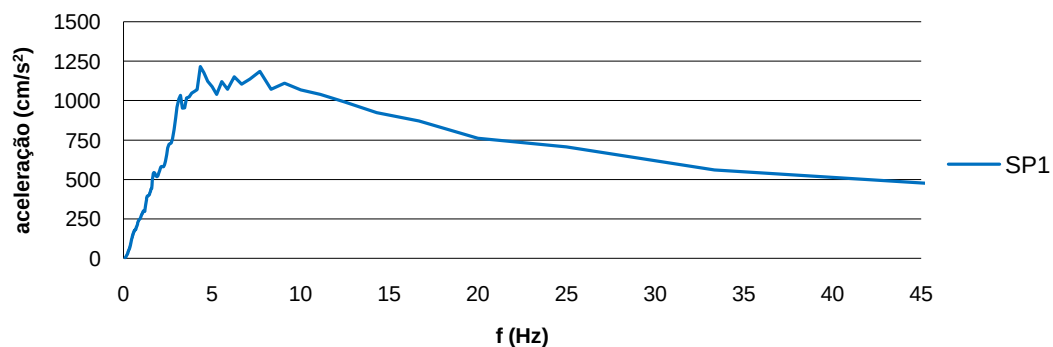


Figura 4. 13 - Espectro de resposta do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 1 nos Açores

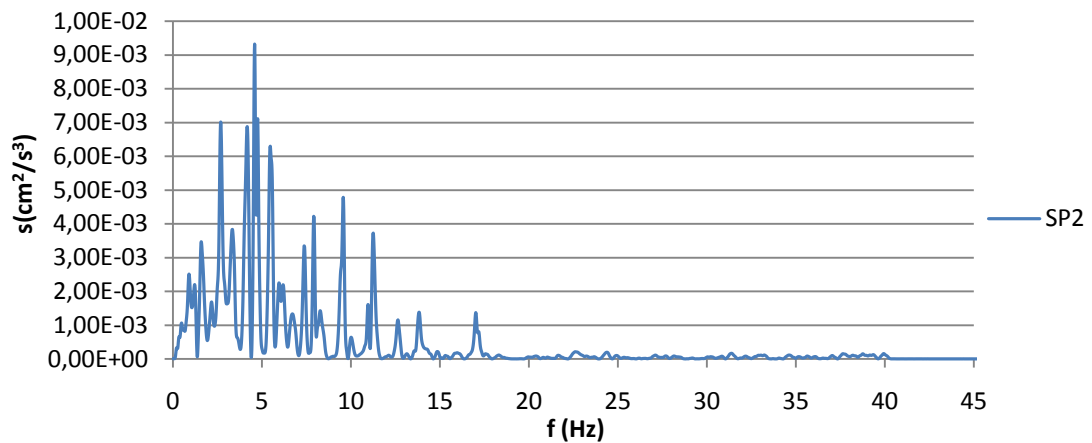


Figura 4.14 - Espectro de potência do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 5 no Porto.

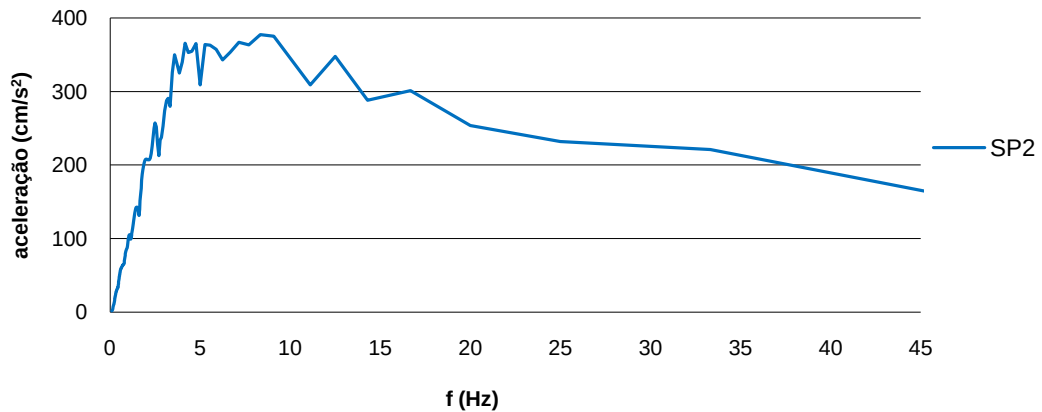


Figura 4.15 - Espectro de resposta do acelerograma correspondente ao sismo tipo 2 e zona 5 no Porto.

4.3.4.2. Combinação de Acções

A acção sísmica foi introduzida nos modelos de cálculo de acordo com oito combinações de esforços que contabilizam a acção do peso próprio (G_k). A combinação 1 é caracterizada pela introdução da acção sísmica SP_1 na direcção vertical, a combinação 2 é caracterizada pela introdução da acção sísmica SP_1 na direcção horizontal YY, para uma melhor compreensão dos efeitos isolados dos sismos para cada uma das direcções referidas.

Por sua vez, na combinação 3 e 4 foi considerada, simultaneamente, a acção sísmica SP_1 na direcção horizontal (YY) e na direcção vertical (ZZ). Porém, na combinação 4 apenas foi considerado 45 % do acelerograma SP_1 na direcção Vertical.

Apesar de divergir do Eurocódigo 8 considerou-se no presente trabalho o mesmo acelerograma para a direcção vertical e para a direcção horizontal, para que os picos máximos nas duas direcções coincidam.

As combinações de 5 a 8 seguem a sequência anteriormente descritas para as combinações de 1 a 4 mas utilizando o acelerograma SP_2 .

$$\text{Combinação}_1 = G_k + (SP_1)_z \quad (4.22)$$

$$\text{Combinação}_2 = G_k + (SP_1)_y \quad (4.23)$$

$$\text{Combinação}_3 = G_k + (SP_1)_z + (SP_1)_y \quad (4.24)$$

$$\text{Combinação}_4 = G_k + (0.45 * SP_1)_z + (SP_1)_y \quad (4.25)$$

$$\text{Combinação}_5 = G_k + (SP_2)_z \quad (4.26)$$

$$\text{Combinação}_6 = G_k + (SP_2)_y \quad (4.27)$$

$$\text{Combinação}_7 = G_k + (SP_2)_z + (SP_2)_y \quad (4.28)$$

$$\text{Combinação}_8 = G_k + (0.45 * SP_2)_z + (SP_2)_y \quad (4.29)$$

4.3.5. MODELOS DE COMPORTAMENTO LINEAR

Na análise sísmica das paredes PA1 e PA2 começou-se por considerar a alvenaria de pedra como tendo um comportamento linear elástico. Estas análises, para além de permitirem comparar os resultados para as várias combinações em regime linear, serviram como ponto de partida e base para todas as análises onde se considera o comportamento não linear.

A análise sísmica das paredes inicialmente foi efectuada para a combinação 1 e para a combinação 2, com o objectivo de estudar o efeito individual da acção sísmica na direcção horizontal YY e na direcção vertical (ZZ). Seguidamente, analisou-se o comportamento das paredes quando são consideradas em simultâneo a componente horizontal (YY) e a componente vertical (ZZ), como definido na combinação 3 e na combinação 4.

As figuras seguintes ilustram as envolventes das máximas e das mínimas tensões, em Pascal, na direcção YY (S_{YY}) e na direcção ZZ (S_{ZZ}).

4.3.5.1. Análise linear da PA1

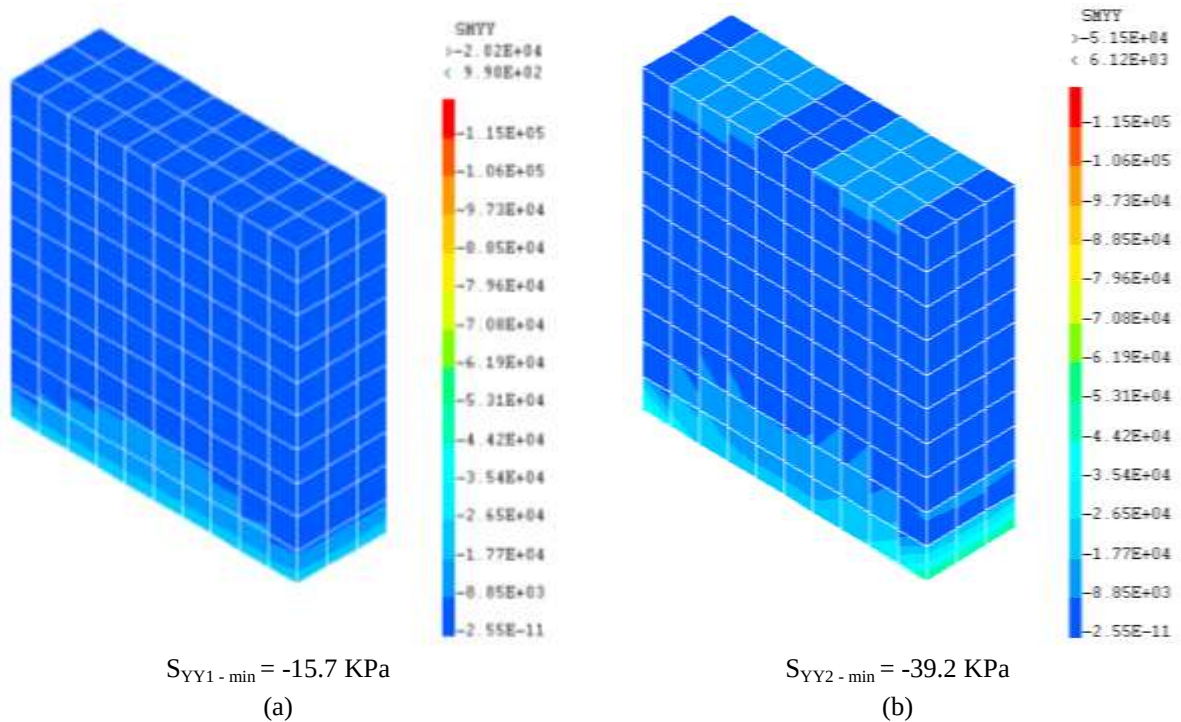


Figura 4. 16– Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY. (a)

Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

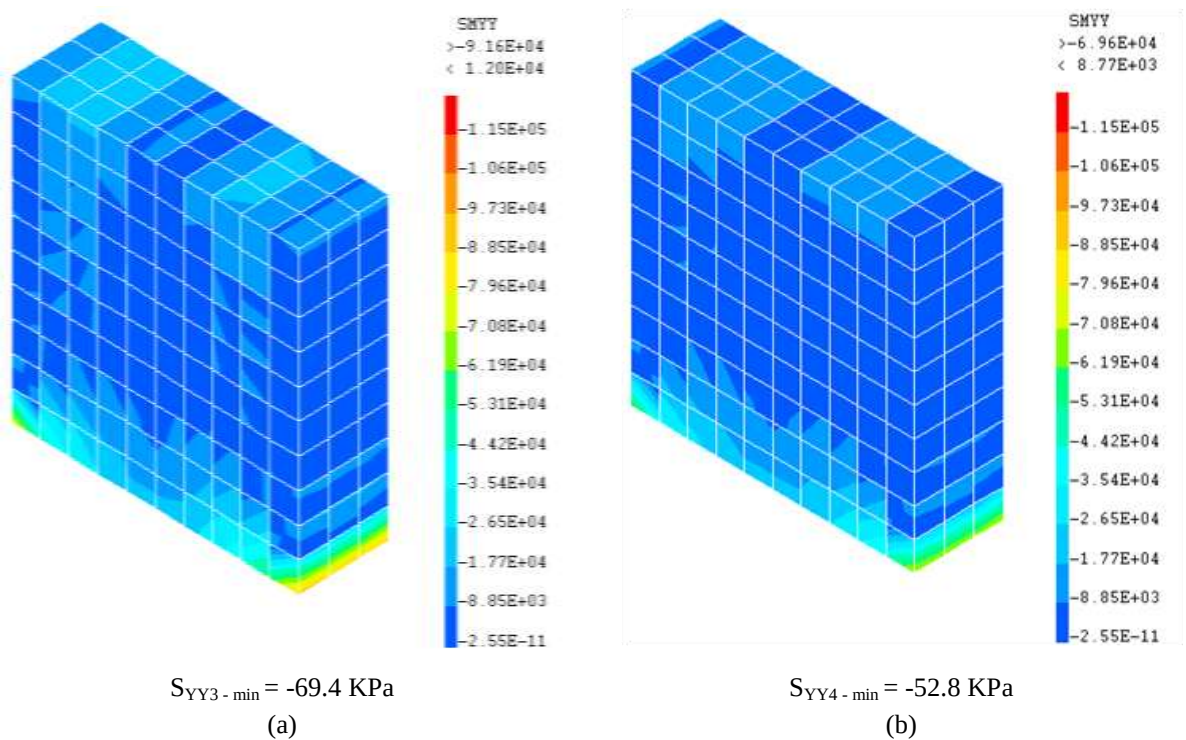
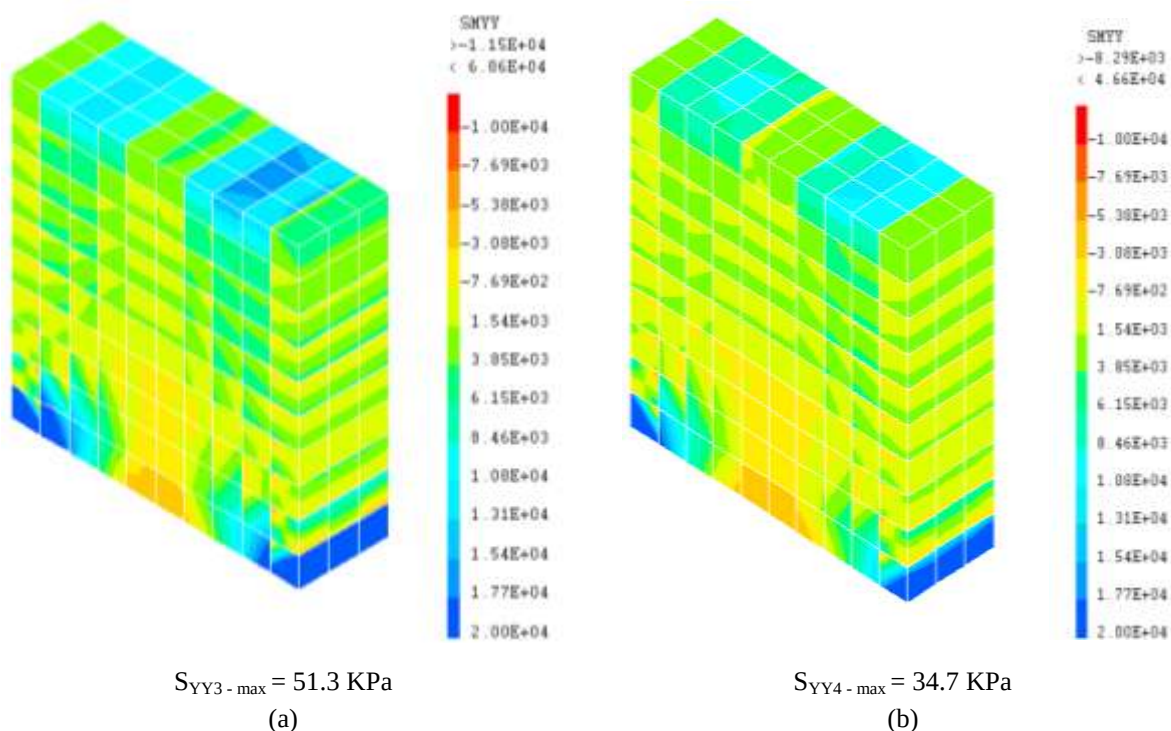
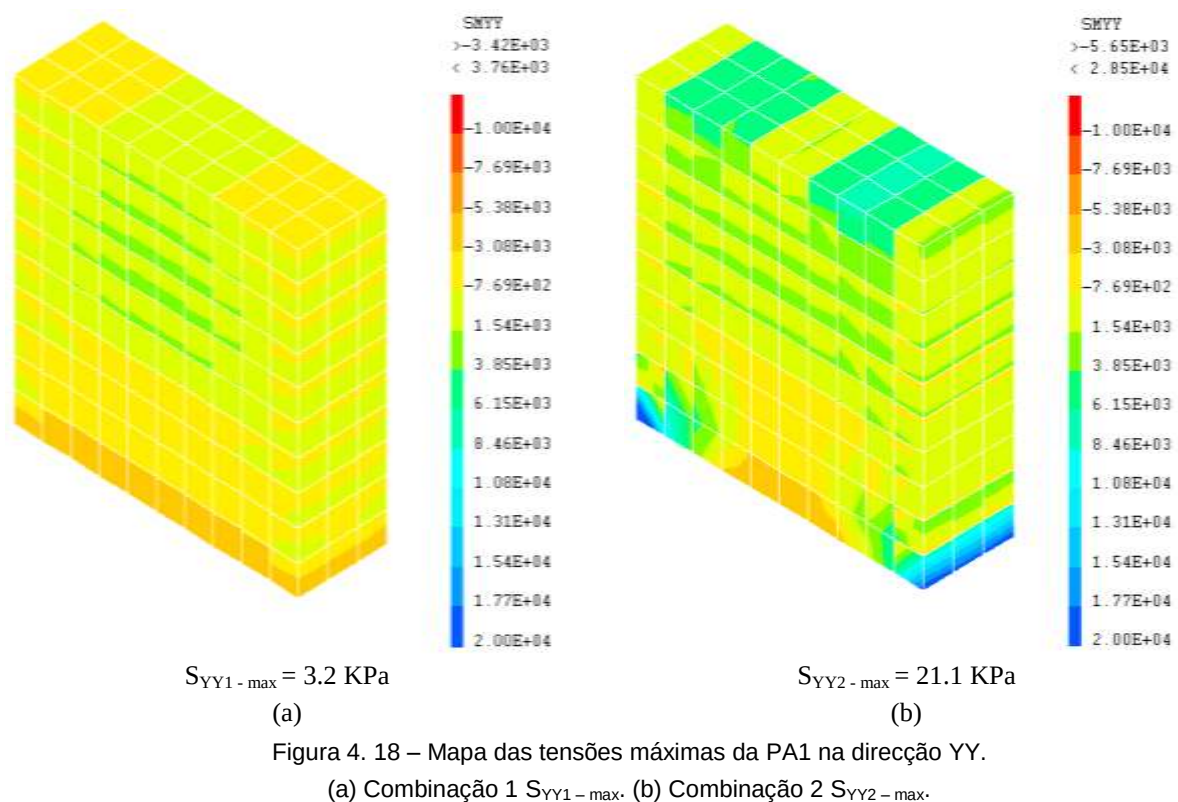


Figura 4. 17 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY. (a)

Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.



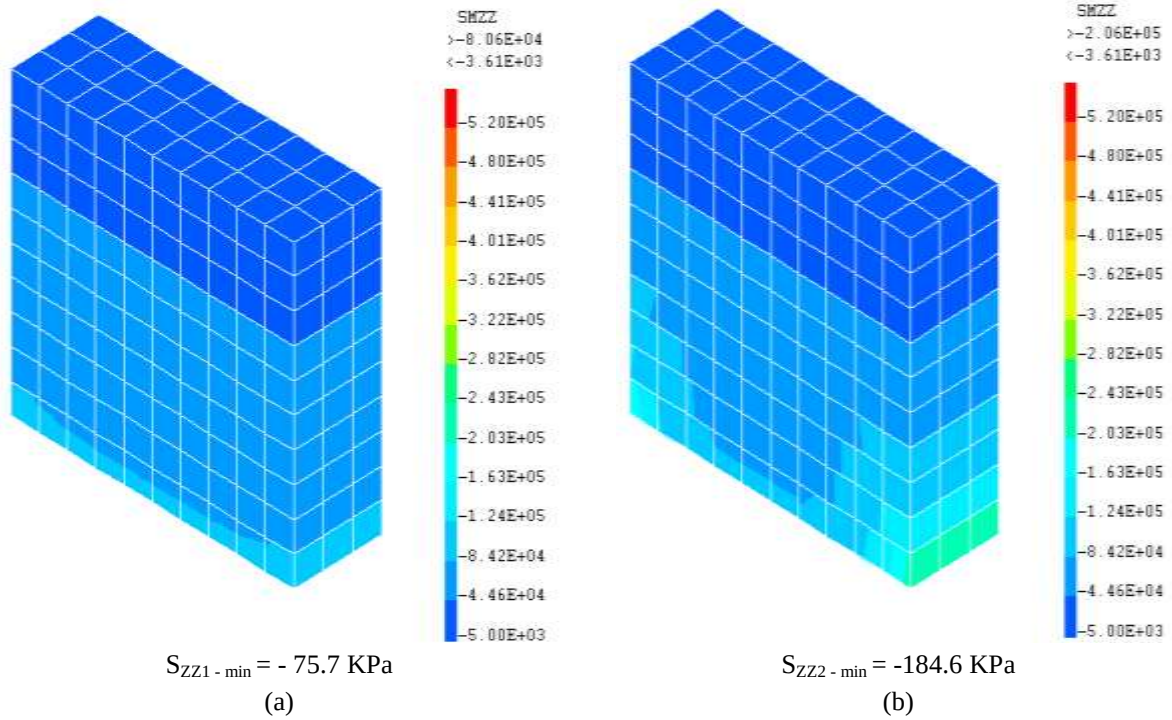


Figura 4. 20 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ.
Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.

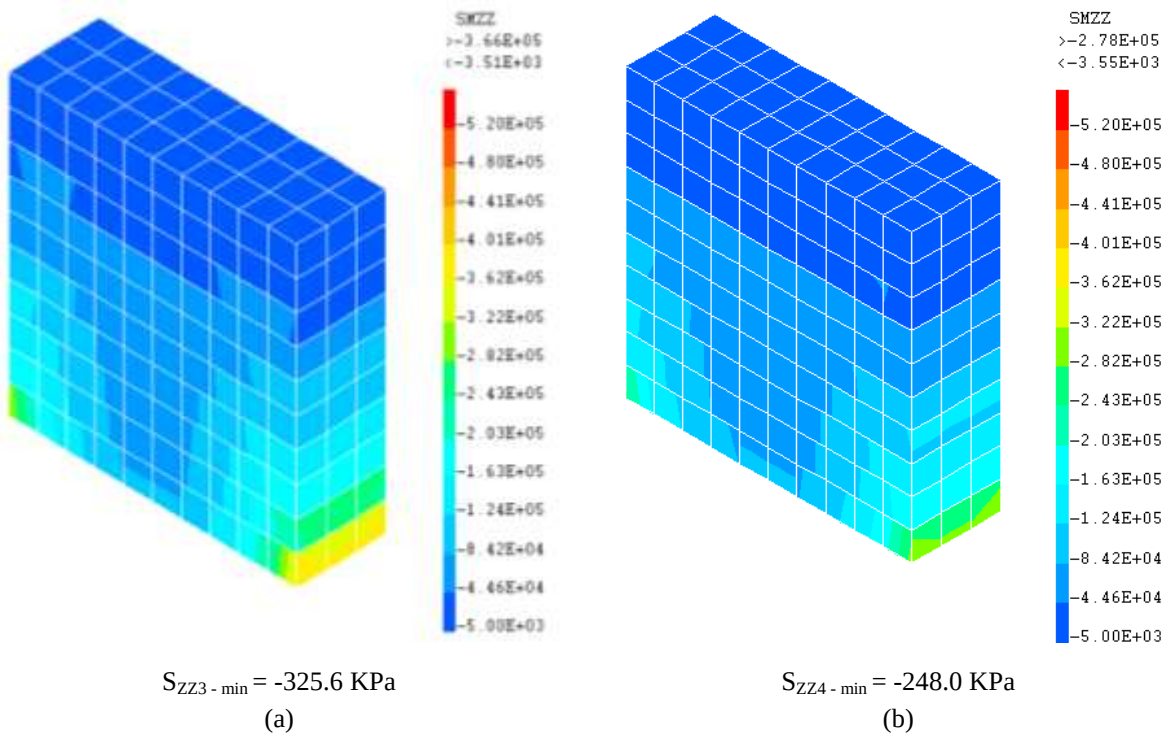


Figura 4. 21 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ.
Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.

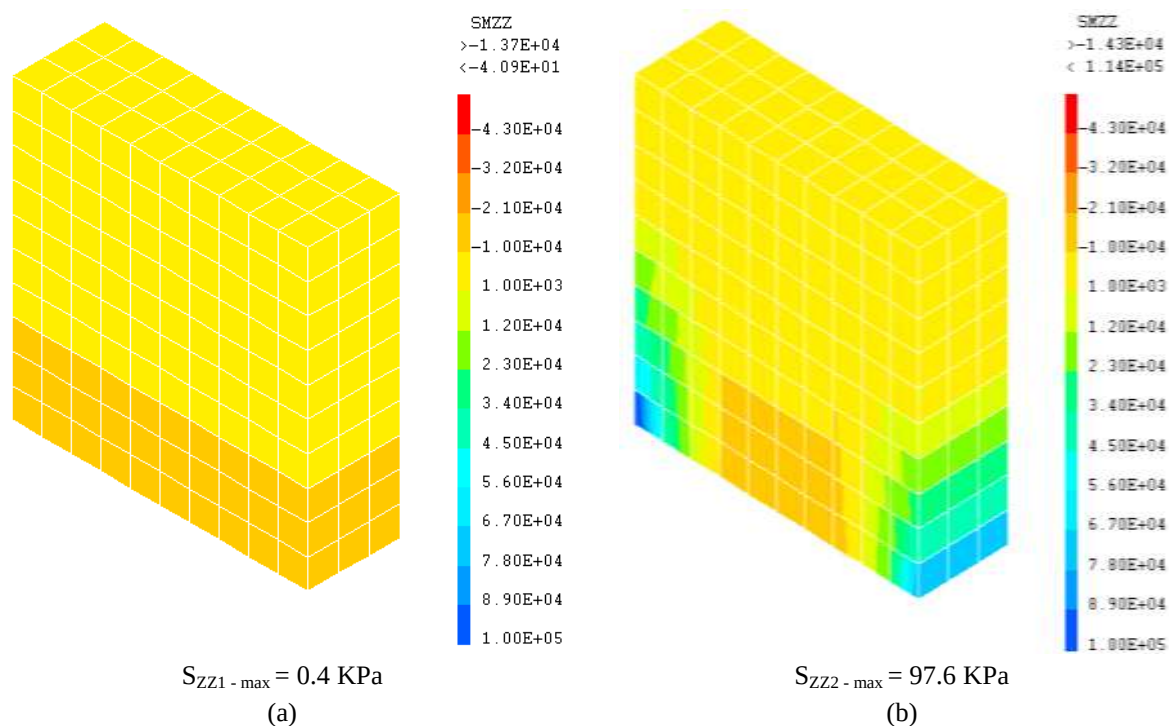


Figura 4. 22 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.

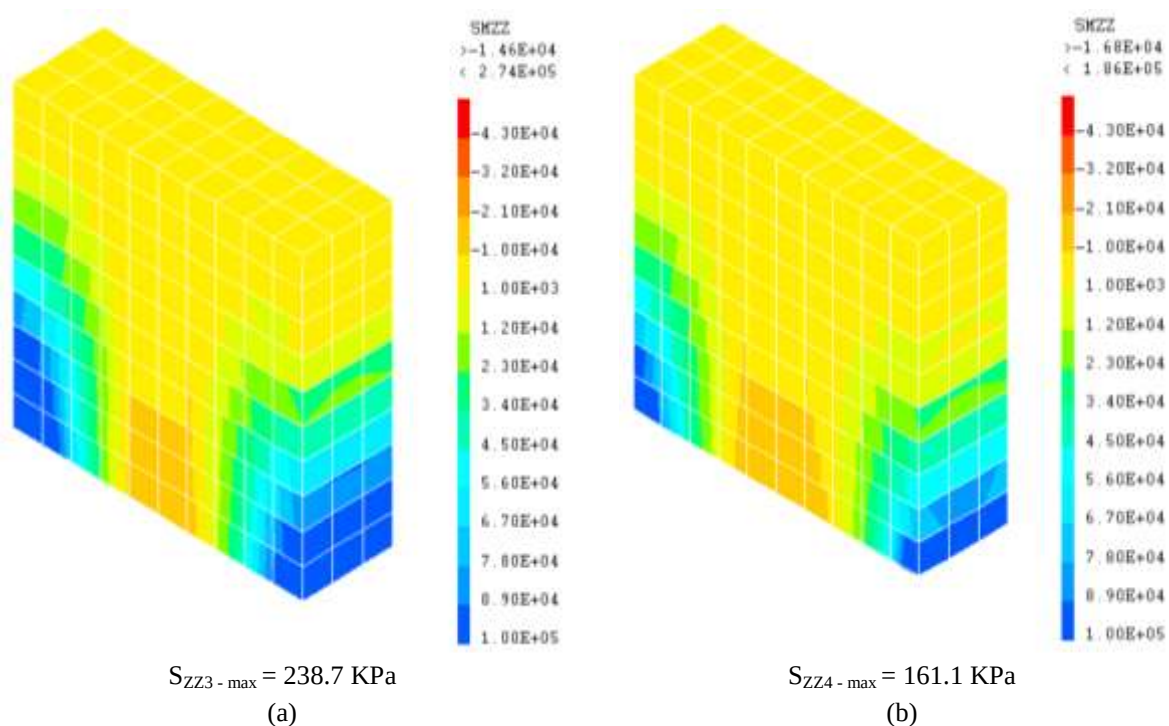


Figura 4. 23 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ. (a)

Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.

4.3.5.2. Análise linear da PA2

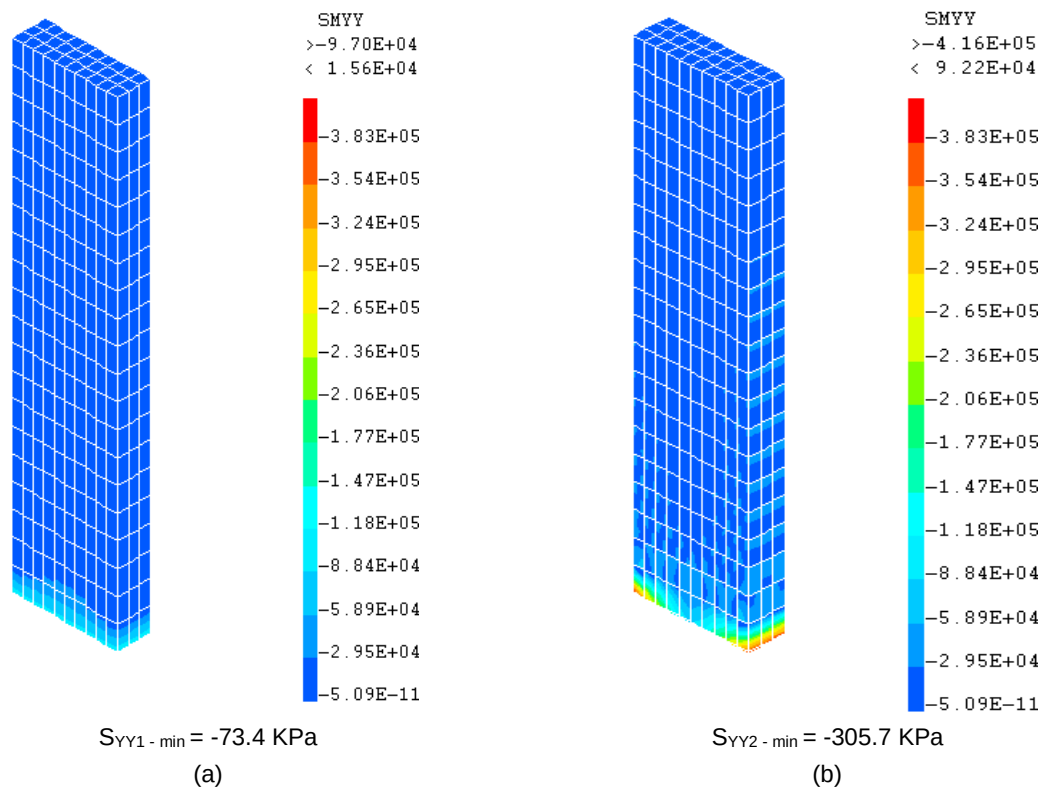


Figura 4. 24 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

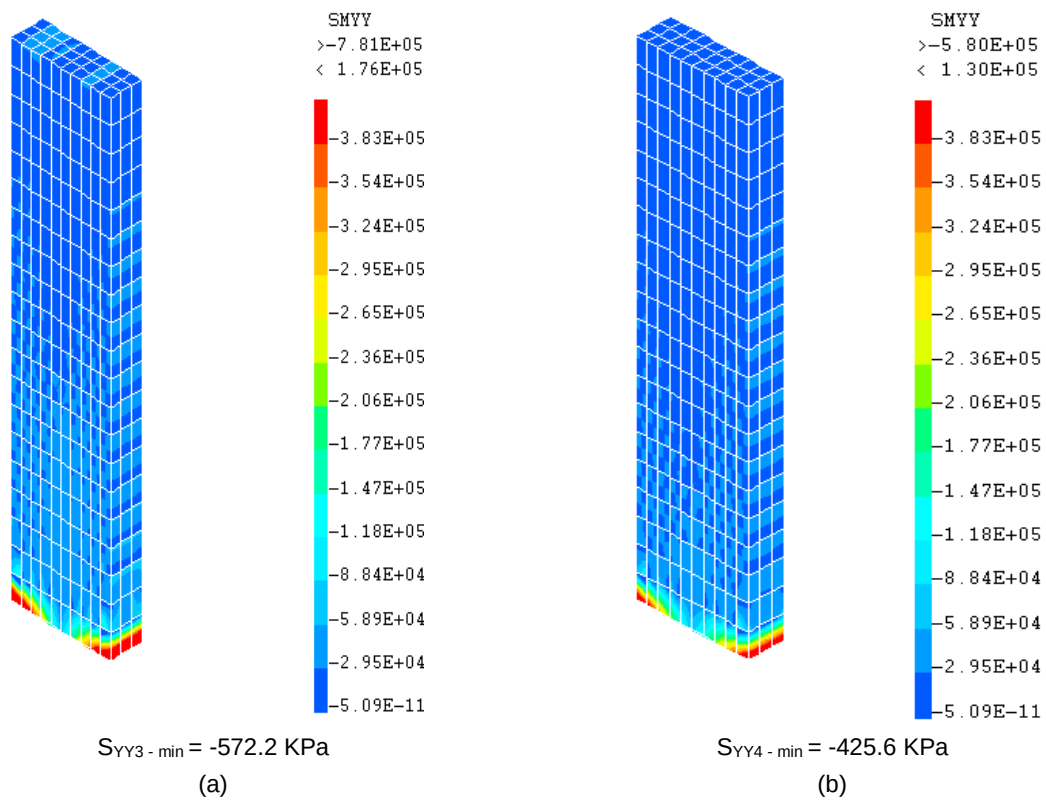


Figura 4. 25 – Mapa das tensões mínimas da dos PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.

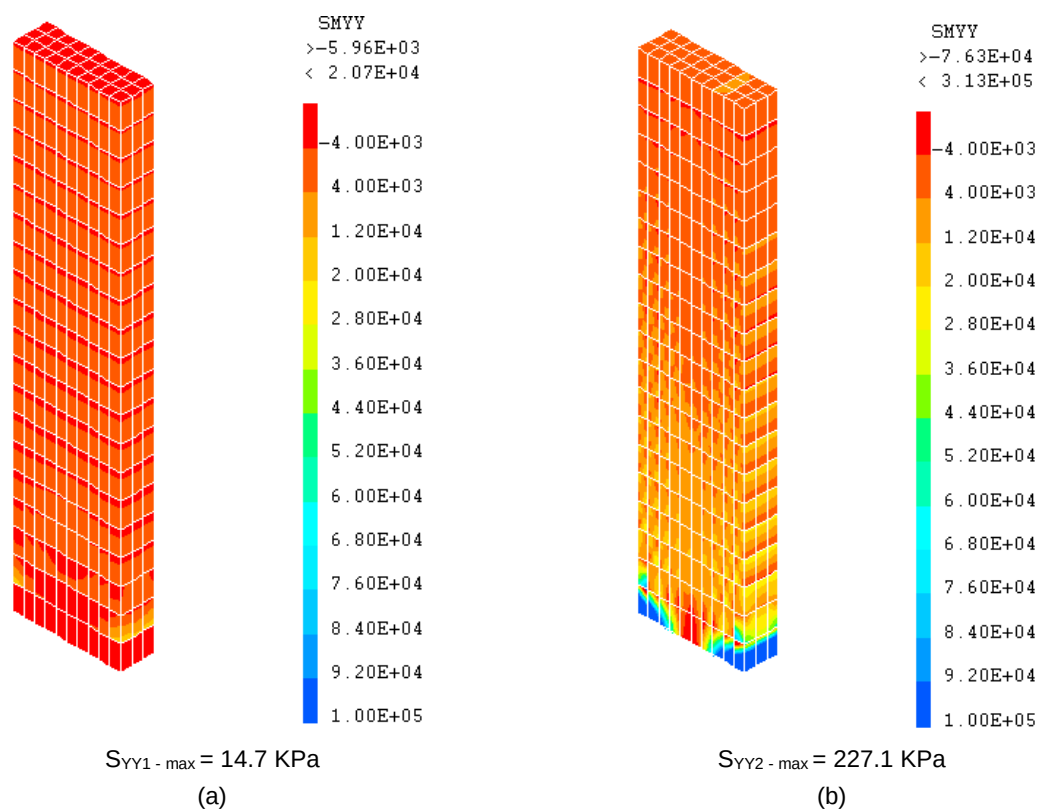


Figura 4. 26 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.

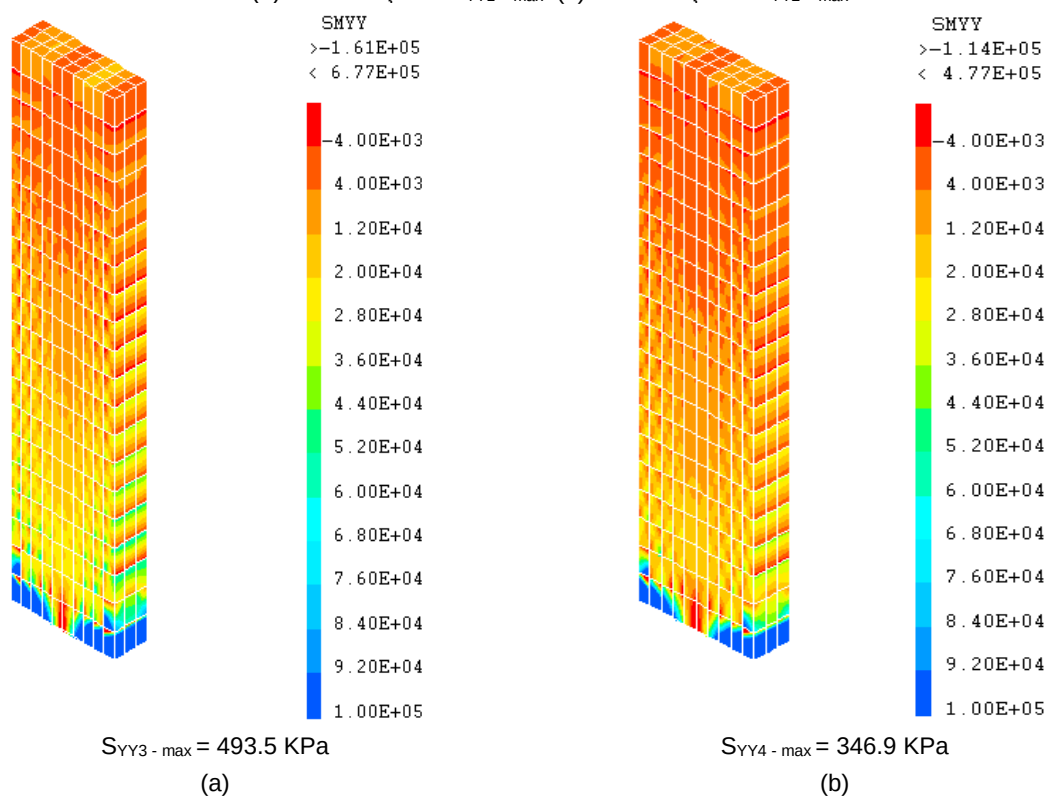


Figura 4. 27 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.

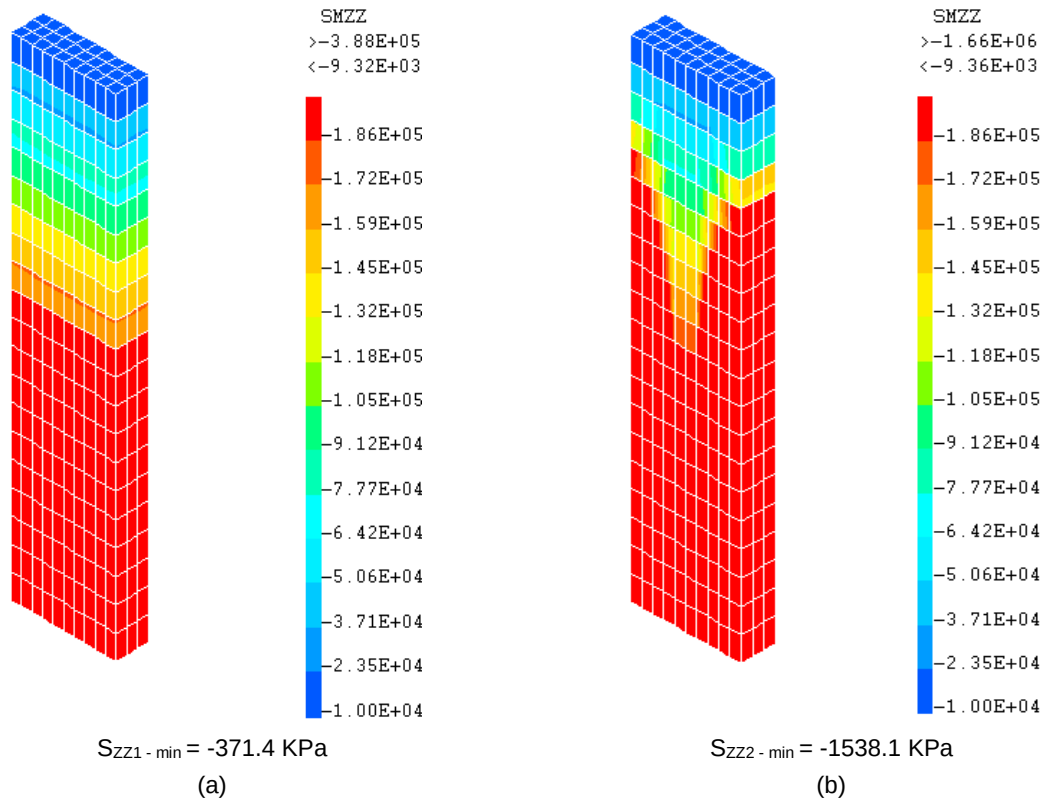


Figura 4. 28 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 Szz1 - min. (b) Combinação 2 Szz2 - min.

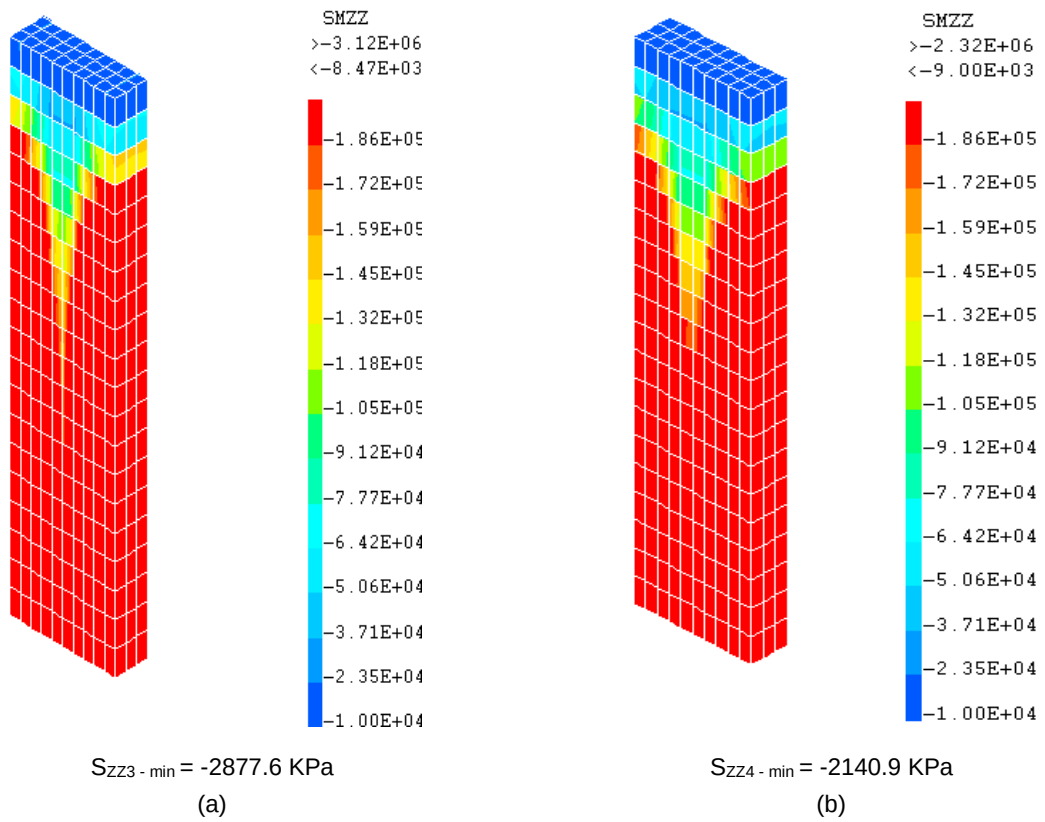


Figura 4. 29 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 Szz3 - min. (b) Combinação 4 Szz4 - min.

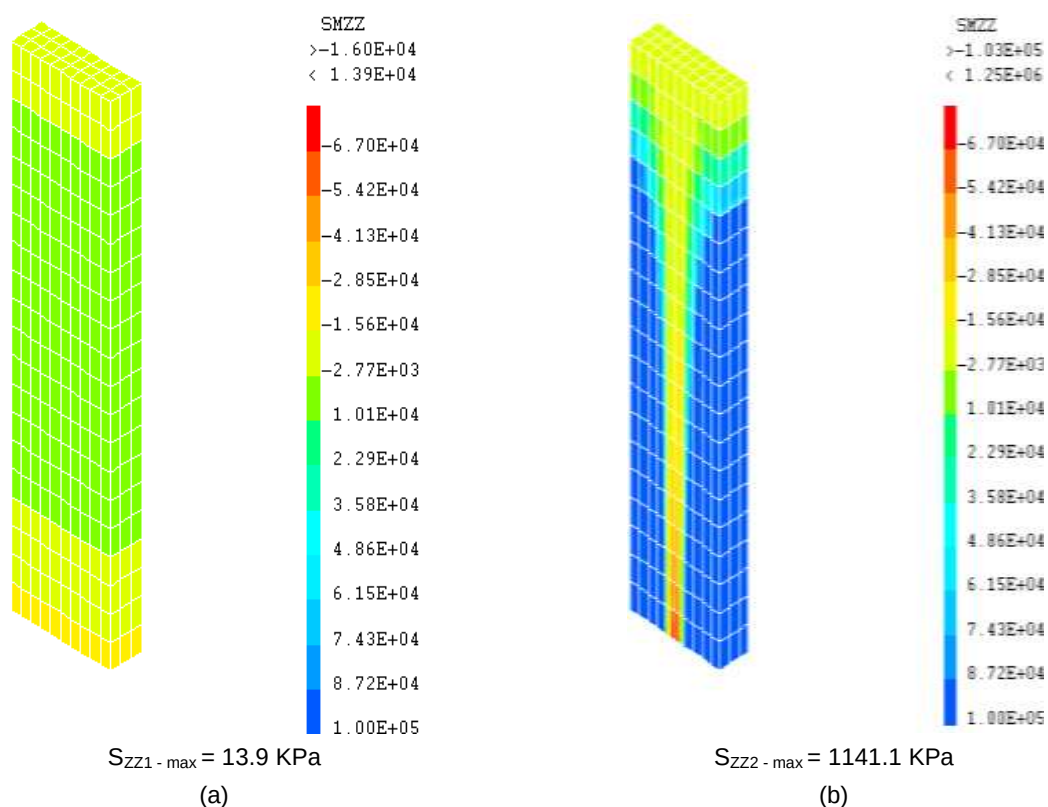


Figura 4. 30 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.

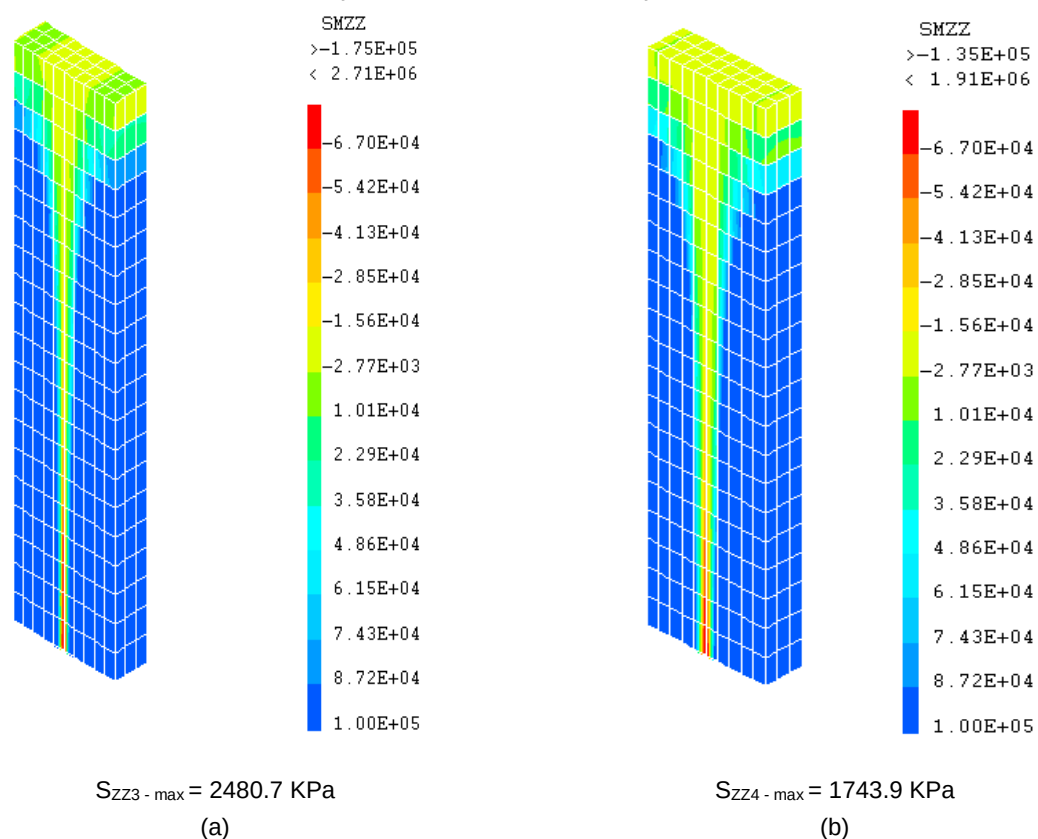


Figura 4. 31 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.

Os resultados da análise linear mostram o efeito preponderante que a combinação de acção com a componente horizontal (combinação 2), tem em relação a componente vertical (combinação 1) quando consideradas isoladamente. Da análise da combinação 1 verifica-se que a componente da acção sísmica vertical, quando considerada isoladamente, não introduz esforços significativos nas estruturas.

No entanto, esta componente quando considerada em conjunto com a componente horizontal (combinação 3 e 4), induzem aumentos significativos, quer nas tensões de compressão, como nas tensões de tracção das paredes PA1 e PA2. Comparado as envolventes das tensões máximas da combinação 2 com a combinação 3 conclui-se que:

- Estes aumentos concentram-se principalmente na base em ambas as paredes, contudo para as tensões de tracção existe na zona central das paredes uma zona onde estes efeitos não são tão acentuados.
- Em termos de valores máximos, o acréscimo para tensões de compressão devido à componente vertical é de cerca de 90% e cerca de 100% para as tensões de tracção.

Para a combinação 4 e apesar de se considerar apenas 45 % da componente vertical da acção sísmica este efeito também se verifica, contudo menos agravado.

Da comparação das duas paredes verifica-se que a PA2 apresenta tensões de tracção bastante mais elevadas que a PA1. Na direcção vertical estas tensões propagam-se praticamente por toda a PA2, enquanto na PA1 apenas se localizam na base. Este efeito deve-se ao facto de a PA2 ser uma estrutura mais flexível, apresentando uma gama de frequências que atinge uma zona do espectro resposta regulamentar em que as acelerações já são mais elevadas.

4.3.6. MODELOS DE COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

Com a consideração de um modelo de comportamento não linear para alvenarias através da aplicação do modelo de dano contínuo, a análise das tensões tem que ser abordada de forma diferente. Neste tipo de formulação são considerados parâmetros aferidores do dano induzido à estrutura, tanto em tracção como em compressão, que medem o acumular de dano desde o limite linear em que a variável de dano é nula até à rotura em que a variável de dano toma o valor unitário.

O facto de se ter considerado um limite elástico da resistência à compressão elevado para o comportamento do material, fez com que o dano na estrutura fosse unicamente de tracção.

A análise sísmica das paredes PA1 e PA2, tal como nos modelos lineares, foi efectuada para as quatro primeiras combinações, adoptando-se as características do material 1 definidas no capítulo 3 para o comportamento da alvenaria, considerando um amortecimento 5%. Contudo fazer-se-á em 4.3.7 a comparação de alguns resultados obtidos para o material 2 e 3, e amortecimento de 2%, com as características adoptadas.

As figuras seguintes ilustram às envolventes das máximas e das mínimas tensões, em Pascal, na direcção YY (S_{YY}) e na direcção ZZ (S_{ZZ}) e os mapas de danos de tracção.

4.3.6.1. Análise não linear da PA1

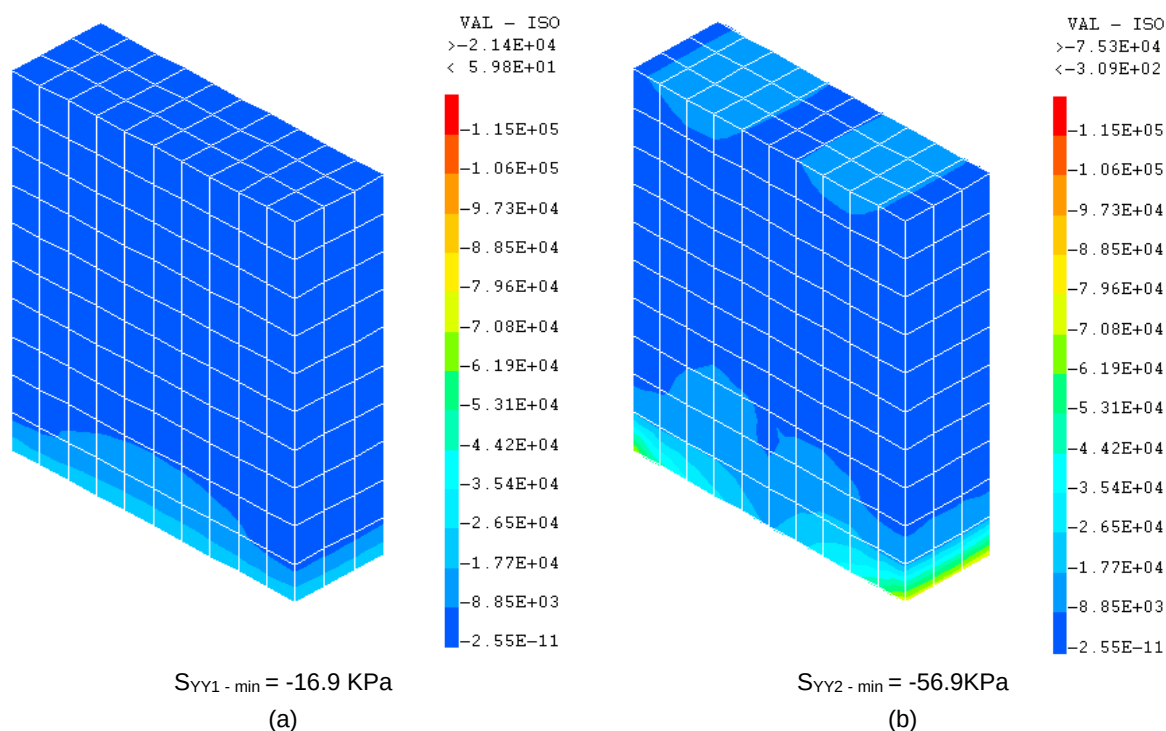


Figura 4. 32 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

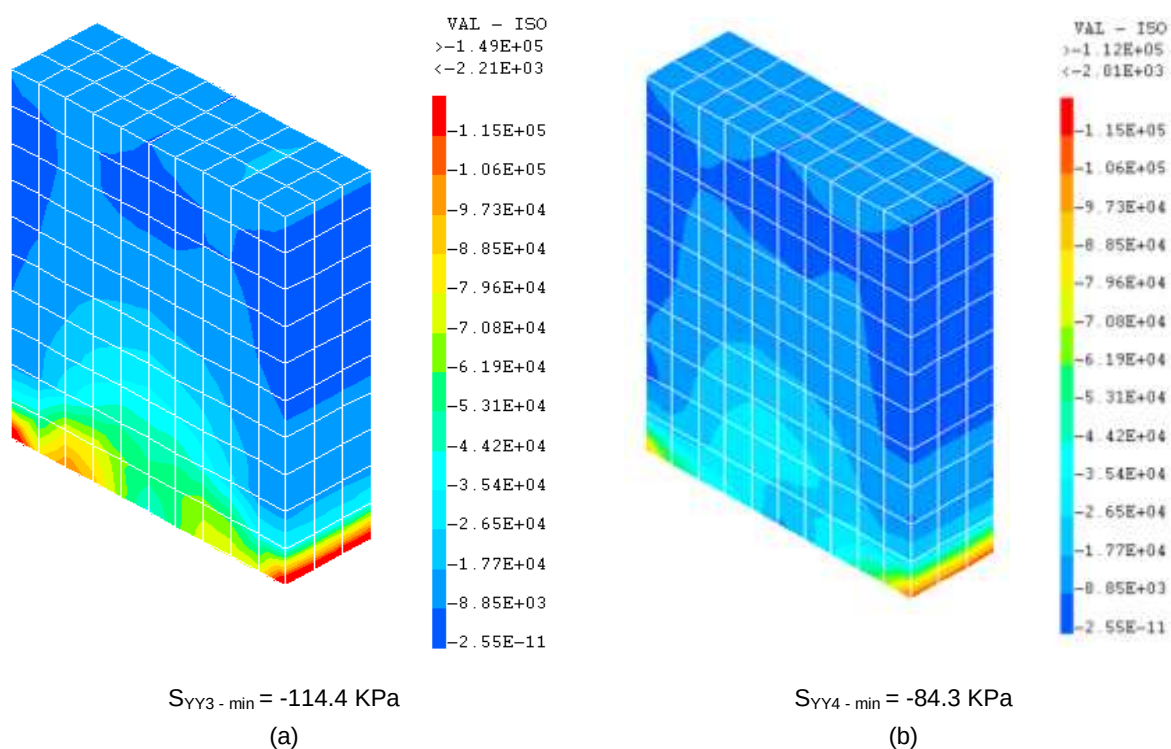


Figura 4. 33 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.

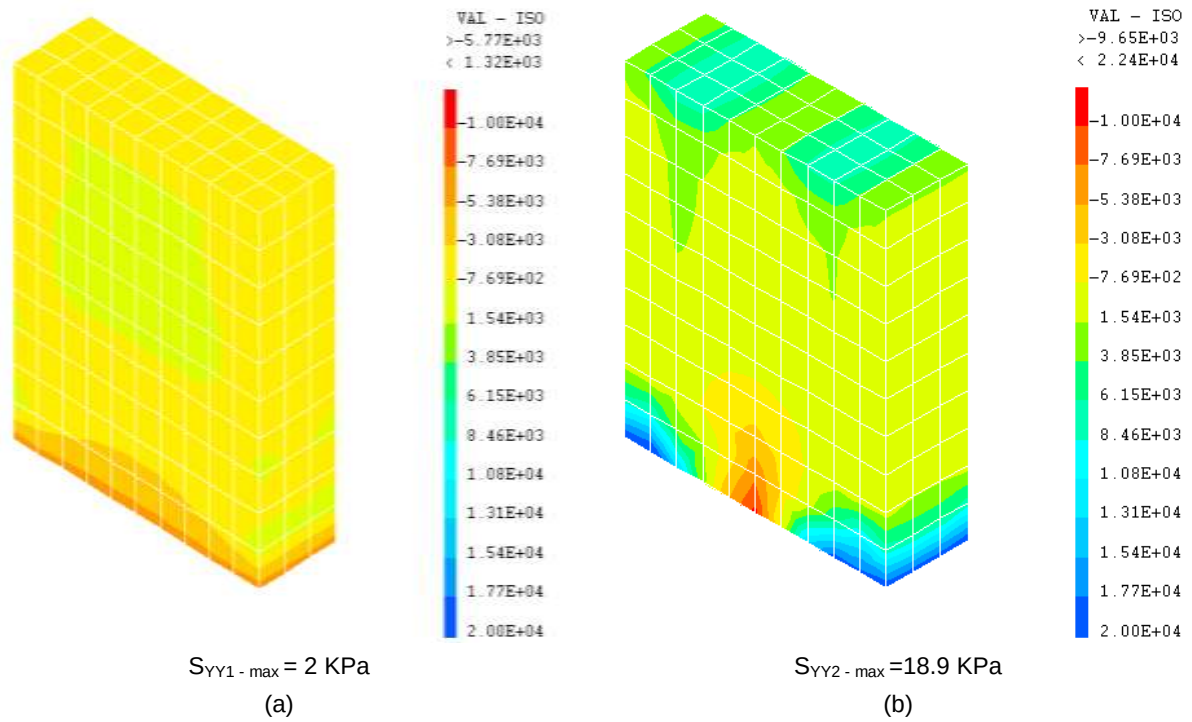


Figura 4. 34 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.

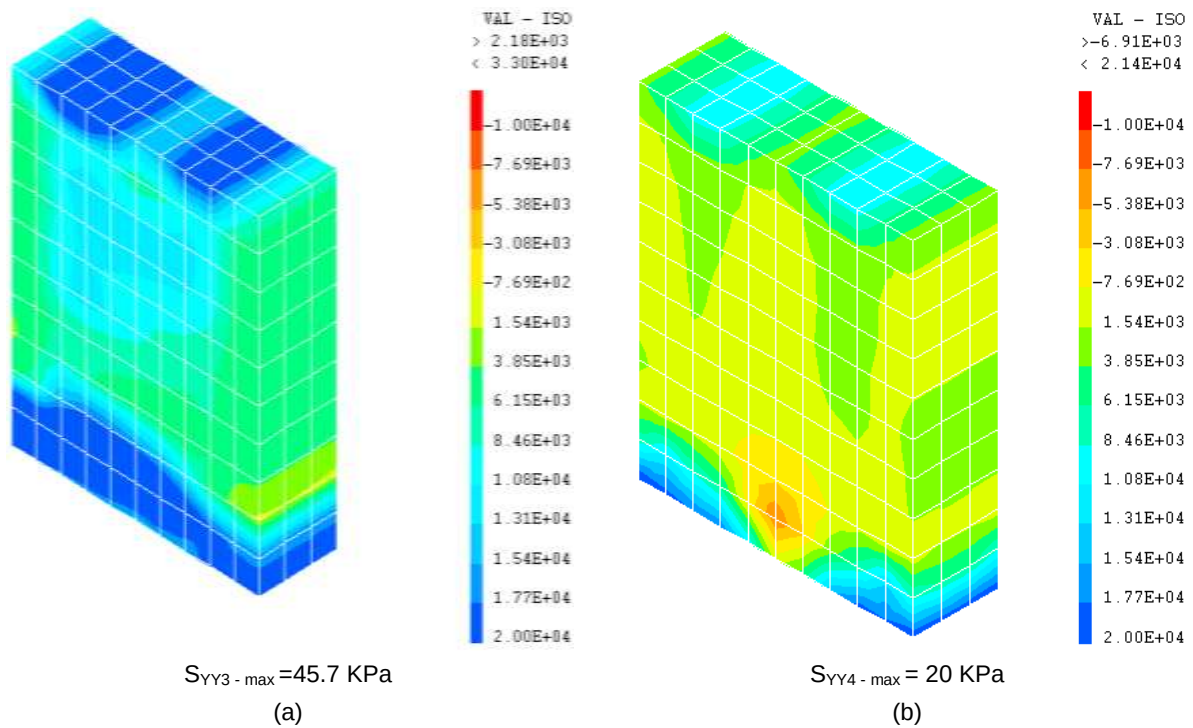


Figura 4. 35 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.

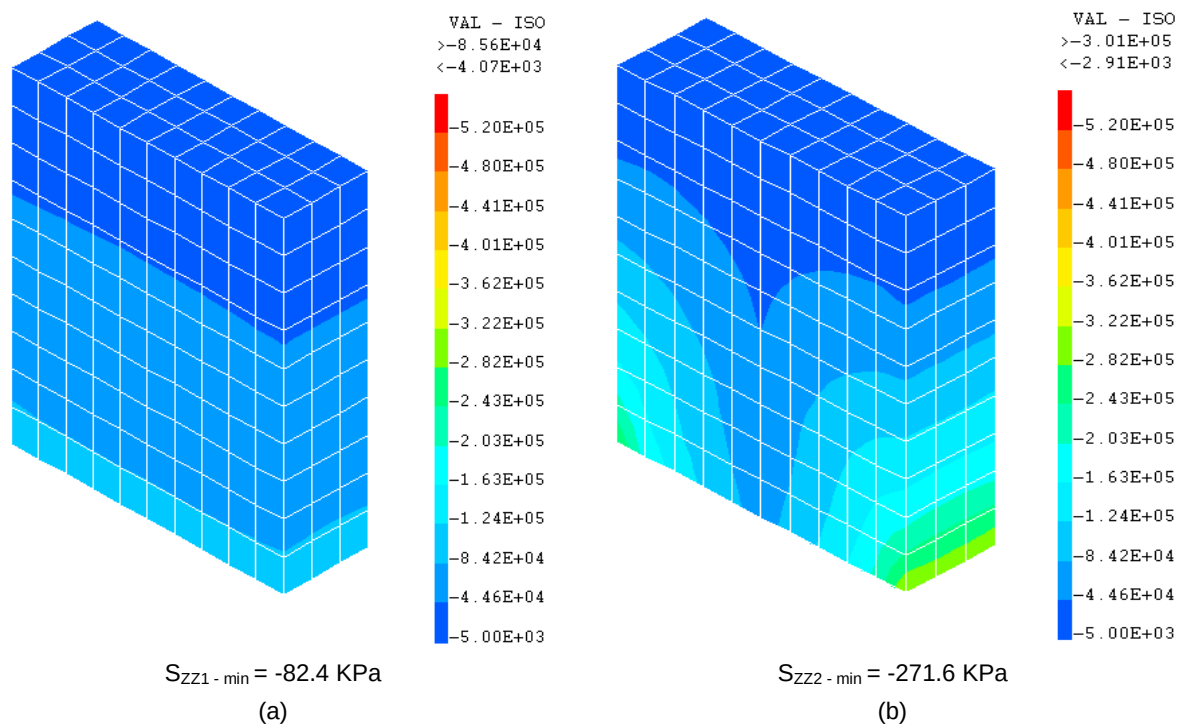


Figura 4. 36 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 SZZ1 - min. (b) Combinação 2 SZZ2 - min.

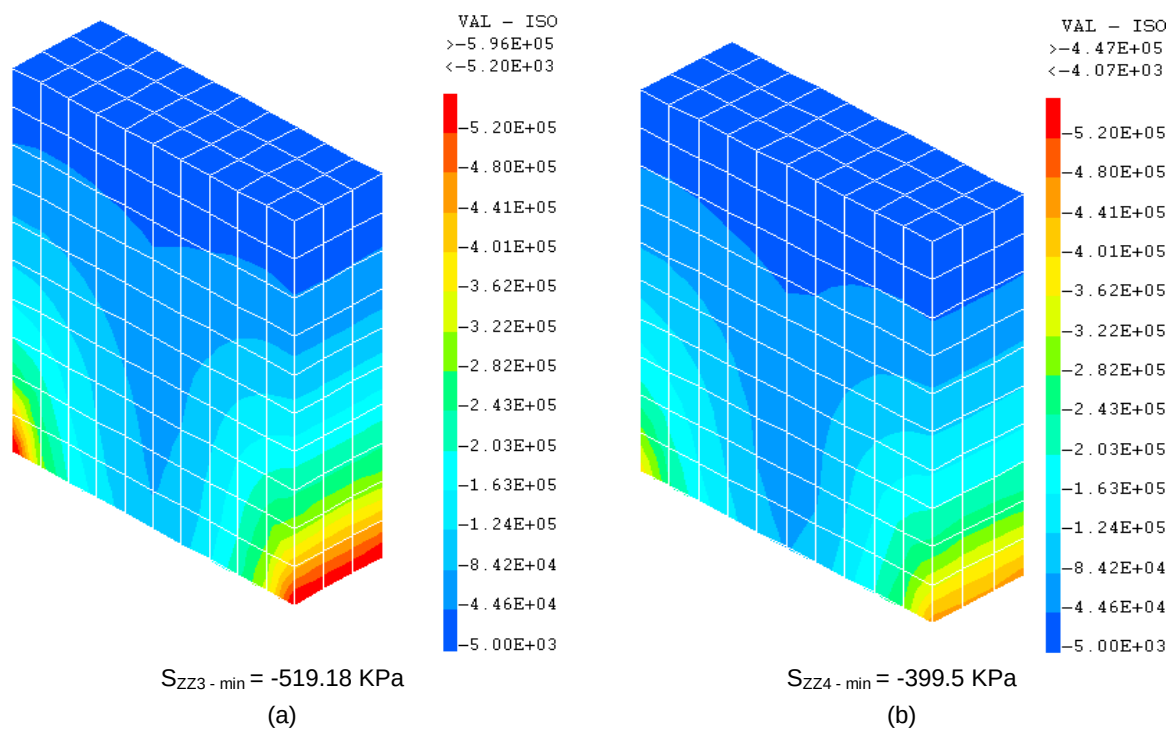


Figura 4. 37 – Mapa das tensões mínimas da PA1 na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 SZZ3 - min. (b) Combinação 4 SZZ4 - min.

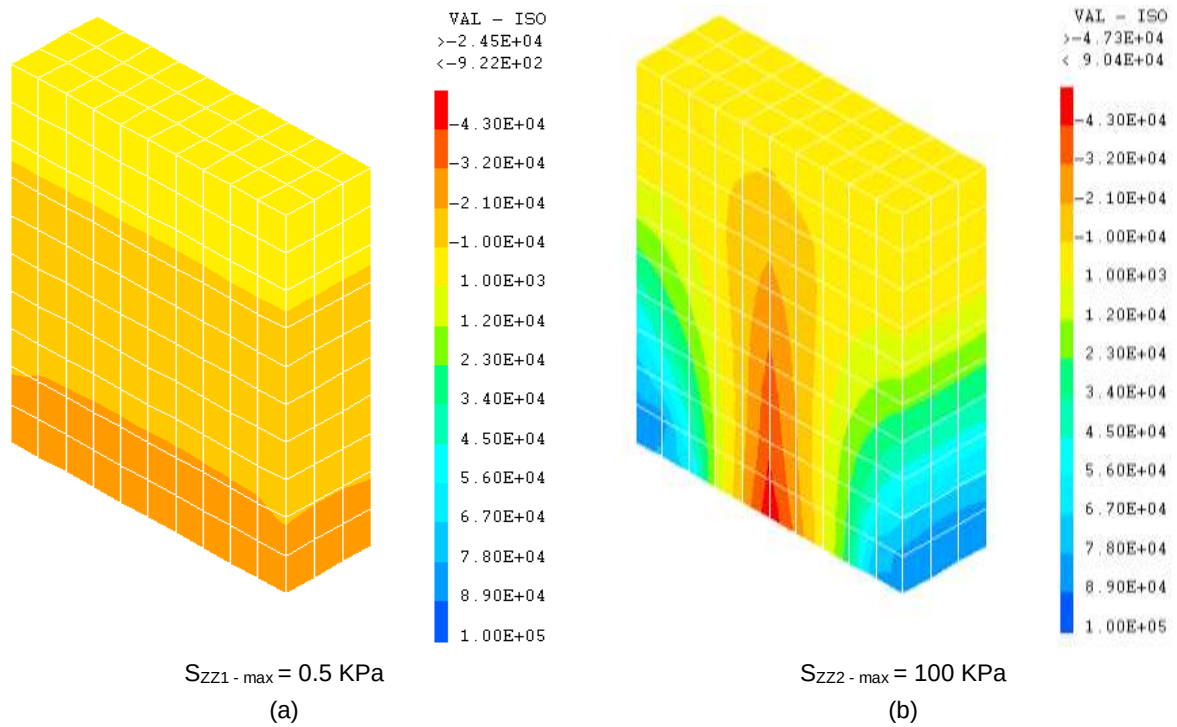


Figura 4. 38 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.

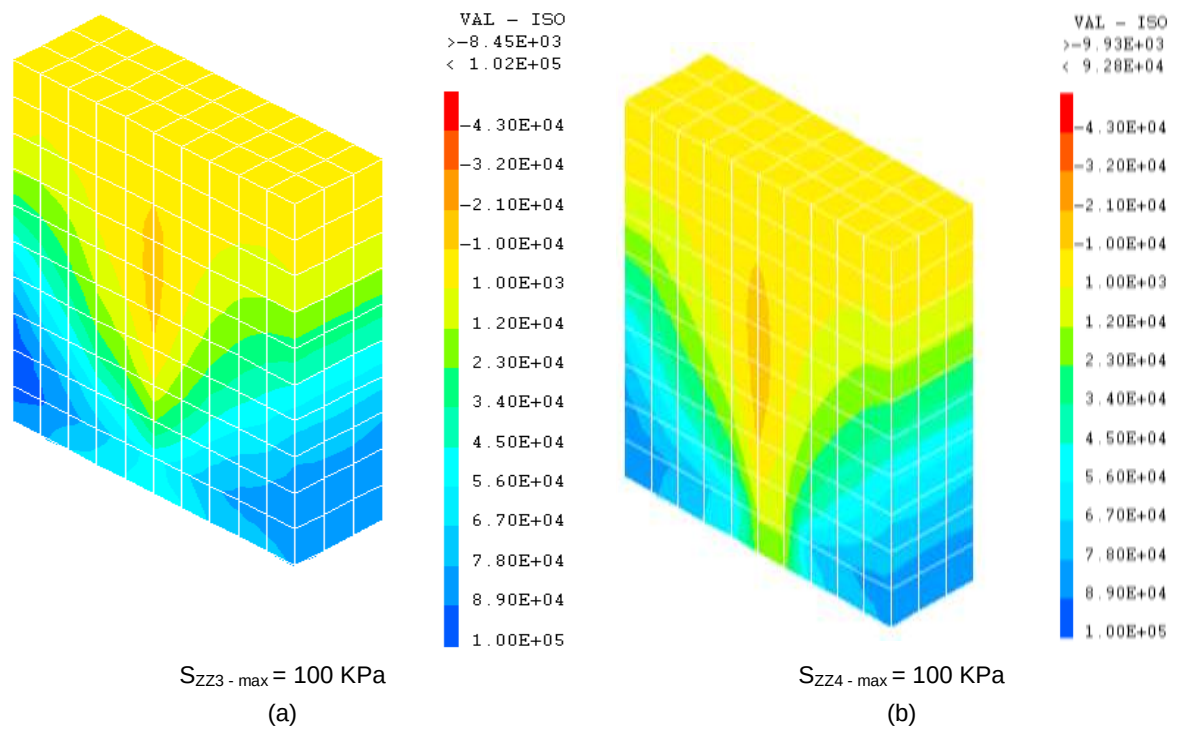


Figura 4. 39 – Mapa das tensões máximas da PA1 na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.

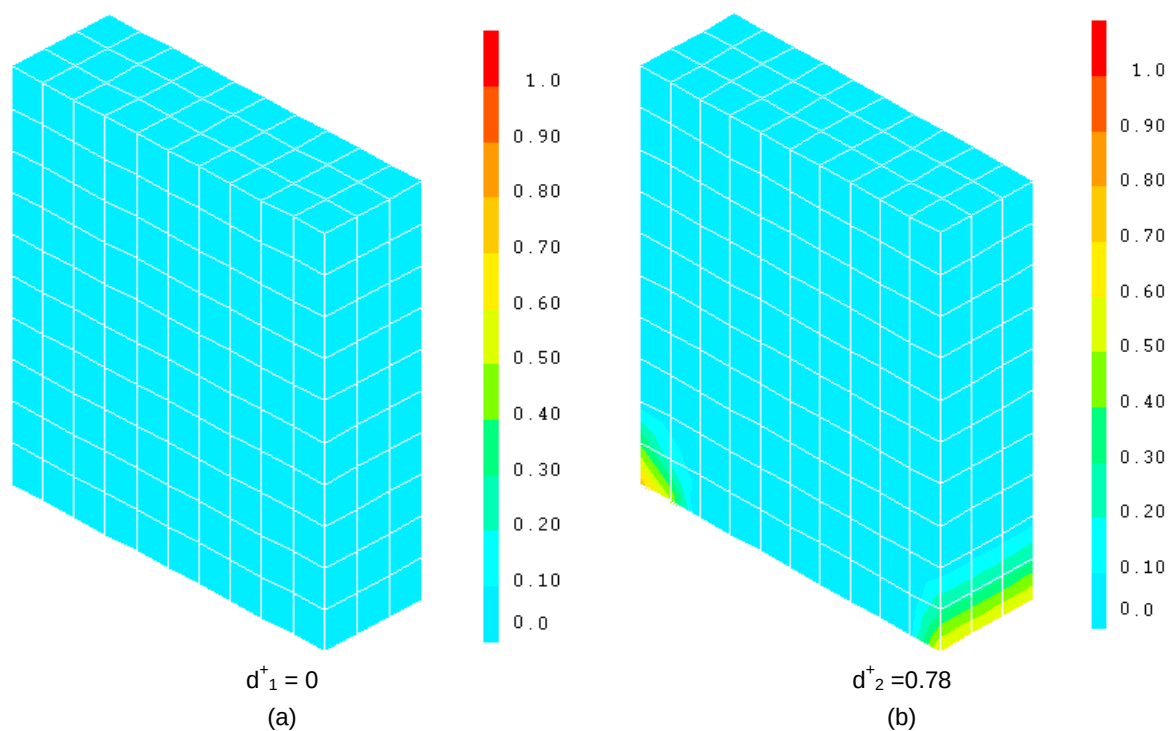


Figura 4. 40 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA1.

(a) Combinação 1 d^+_1 . (b) Combinação 2 d^+_2 .

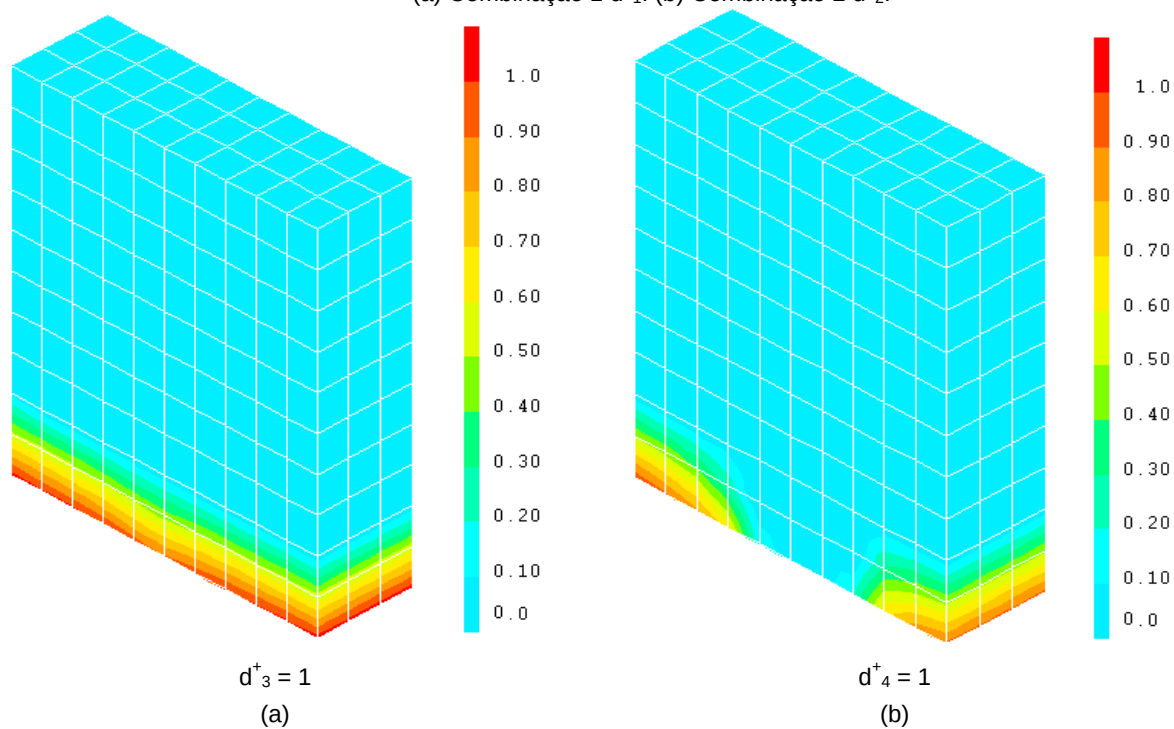


Figura 4. 41 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA1.

(a) Combinação 3 d^+_3 . (b) Combinação 4 d^+_4 .

4.3.6.2. Análise não linear da PA2

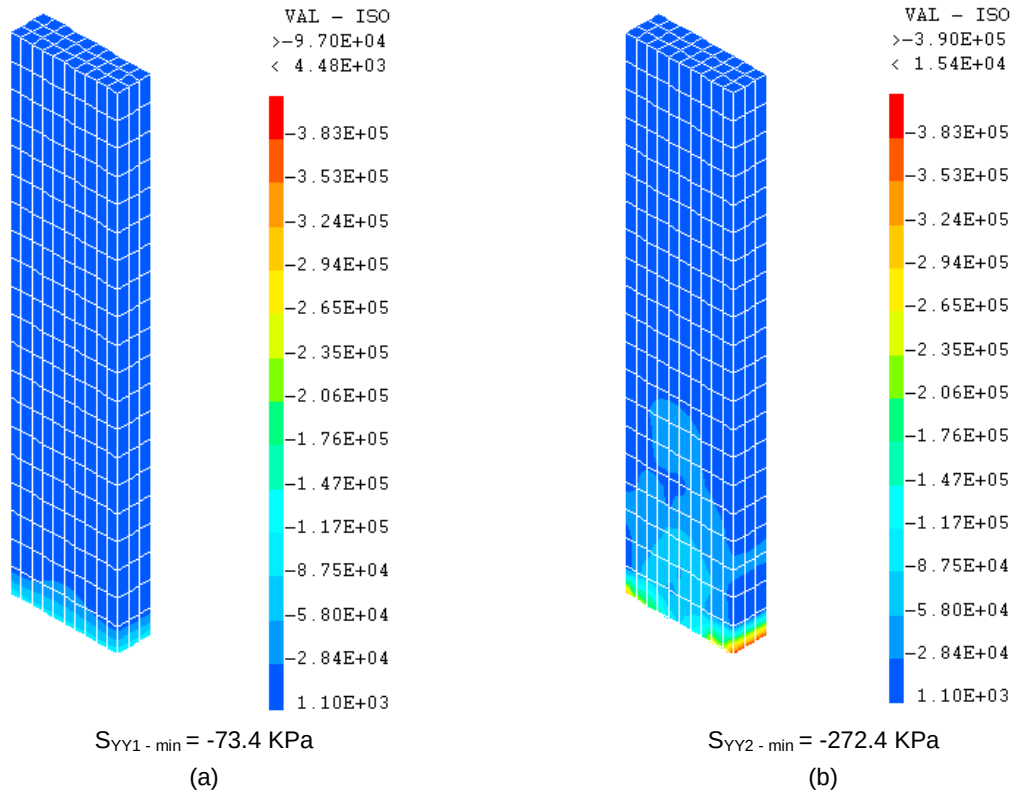


Figura 4. 42 – Mapa das tensões mínimas da Parede 2 na direcção YY.

(a) Combinação 1 SYY1 - min. (b) Combinação 2 SYY2 - min.

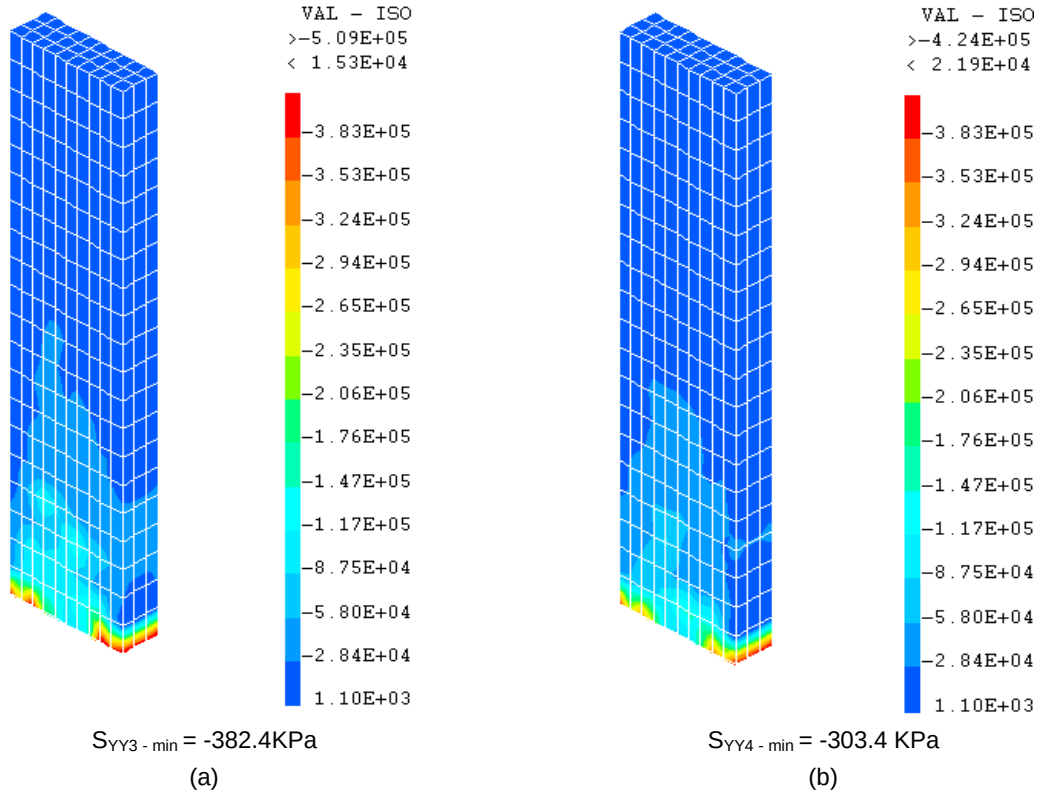


Figura 4. 43 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 3 SYY3 - min. (b) Combinação 4 SYY4 - min.

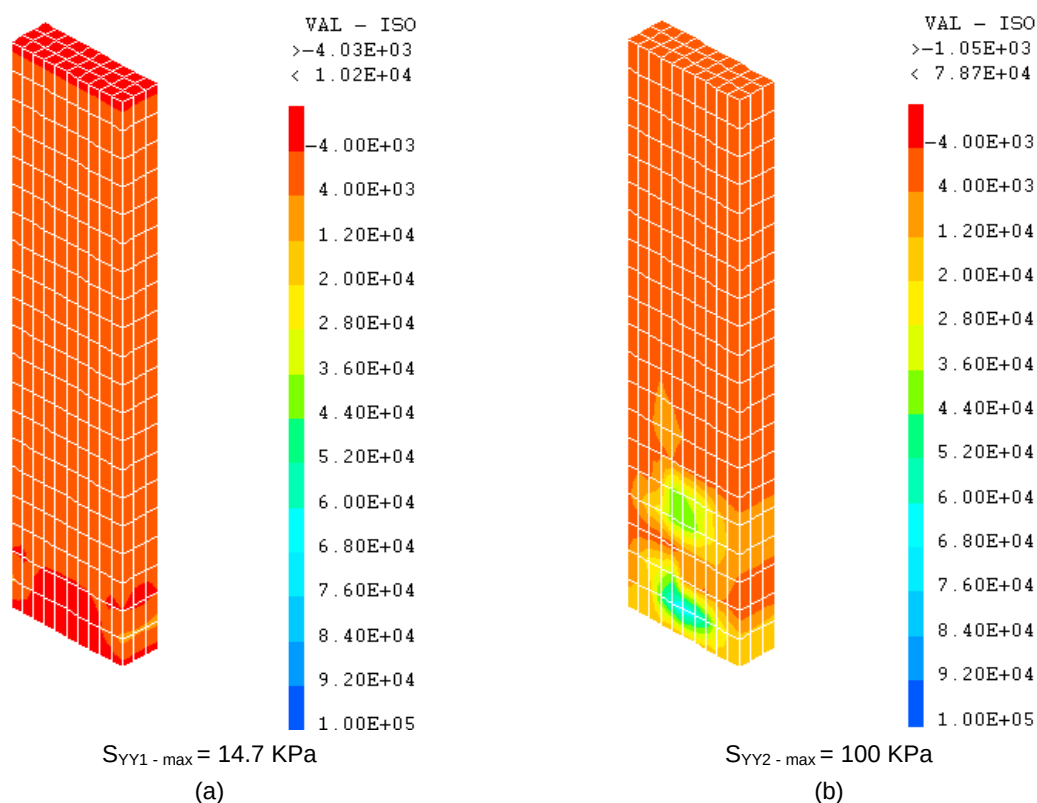


Figura 4. 44 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.

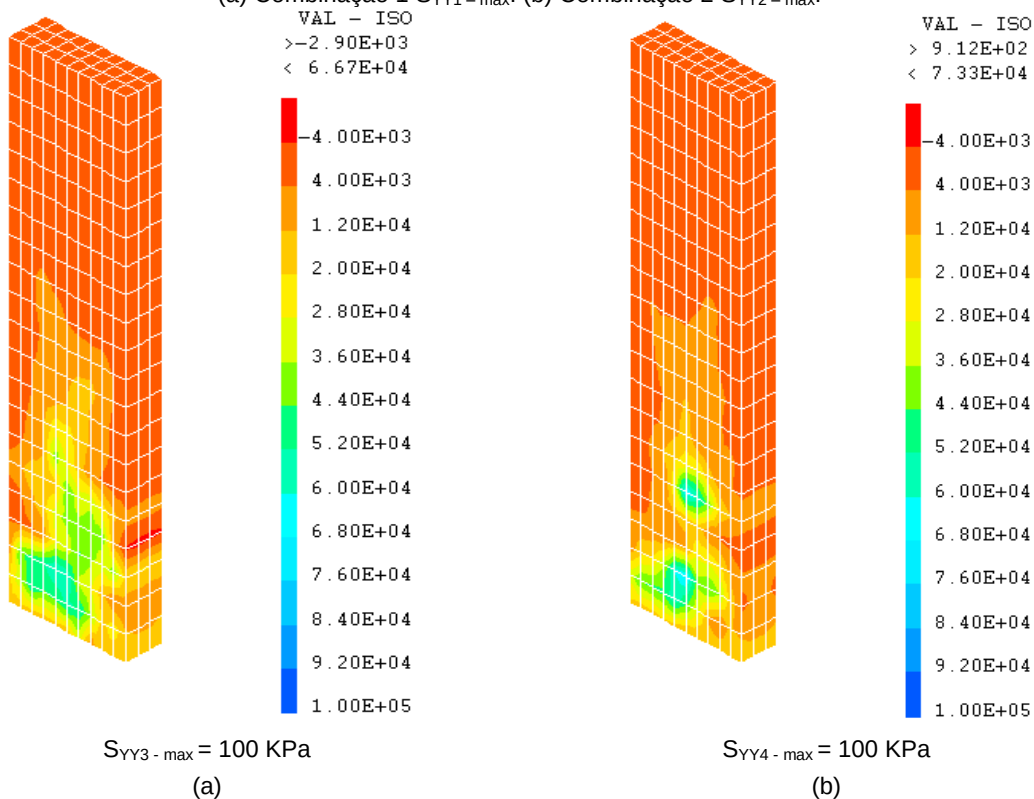


Figura 4. 45 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.

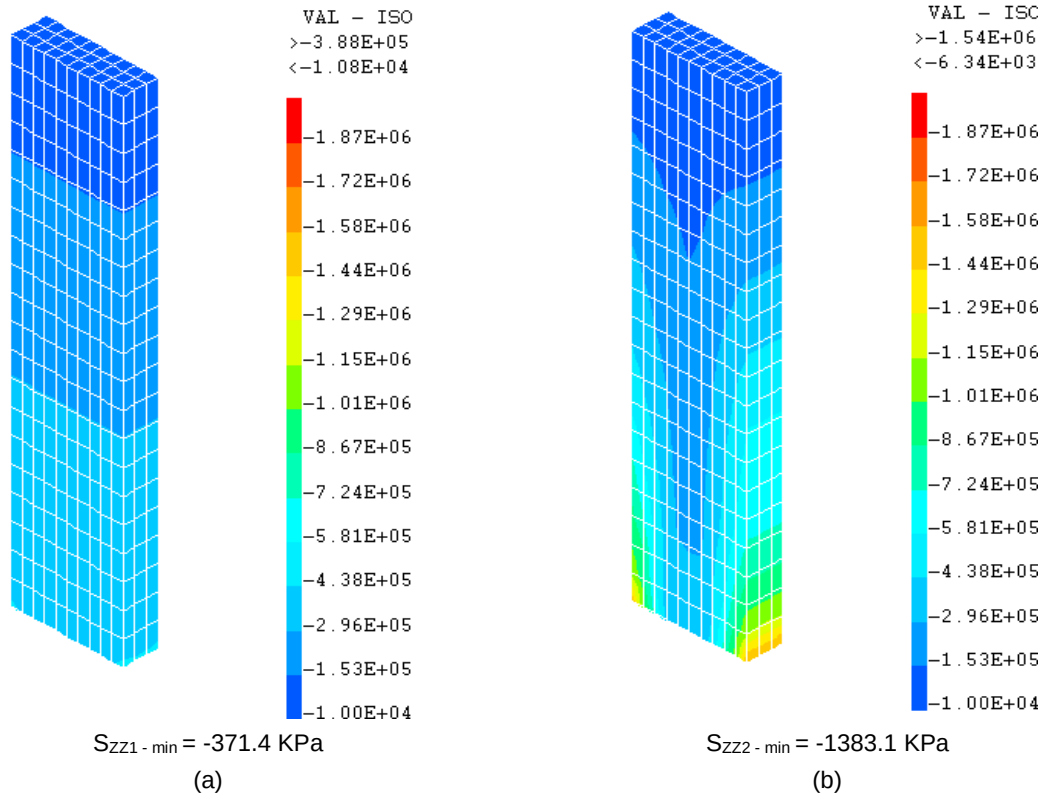


Figura 4. 46 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ.
 (a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.

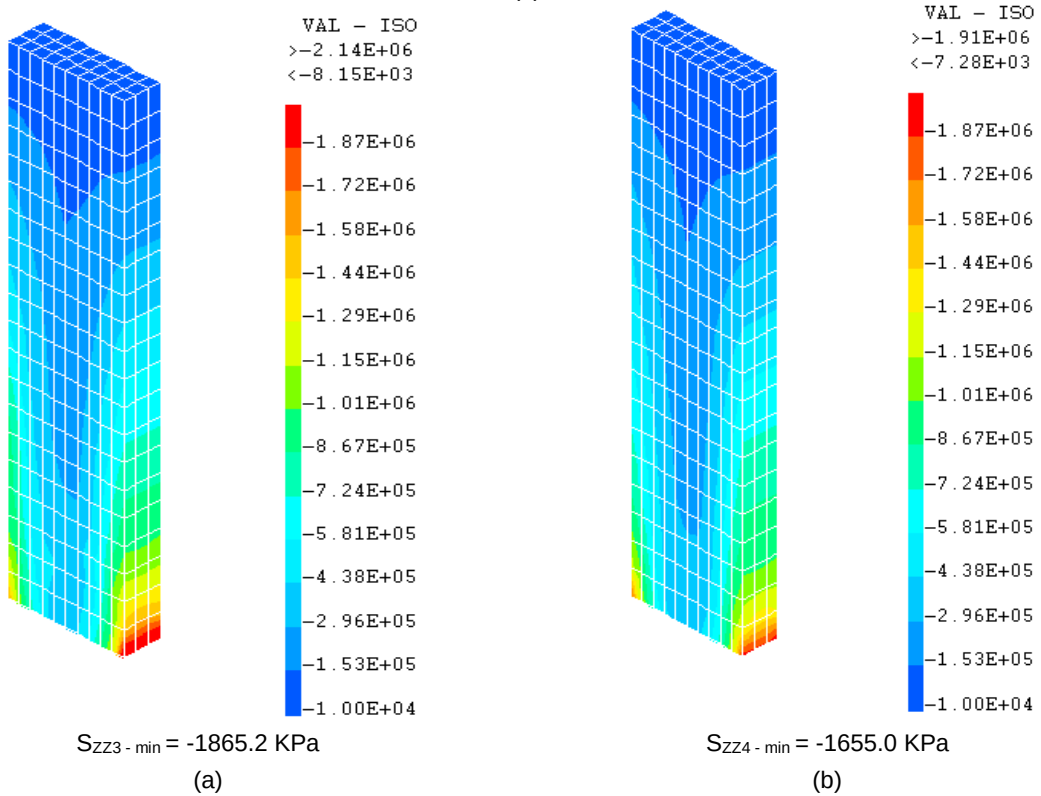


Figura 4. 47 – Mapa das tensões mínimas da PA2 na direcção ZZ.
 (a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.

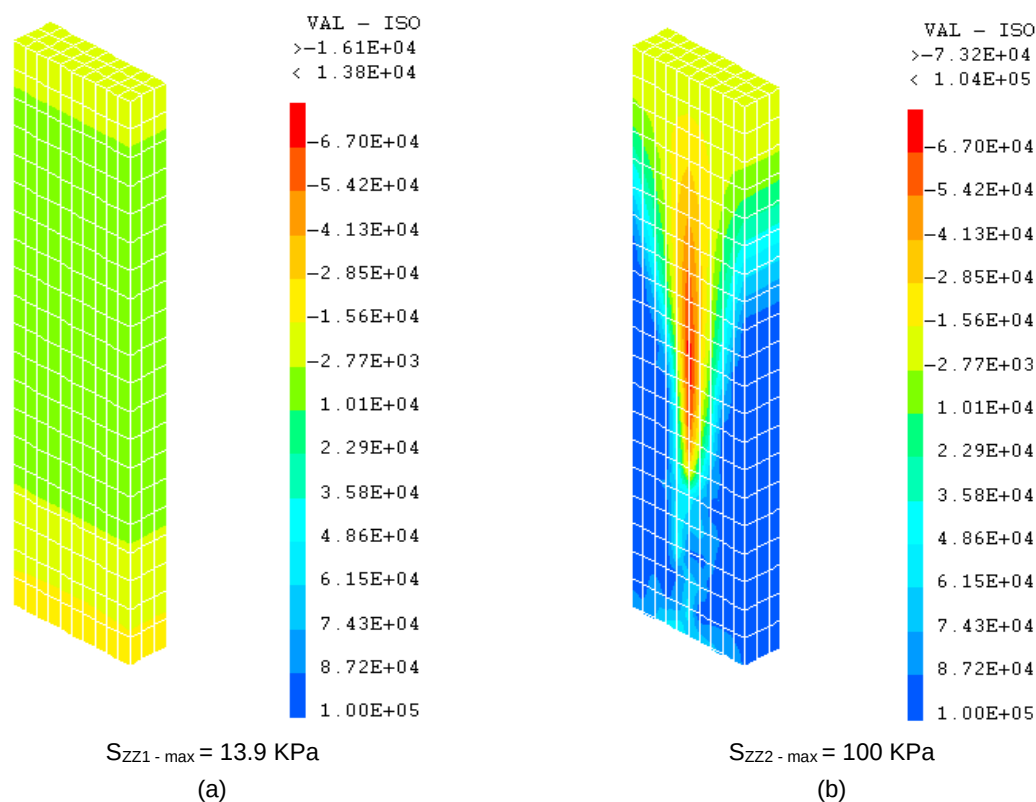


Figura 4. 48 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 SZZ1 - max. (b) Combinação 2 SZZ2max.

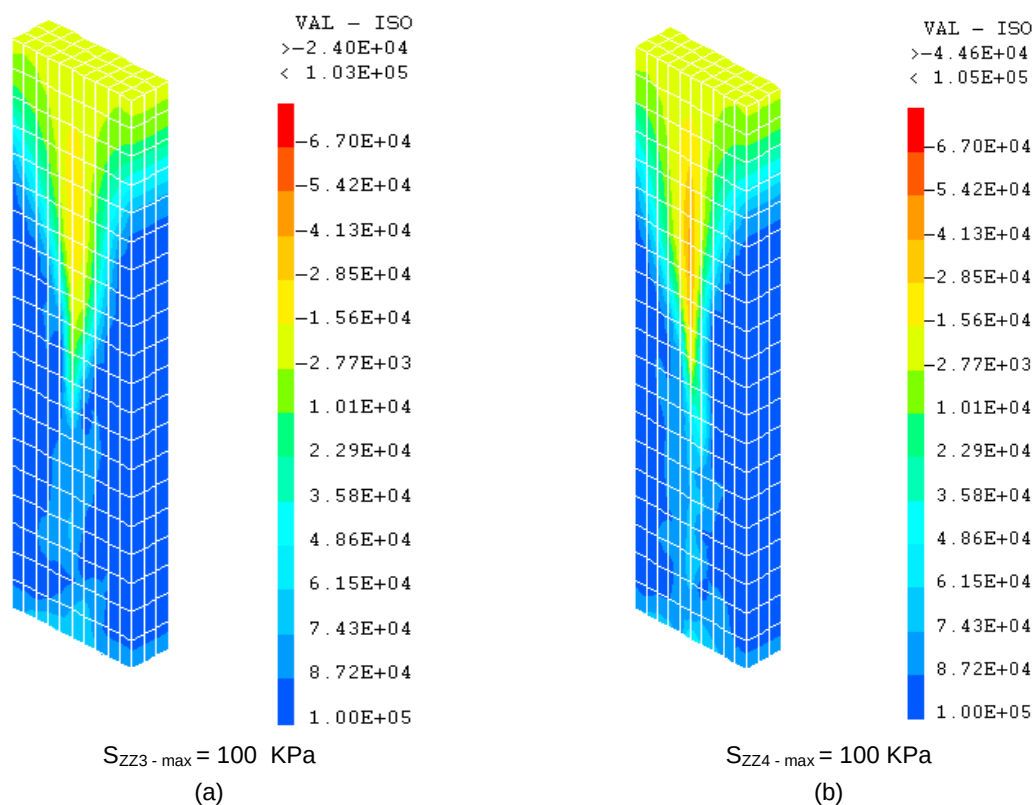


Figura 4. 49 – Mapa das tensões máximas da PA2 na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 SZZ3 - max. (b) Combinação 4 SZZ4 - max.

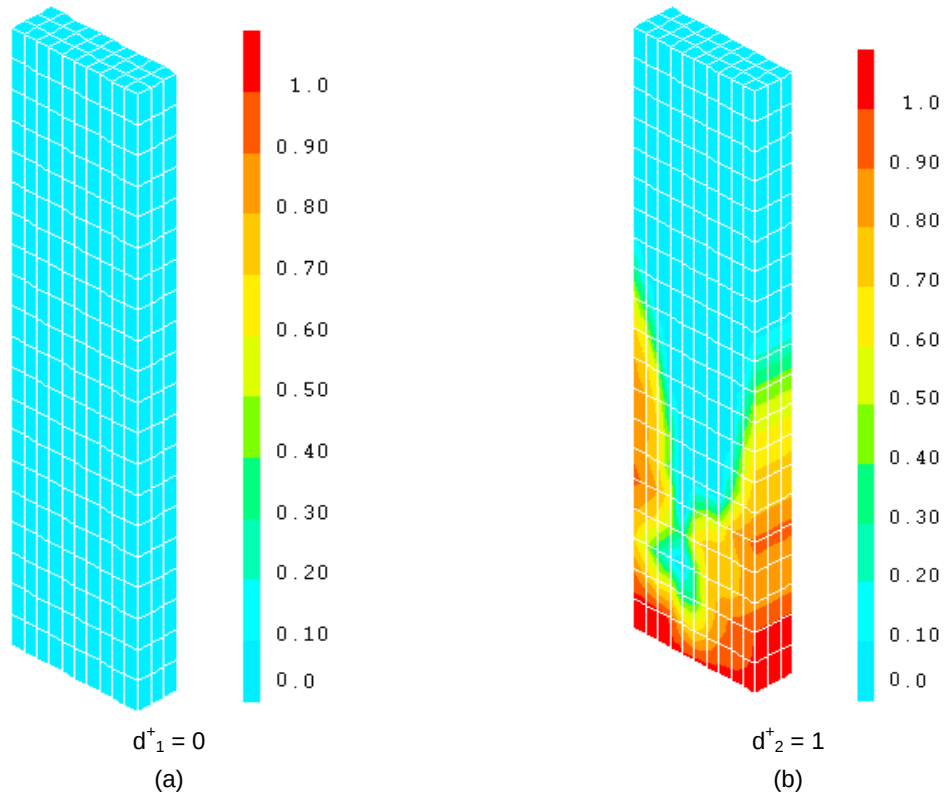


Figura 4. 50 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA2.

(a) Combinação 1 d^+_1 . (b) Combinação 2 d^+_2 .

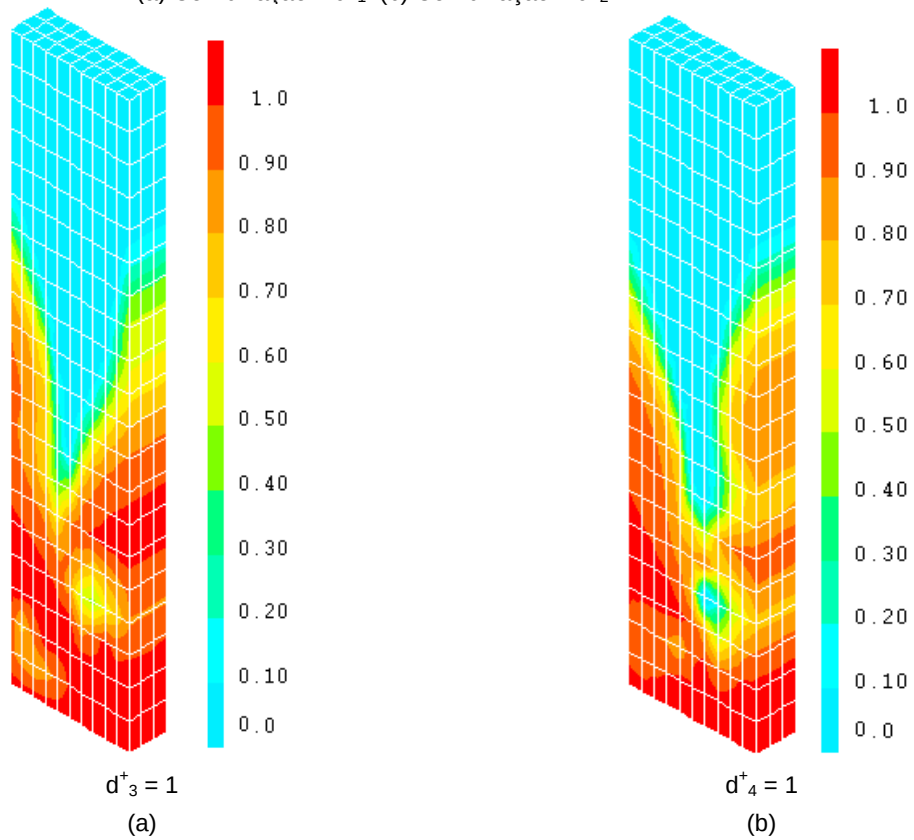


Figura 4. 51 – Mapa de dano de tracção (d^+) da PA2.

(a) Combinação 3 d^+_3 . (b) Combinação 4 d^+_4 .

Da análise não linear, tal como na análise linear conclui-se que a introdução conjunta da componente vertical com a componente horizontal YY conduz a um aumento significativo nas tensões de compressão, quando comparadas com a consideração destas componentes a actuarem de forma isolada. Comparado assim as envolventes máximas de tensões de compressão e tracção da combinação 2 com a combinação 3, conclui-se que:

- O aumento das tensões verticais verifica-se principalmente na base das paredes, sendo mais agravados na PA2.
- O agravamento das tensões verticais é consideravelmente maior do que para as tensões horizontais.
- As figuras seguintes ilustram a evolução de deslocamentos na direcção horizontal YY de um ponto central no topo da PA1 e PA2

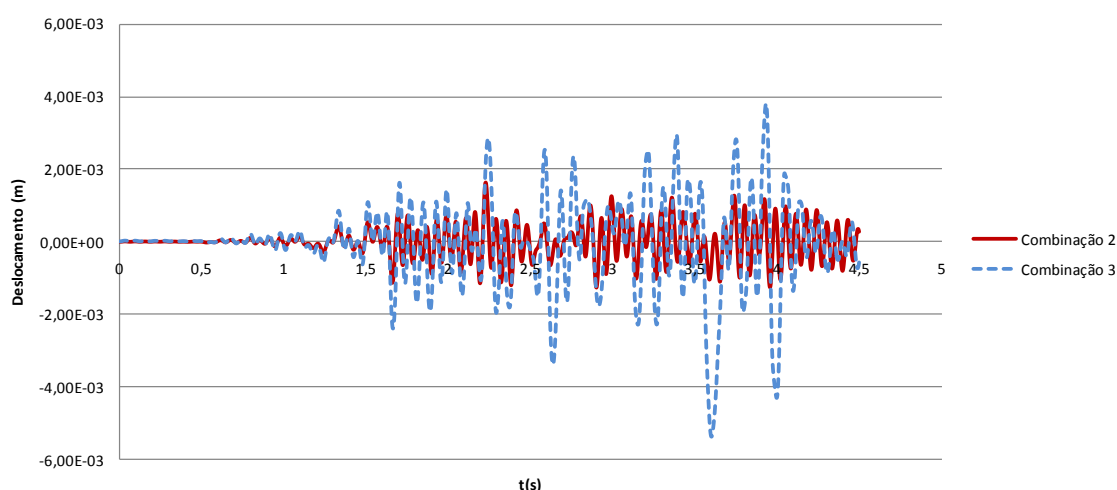


Figura 4. 52 – Evolução dos deslocamentos na direcção horizontal YY na PA1.

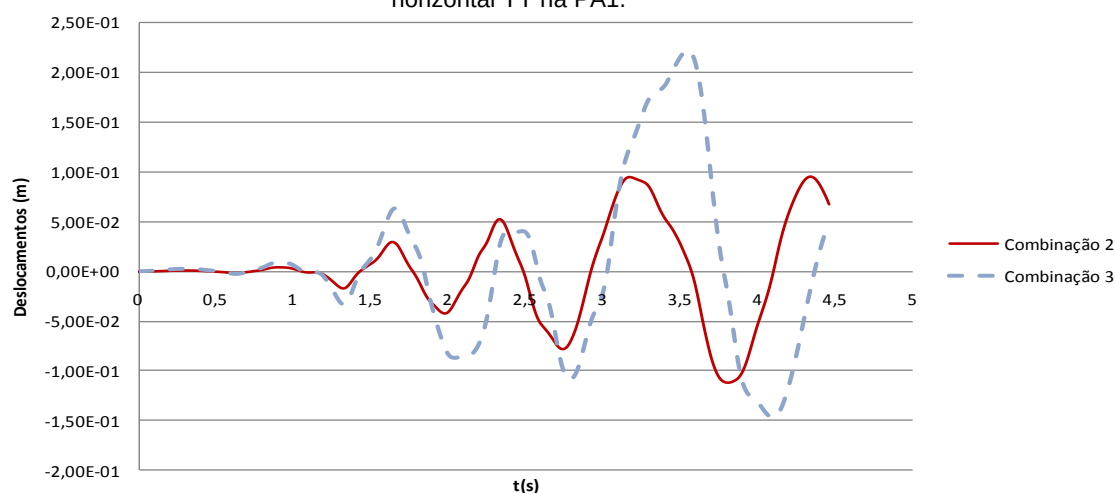


Figura 4. 53 – Evolução dos deslocamentos na direcção horizontal YY na PA2.

Da análise do mapa de danos de tracção verifica-se que na PA2 há um alargamento do dano de tracção da base para o topo, por sua vez na PA1 este dano concentra-se essencialmente na base.

Na PA1 para a combinação 4, há uma redução substancial na área de dano quando comparado com a combinação 3, na PA2 esta diferença não é tão acentuada, sendo o mapa de dano de tracção para a combinação 4 muito similar ao obtido para a combinação 3.

4.3.7. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE ALGUNS PARÂMETROS

No presente subcapítulo fazer-se-á a análise de sensibilidade de alguns parâmetros, nomeadamente sobre o passo de integração (Δt) e o valor da tensão resistente de tracção de referência (FTUL).

4.3.7.1. Passo de integração (Δt)

Com base na evolução dos deslocamentos na direcção vertical para a combinação 1, num ponto central do topo, obteve-se o espectro de resposta da PA1, para os diferentes passos de integração.

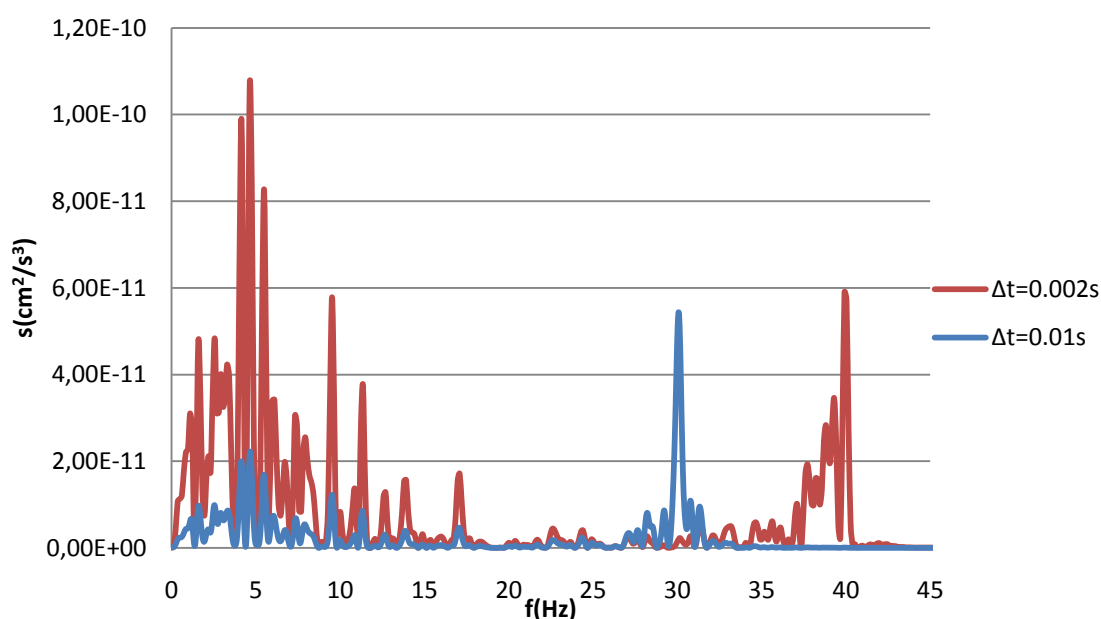


Figura 4. 54 – Espectro de Resposta da PA1, para $\Delta t=0.01$ e para $\Delta t=0.002$

Os resultados para $\Delta t = 0.01s$ para a PA1, não têm a precisão necessária, alterando claramente a frequência do modo vertical principal na resposta da estrutura. Tal como descrito no capítulo 4 (equação (4. 11)) é recomendável a utilização de um intervalo de tempo definido por $\Delta t \leq \frac{1}{f_{max} \cdot 10}$, para que se possa obter resultados com a precisão requerida. Recorda-se que a resposta modal da PA1 fica perfeitamente definida nas três direcções para uma frequência 43.19 Hz, ou seja $\Delta t \leq 0.0023s$

4.3.7.2. Valor da tensão resistente de tracção de referência (FTUL)

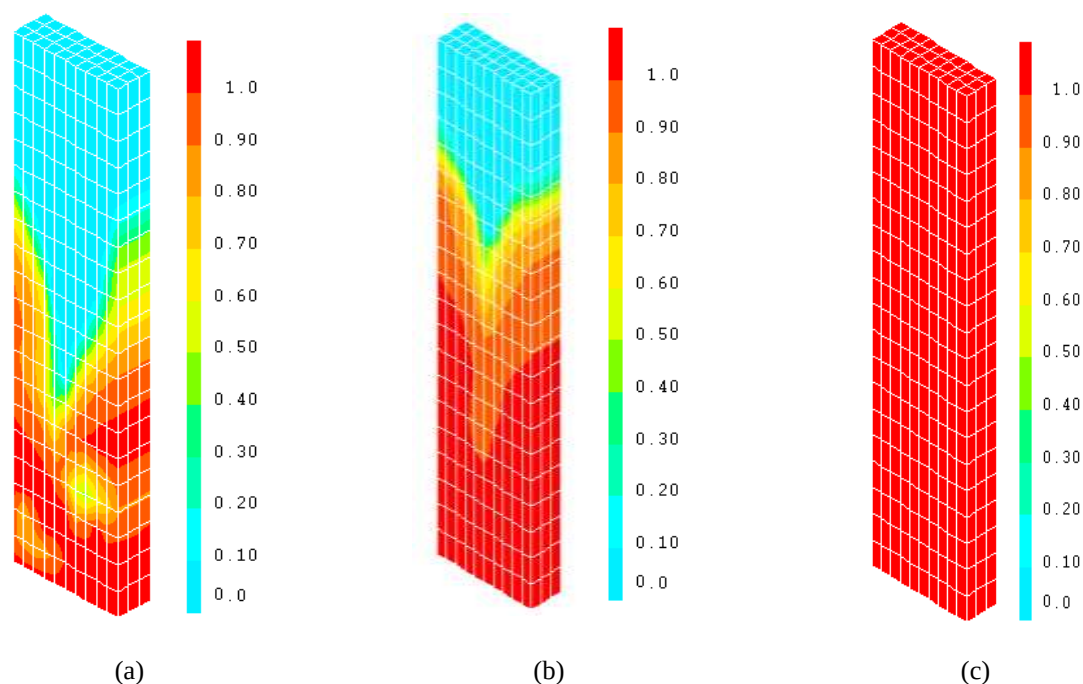


Figura 4. 55 – Mapa de dano de tracção da PA2, para a combinação 3. (a) Material 1 (FTUL=100 KPa);
(b) Material 2 (FTUL=50 KPa); (c) Material 3 (FTUL=5 Pa).

Da análise do mapa de dano de tracção verifica-se que para o material 3 toda PA2 encontra-se com dano igual a 1. Neste caso, a convergência só é possível porque a acção é dinâmica e cíclica, actuando num curto espaço de tempo.

5

ANÁLISE SÍSMICA DE DOIS CASOS DE ESTUDO

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tal como referido no capítulo 4, este trabalho visa estudar o comportamento das estruturas em alvenaria pedra. Assim foram simuladas numericamente duas torres, a Torre de Vilar e a Torre dos Alcoforados sob a acção sísmica horizontal e vertical. A escolha destas torres teve por base, por um lado a simplicidade e regularidade em termos geométricos, e por outro facto de terem sido duas estruturas estudadas pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) o que facilitou o acesso a toda informação necessária. O objectivo da escolha de duas torres é fazer a comparação entre o comportamento de uma torre de menor altura e menos esbelta, e uma torre mais alta e mais esbelta.

A estratégia adoptada passa por uma simulação numérica, usando o método dos elementos finitos, para analisar o comportamento linear, bem como o comportamento não linear das torres em alvenaria de pedra.

No presente capítulo fazer-se-á, numa primeira parte, uma breve descrição, quer histórica, quer geométrica das duas torres, bem como a descrição do processo realizado para criar os modelos a utilizar no programa de cálculo CAST3M. Na segunda parte, de forma análogo ao realizado no capítulo anterior, fazer-se-á uma análise modal preliminar e a análise sísmica das duas torres.

5.2. DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO: TORRE DE VILAR E TORRE DOS ALCOFORADOS

5.2.1. TORRE DE VILAR

A Torre de Vilar (Figura 5. 1), construída entre a segunda metade do século XIII e início do século XIV, é um exemplo raro de Residência Senhorial. Localiza-se em zona rural no interior de uma propriedade privada em Vilar de Torno e Alentém, concelho de Lousada, distrito do Porto (Costa et al, 2003).



Figura 5. 1 -Vista geral da Torre de Vilar antes da intervenção

Foi classificada como imóvel de Interesse Público em 1978. Em 2005 iniciaram-se as obras de recuperação da torre que consistiram na intervenção arquitectónica e paisagística de conservação e valorização, realizadas no âmbito do projecto da Rota do Românico do Vale do Sousa (Costa et al, 2003).



Figura 5. 2 - Torre de Vilar após a intervenção

As designações para os diversos elementos estruturais principais da Torre de Vilar encontram-se referenciadas no Quadro 5. 1, em correspondência com a Figura 5. 3.

Quadro 5. 1-Elementos estruturais e correspondentes designações

C1 - Cunhal 1	C2 - Cunhal 2	C3 - Cunhal 3	C4- Cunhal 4
P1 - Parede principal 1	P2 - Parede principal 2	P3 - Parede principal 3	P4 - Parede principal 4

A Torre de Vilar, tem planta rectangular com aproximadamente 9 metros (P1 e P3) por 7 metros (P2 e P4) e possui uma altura aproximada de 15 metros com janelas e seteiras dispostas ao longo de vários níveis

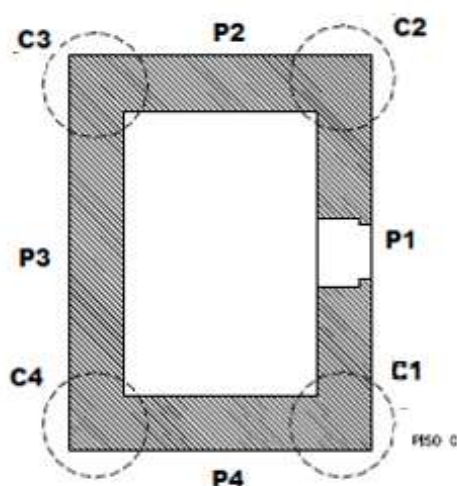


Figura 5. 3 – Esquema representativo da Planta da Torre de Vilar

5.2.2. TORRE DOS ALCOFORADOS

A Torre dos Alcoforados (Figura 5. 4), também designada por Torre dos Mouros, localiza-se no interior de uma propriedade privada em Lordelo, concelho de Paredes, distrito do Porto. Possui na sua vizinhança uma habitação recente (final do século XX, Figura 5. 5) e uma outra de arquitectura de cariz rural (Figura 5. 6).



Figura 5. 4 – Vista geral da Torre dos Alcoforados (Costa et al, 2007).



Figura 5. 5 – Habitação recente (Costa et al, 2007).



Figura 5. 6 – Habitação de cariz rural (Costa et al, 2007).

A torre tem como época provável de construção os séculos XIV e XV e foi considerada como Imóvel de Interesse Público em 30 de Novembro de 1993. Apesar de ainda não se ter sido executado, existe um projecto para reconstituição do interior da torre, requalificação das paredes exteriores bem como requalificação do espaço envolvente (Figura 5. 7).

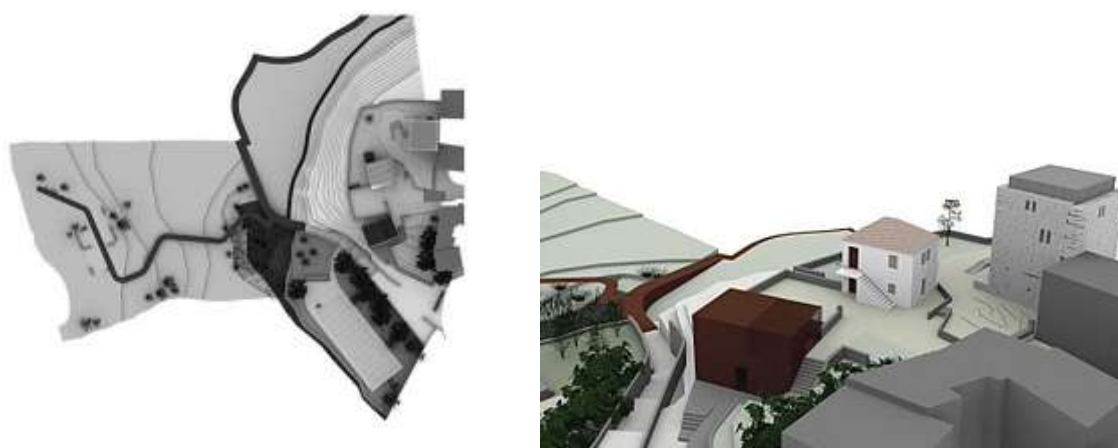


Figura 5. 7 – Proposta de requalificação da Torre de Alcoforados.

As designações para os diversos elementos estruturais principais da Torre dos Alcoforados encontram-se referenciadas no Quadro 5. 2, em correspondência com a Figura 5. 8

Quadro 5. 2- Elementos estruturais e correspondentes designações

C1 - Cunhal 1	C2 - Cunhal 2	C3 - Cunhal 3	C4- Cunhal 4
P1 - Parede principal 1	P2 - Parede principal 2	P3 - Parede principal 3	P4 - Parede principal 4

A Torre dos Alcoforados tem planta quadrangular de aproximadamente 8 metros de lado em cantaria de granito e possui uma altura aproximada de 10 metros. Algumas das janelas apresentam bancos “namoradeiros” levando a intuir ter a torre funcionado como habitação nos pisos superiores

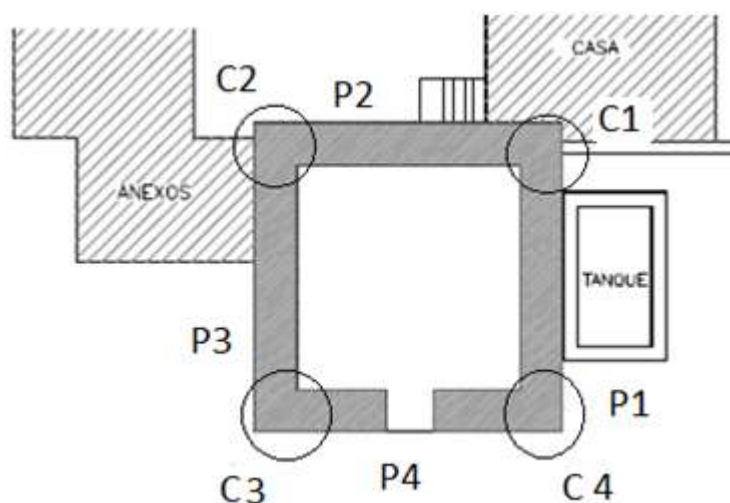


Figura 5. 8 – Esquema representativo da Planta da Torre de Alcoforados (Costa, 2007).

5.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

O processo de construção dos modelos geométricos das torres para análise com o programa de cálculo Cast3M, envolveu a utilização de diversos programas auxiliares (AutoCAD , GiD e o programa de interfaces) através dos quais foi possível tratar a informação para introduzir no programa de calculo Cast3M. Em seguida apresenta-se, de forma sucinta, o processo de definição numérica da geometria das malhas.

Com base nas dimensões em plantas e cortes fornecidos, realizaram-se em AutoCAD (Autodesk, 2010) os modelos em três dimensões (Figura 5. 9 e Figura 5. 10), utilizando-se algumas simplificações, quer em termos de forma, quer em termos de dimensões das aberturas, dada a sua irregularidade. Os diferentes pisos também não foram considerados na modelação.

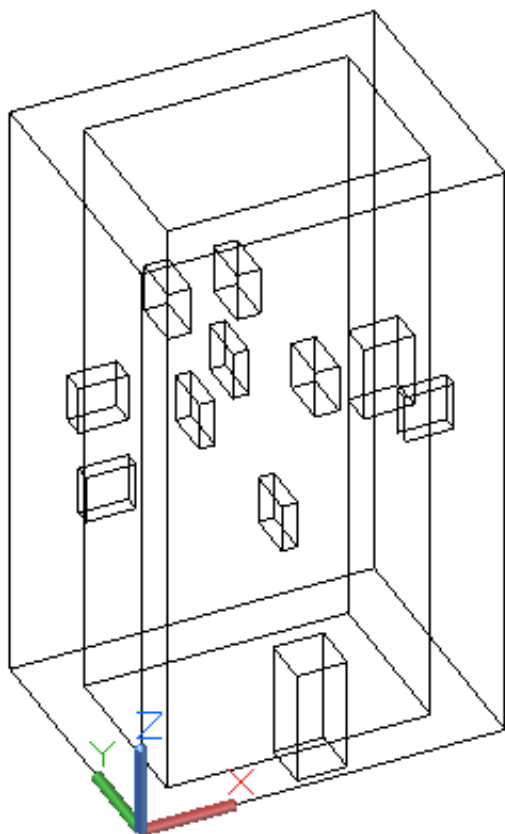


Figura 5. 9- Modelo em AutoCAD da Torre de Vilar.

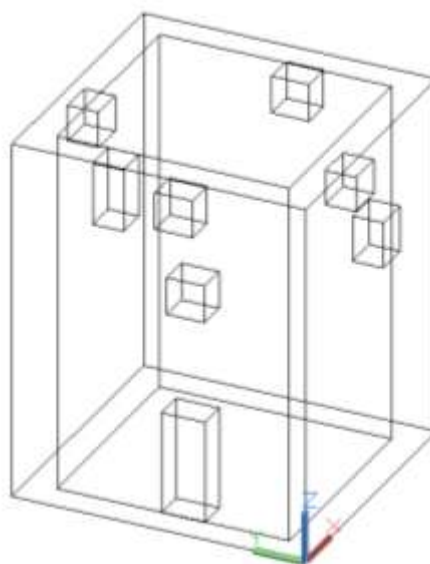


Figura 5. 10- Modelo em AutoCAD da Torre dos Alcoforados.

O AutoCAD permite gravar a geometria obtida em ficheiros com um formato próprio (ficheiros usualmente designados por DXF). No entanto, a informação organizada neste formato não é facilmente transferível para a informação de entrada em Cast3M que se baseia numa linguagem própria designada por GIBIANE.

Assim, foi necessário recorrer ainda ao programa GID (CIMME, 2009) que, depois de importar o ficheiro (.DXF) realizado em AutoCAD, permite definir faces e volumes; para o caso de faces com quatro lados e de volumes com seis faces, essas ferramentas são automáticas (Costa, 2002). A partir da informação contida neste ficheiro, foi utilizado um programa, designado BLOCO, escrito em linguagem C, que lê o ficheiro GEO e escreve um ficheiro com extensão DGIBI em linguagem GIBIANE.

Finalmente, já no programa Cast3M, foram construídas as malhas de elementos finitos utilizadas nas simulações numéricas efectuadas neste trabalho (Figura 5. 11) e foram utilizados elementos volumétricos de 8 nós, designados por CUB8 segundo a notação do Cast3M.

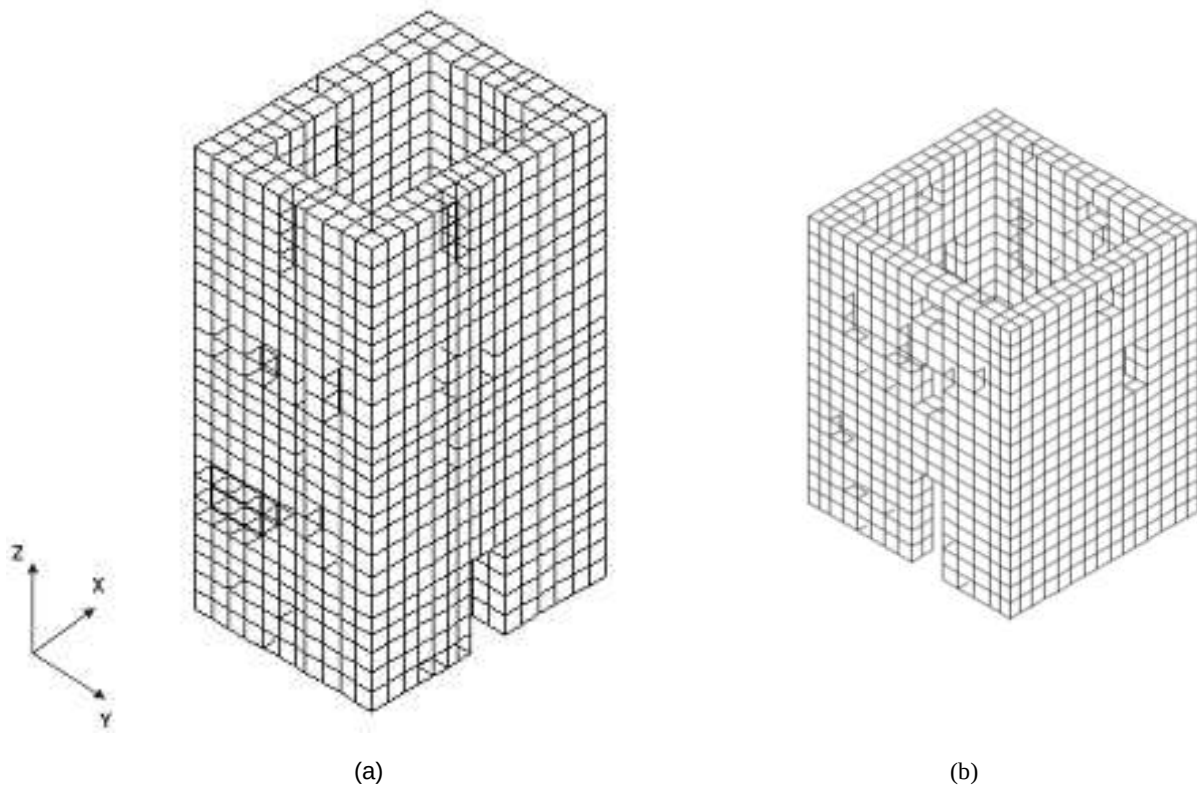


Figura 5. 11 - Modelo final em Cast3M da Torre de Vilar(a) e da Torre dos Alcoforados (b)

Em termos de condições de apoio, considerou-se que as torres estavam impedidas na base de sofrer deslocamentos nas três direcções (X; Y, Z). Note-se, no entanto, que se trata de uma condição limite dificilmente verificada na realidade. Embora as condições de fundação e a participação do solo no comportamento da estrutura possam ser importantes e condicionar a resposta, não foram consideradas nem analisadas no âmbito deste trabalho. Quanto às propriedades mecânicas da alvenaria de pedra atribuídas aos modelos, adoptaram-se as características do material 1, definidas no Quadro 3. 2.

5.4. ANÁLISE MODAL PRELIMINAR

Para efectuar a análise modal das torres, utilizaram-se os procedimentos e considerações usadas no capítulo anterior para efectuar a mesma análise para as paredes PA1 E PA2. Assim nas figuras seguintes apresentam-se os rácios de participação de massa nos diferentes modos em cada uma das 3 direcções para as duas torres.

5.4.1. TORRE DE VILAR

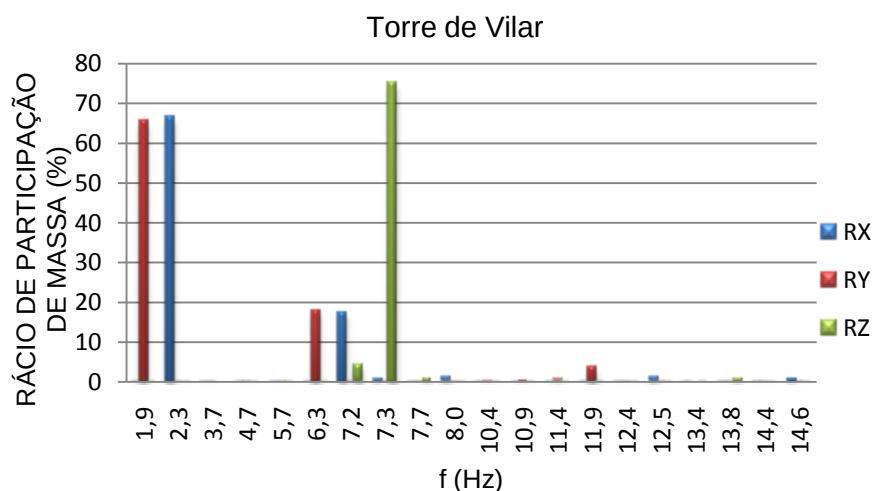
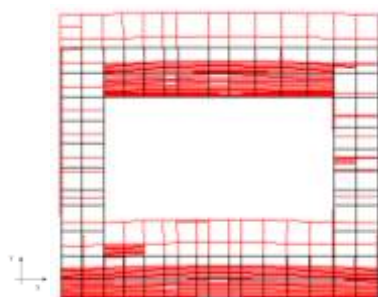
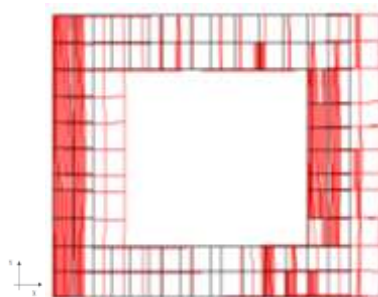
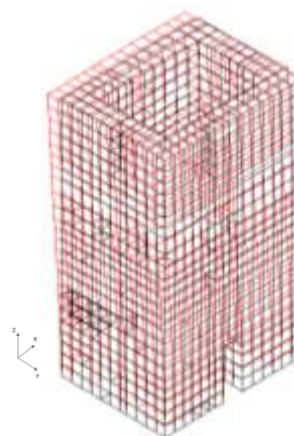


Figura 5. 12 – Rátios de participação de massa para cada um dos modos de vibração para as direcções principais da Torre de vilar.

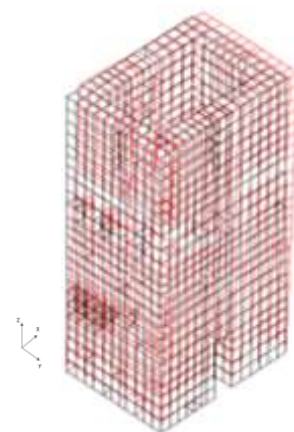
Para a Torre de Vilar os modos mais participativos na direcção XX são o 2º modo (2.35 Hz) e o 7º modo (7.22 Hz) e na direcção YY o 1º modo (1.91 Hz) e o 6º modo (6.32 Hz). O modo mais participativo na direcção ZZ é o 8º modo (7.29 Hz).

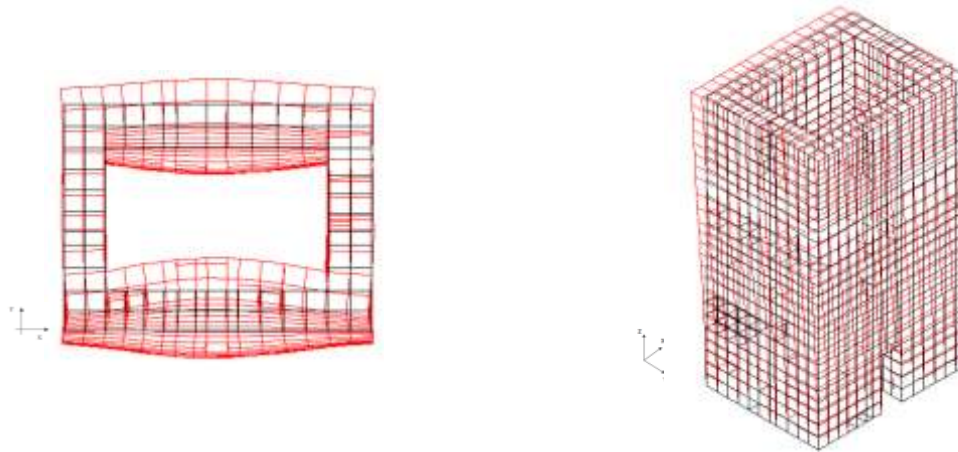


1º Modo (f=1.91 Hz)

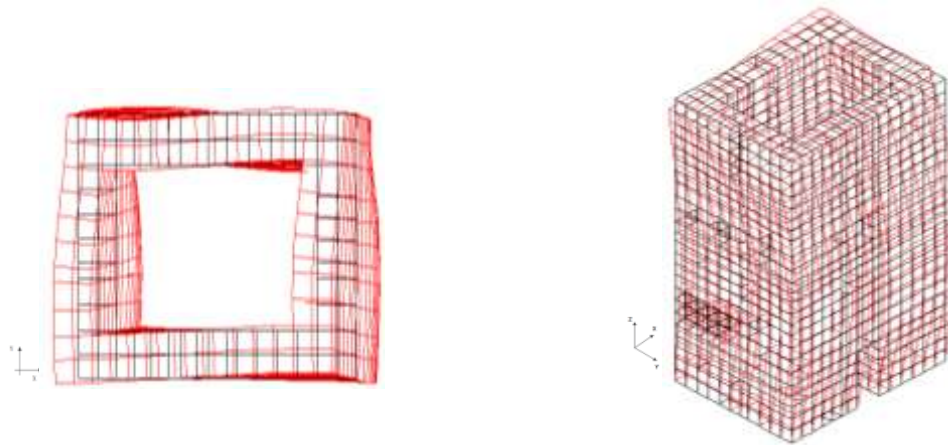


2º Modo (f=2.35)

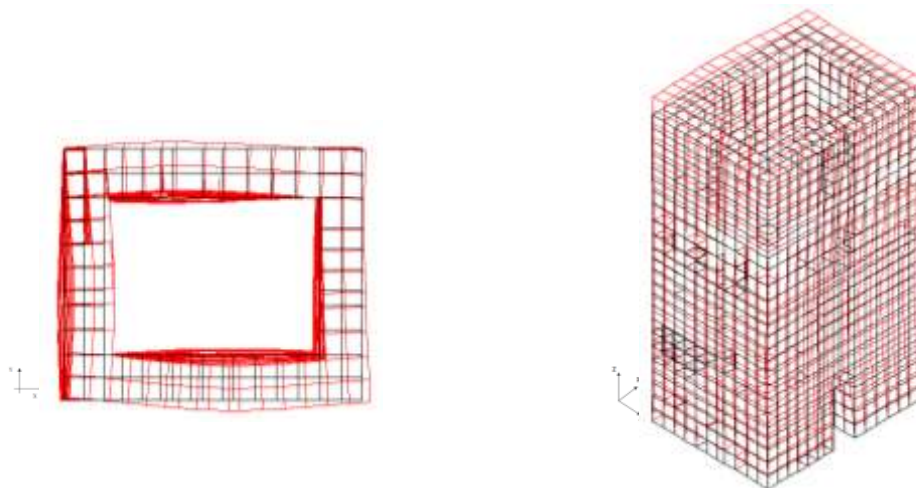




6º Modo ($f=6.32$ Hz)



7º Modo ($f=7.22$)



8º Modo ($f=7.29$ Hz)

Figura 5. 13 – Deformadas modais obtidas para a Torre de Vilar

5.4.2. TORRE DOS ALCOFORADOS

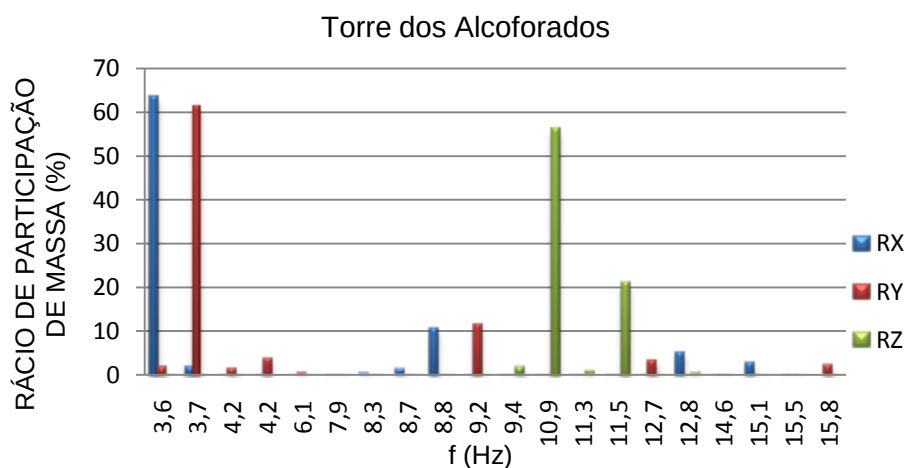
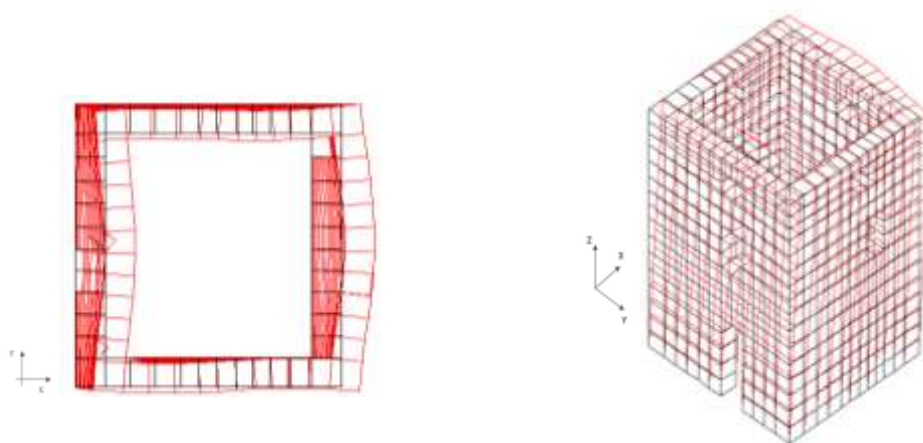
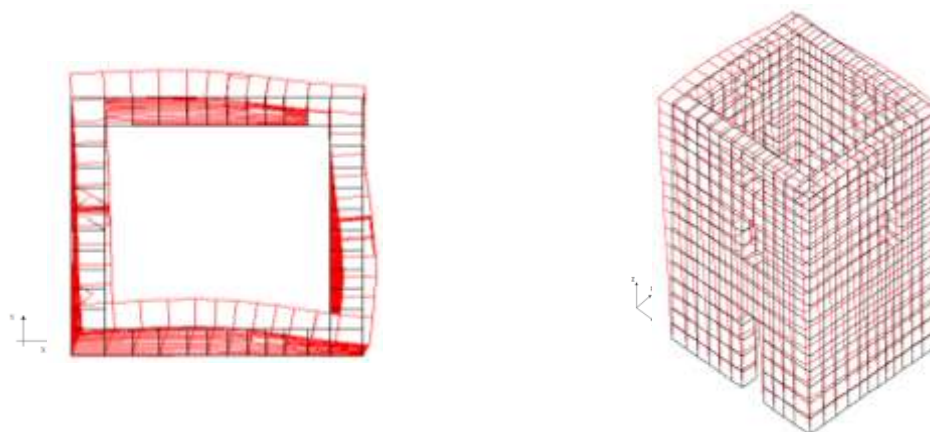


Figura 5. 14 – Rádios de participação de massa para cada um dos modos de vibração para as direcções principais da Torre dos Alcoforados.

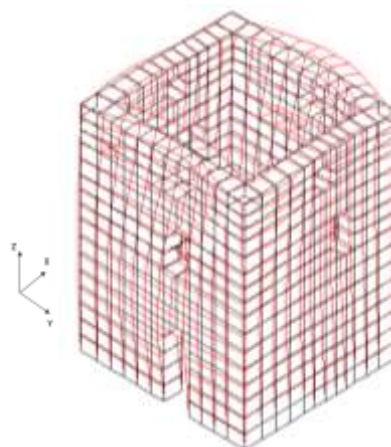
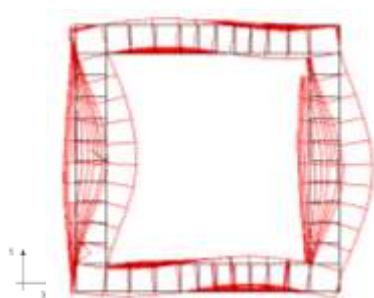
Por sua vez na Torre dos Alcoforados os modos mais participativos são o 1º modo (3.34Hz) e o 9º modo (8.76Hz) na direcção XX e o 2º modo (3.71Hz) e o 10º modo (9.16Hz) na direcção YY. Na direcção ZZ os mais participativos são o 11º modo (10.94 Hz) e o 12º modo (11.52Hz).



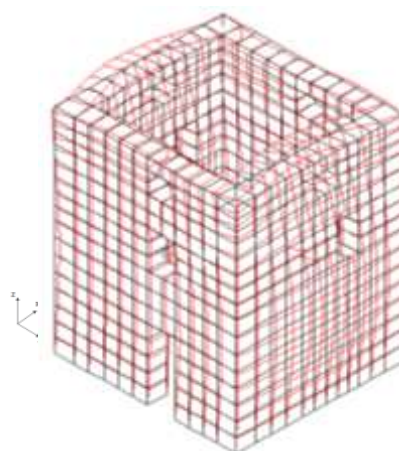
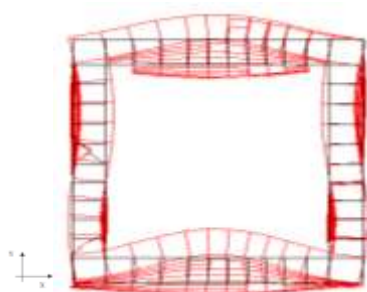
1º Modo (f=3.34 Hz)



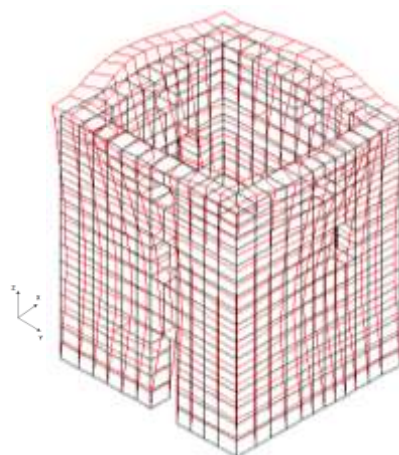
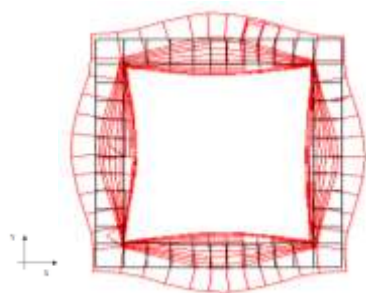
2º Modo (f=3.71 Hz)



9º Modo ($f=8.76$ Hz)



10º Modo ($f=9.16$ Hz)



12º Modo ($f=11.28$ Hz)

Figura 5. 15 – Deformadas modais obtidas para a torre dos Alcoforados

5.5. ANÁLISE SÍSMICA

A resolução do problema dinâmico resultante do efeito da acção sísmica foi efectuada através da integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, recorrendo ao método Newmark (ver capítulo 4).

O método de Newmark implica a adopção de um intervalo temporal (Δt), que depende do conteúdo em frequências da estrutura e da acção sísmica. Nas análises seguintes adoptou-se um $\Delta t = 0.01$ s, pois tal como descrito no capítulo 4 é recomendável a utilização de um intervalo de tempo definido por $\Delta t \leq \frac{1}{f_{max} \cdot 10}$, para que se possa obter resultados com precisão. Recorda-se que as respostas modais das estruturas ficam perfeitamente definidas nas três direcções para uma frequência na gama dos 10 Hz.

A matriz de amortecimento de Rayleigh (ver capítulo 4) é construída impondo dois pontos da curva, (w_1, ξ_1) e (w_2, ξ_2) . Os pontos escolhidos tiveram como base os resultados obtidos na análise preliminar modal, apresentando-se no Quadro 5. 3 os valores adoptados.

Quadro 5. 3 – Valores das frequências angulares e coeficientes de amortecimento utilizados para a determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh.

	W1	W2	Análise não linear 1	Análise não linear 2	Análise linear
			$\xi_1 = \xi_2$	$\xi_1 = \xi_2$	$\xi_1 = \xi_2$
Torre de Vilar	12.6	47.5	0.05	0.02	0.05
Torre dos Alcoforados	25.1	69.1	0.05	0.02	0.05

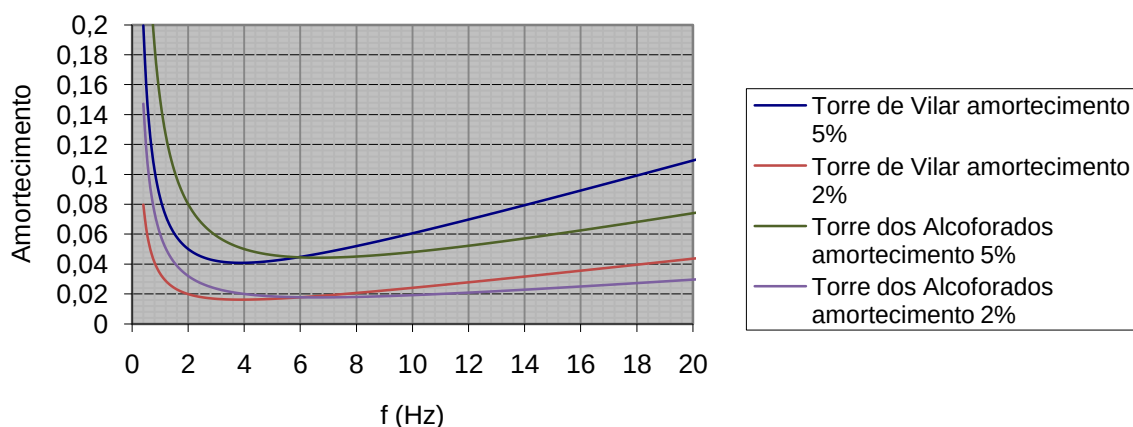


Figura 5. 16- Evolução dos amortecimentos da Torre de Vilar e a Torre dos Alcoforados para o modelo de amortecimento de Rayleigh.

5.5.1. MODELOS DE COMPORTAMENTO LINEAR

Na análise sísmica da Torre de Vilar e da Torre dos Alcoforados, começou-se, tal como no capítulo anterior, por considerar a alvenaria de pedra como tendo um comportamento linear elástico.

As figuras seguintes ilustram o mapa das envolventes das máximas e das mínimas tensões, em pascal, na direcção YY (S_{YY}) e na direcção ZZ (S_{ZZ}). Resultantes das análises sísmicas efectuada para as combinações de acção de 1 a 4.

5.5.1.1. Análise Linear da Torre de Vilar

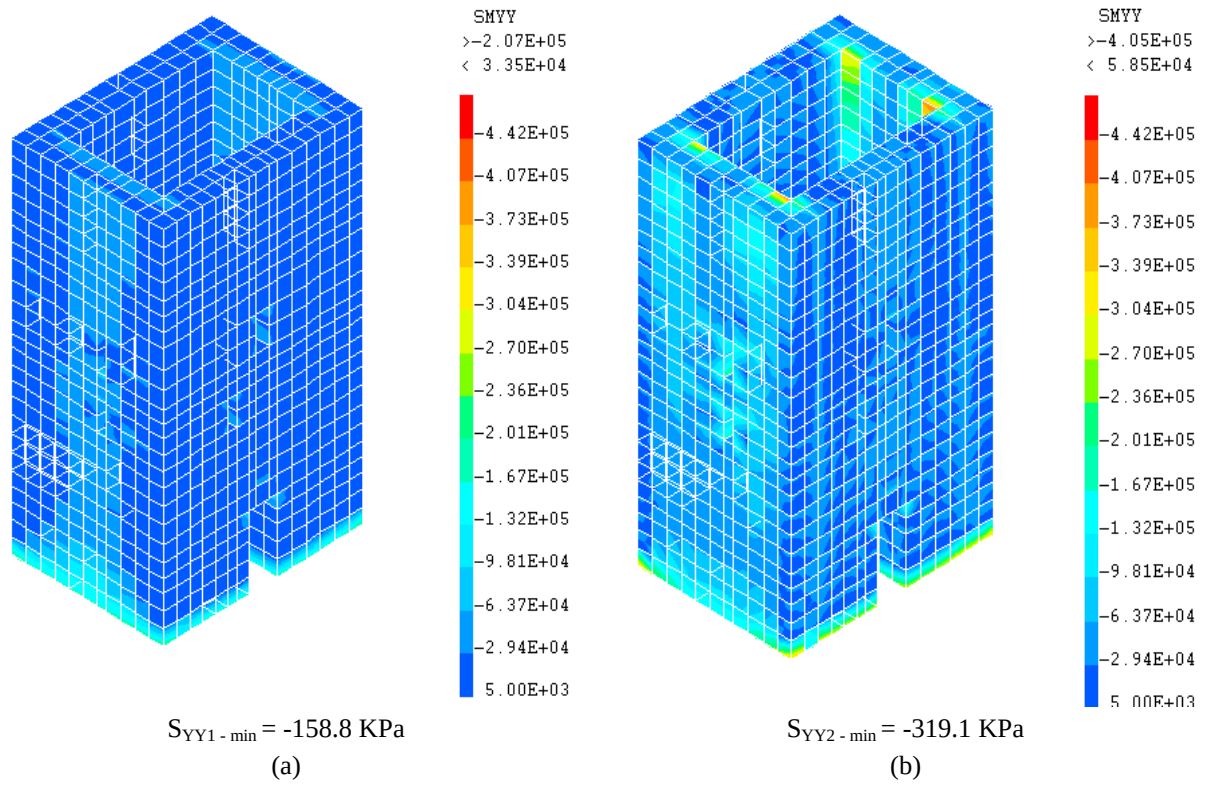


Figura 5.17 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

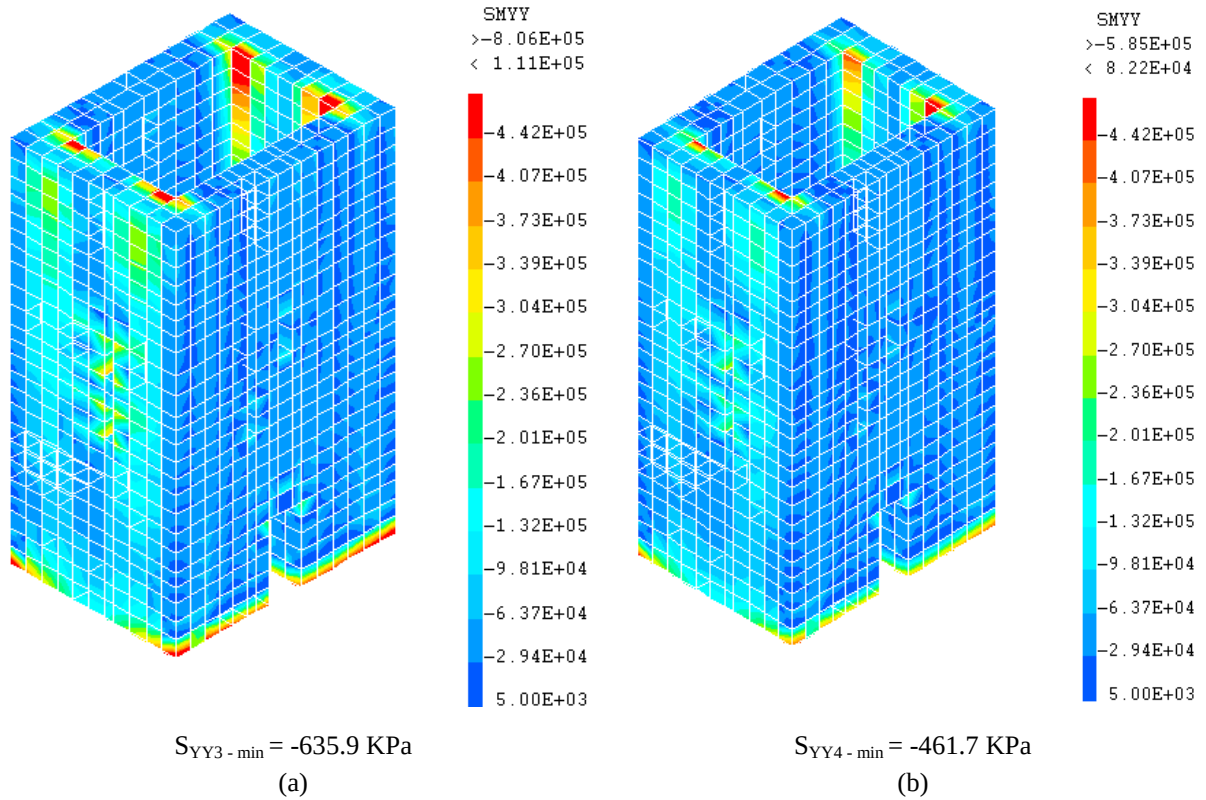


Figura 5.18 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.

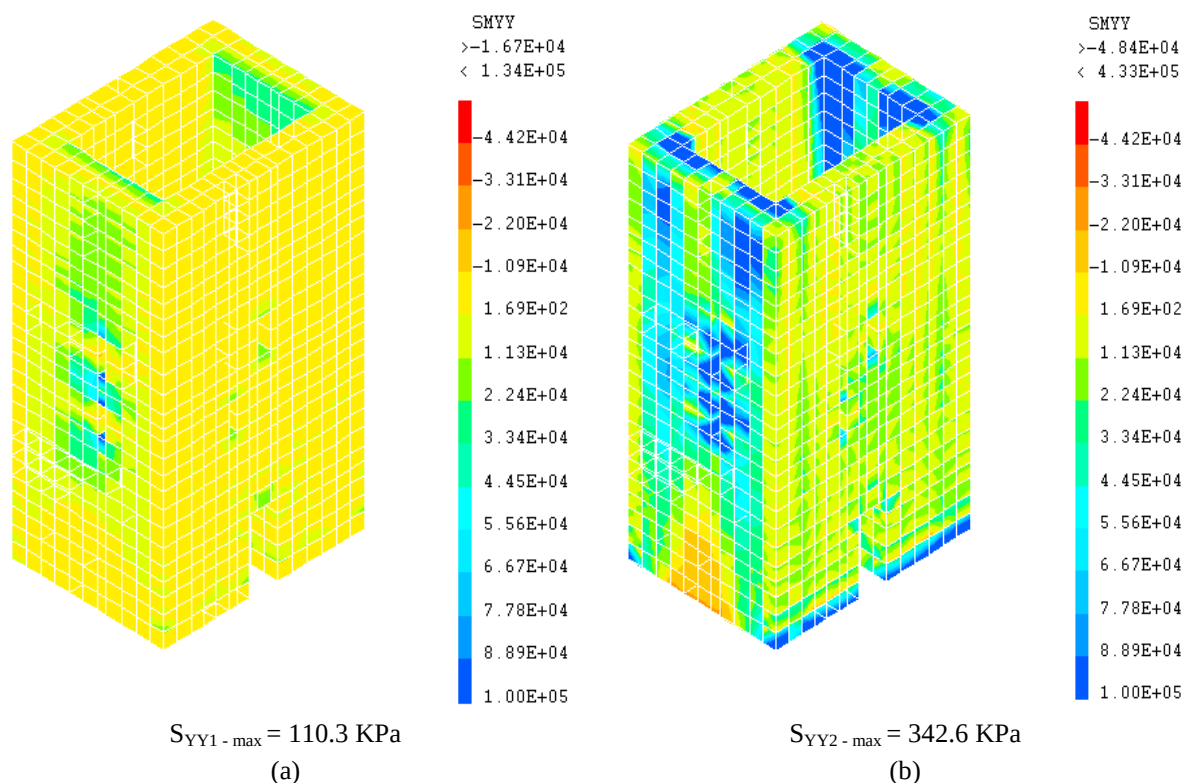


Figura 5. 19 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1-max}$. (b) Combinação 2 $S_{YY2-max}$.

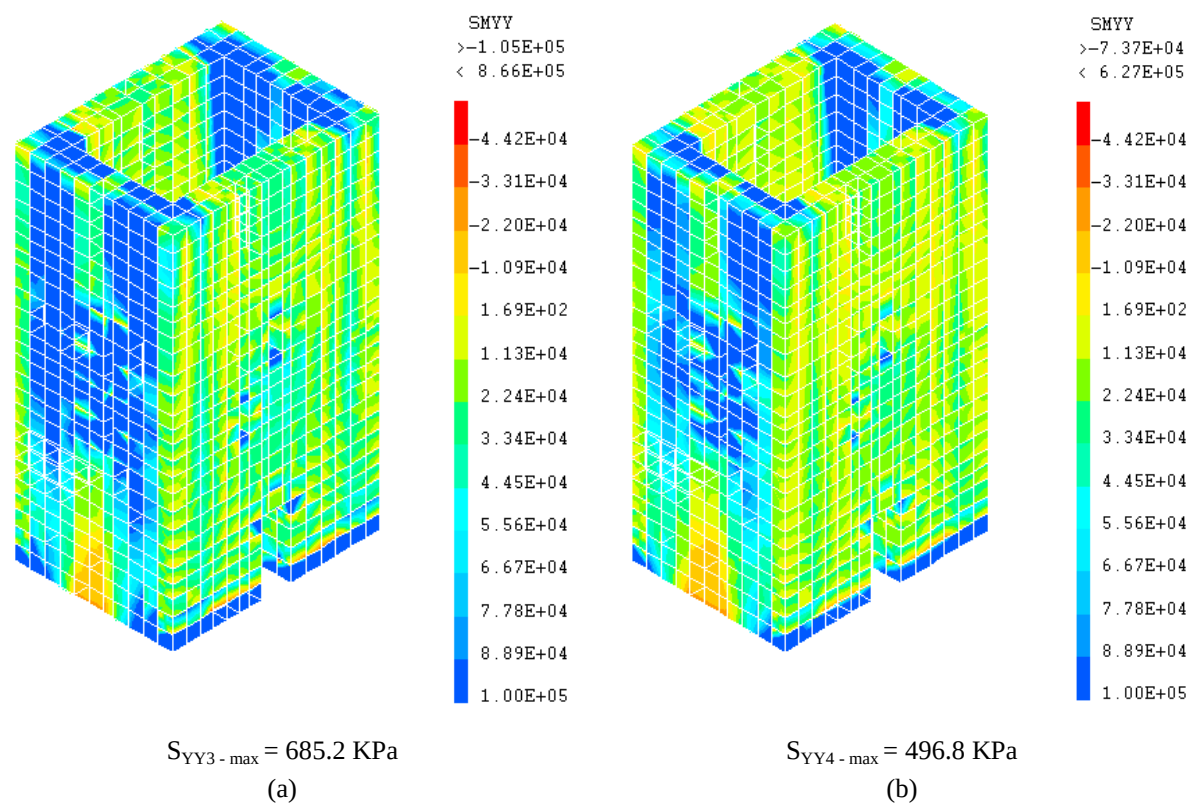


Figura 5. 20 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3-max}$. (b) Combinação 4 $S_{YY4-max}$.

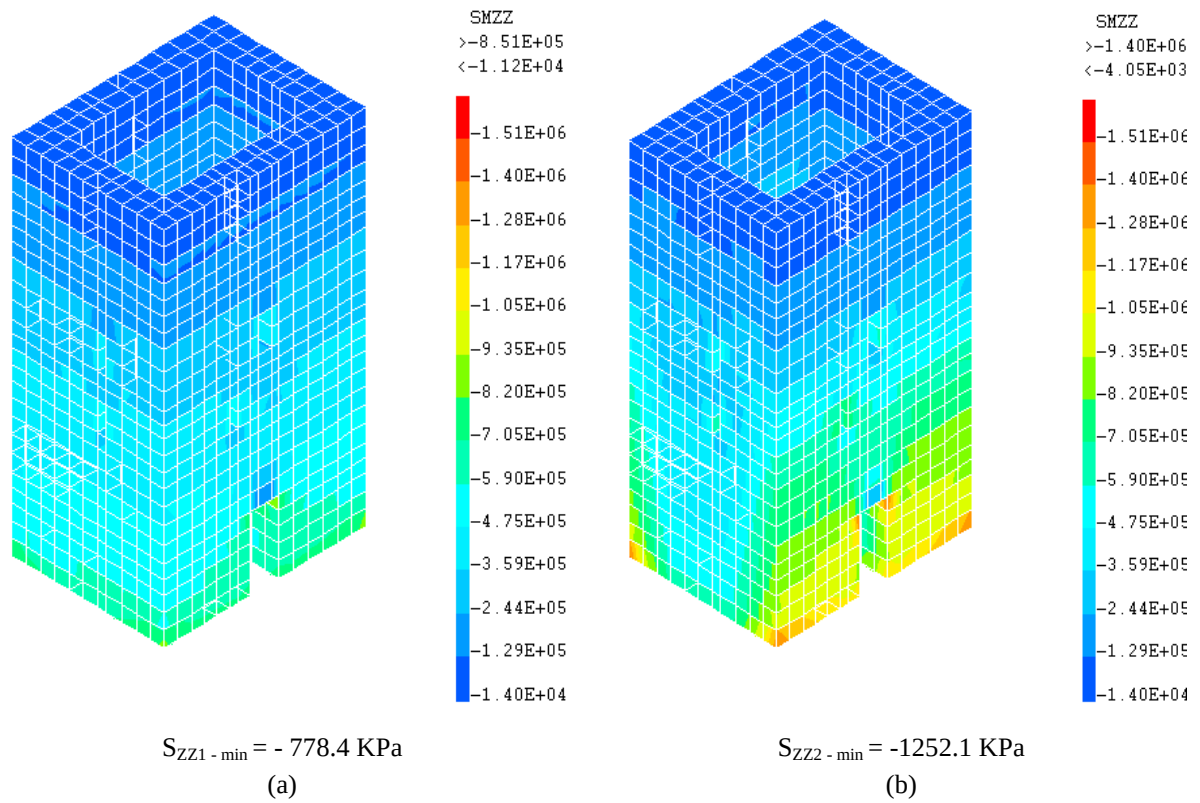


Figura 5. 21 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.

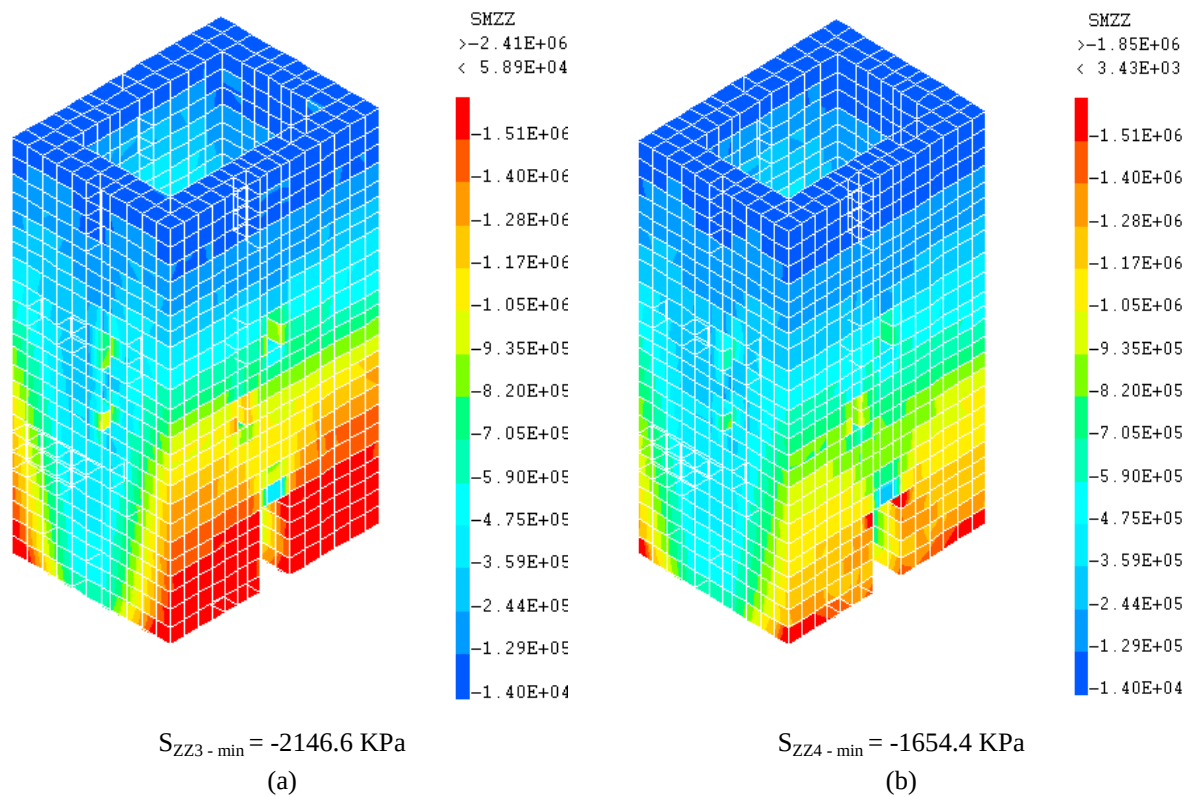


Figura 5. 22 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.

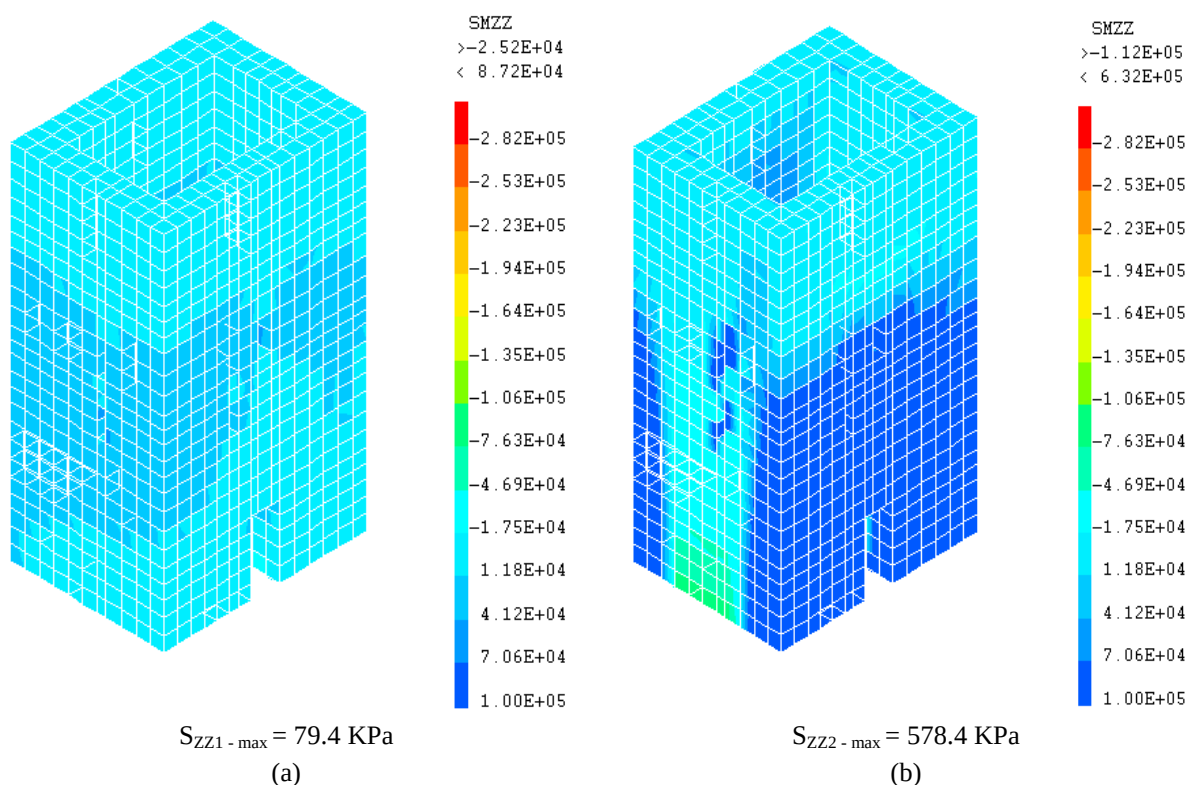


Figura 5. 23 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ.
(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.

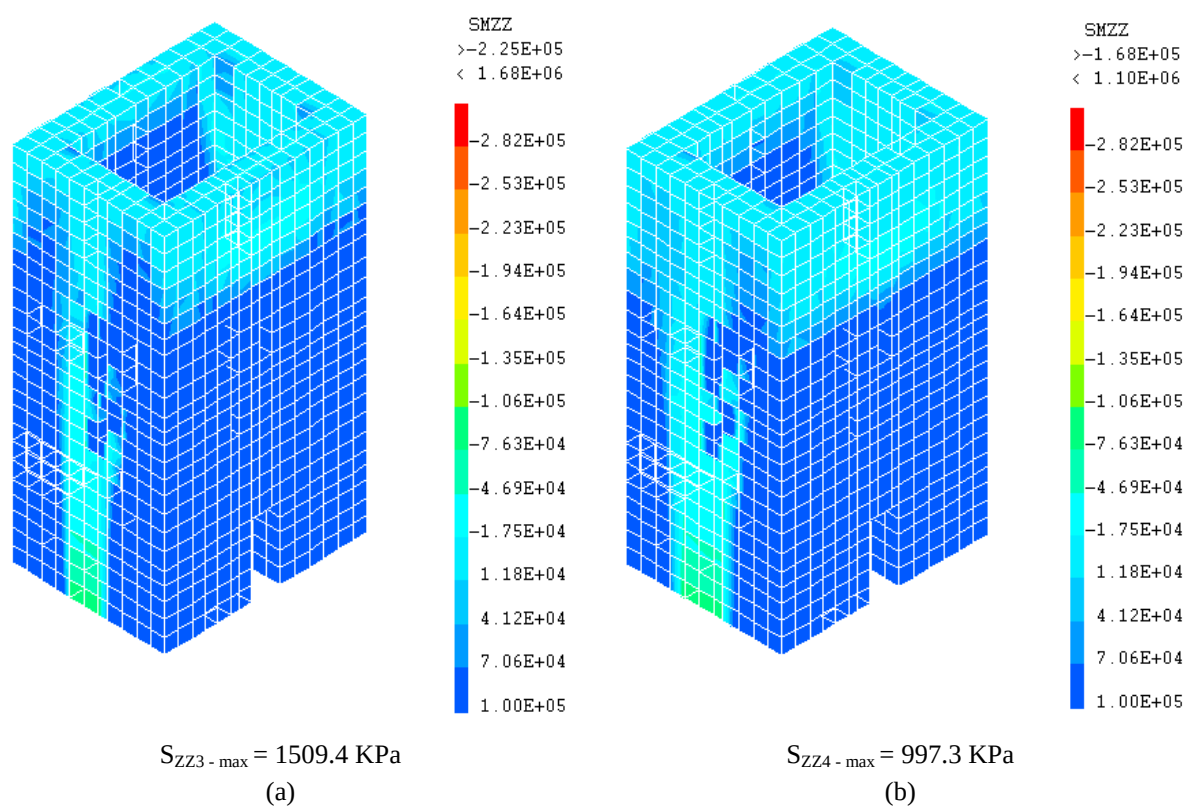


Figura 5. 24 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ.
(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.

5.5.1.2. Análise Linear da Torre dos Alcoforados

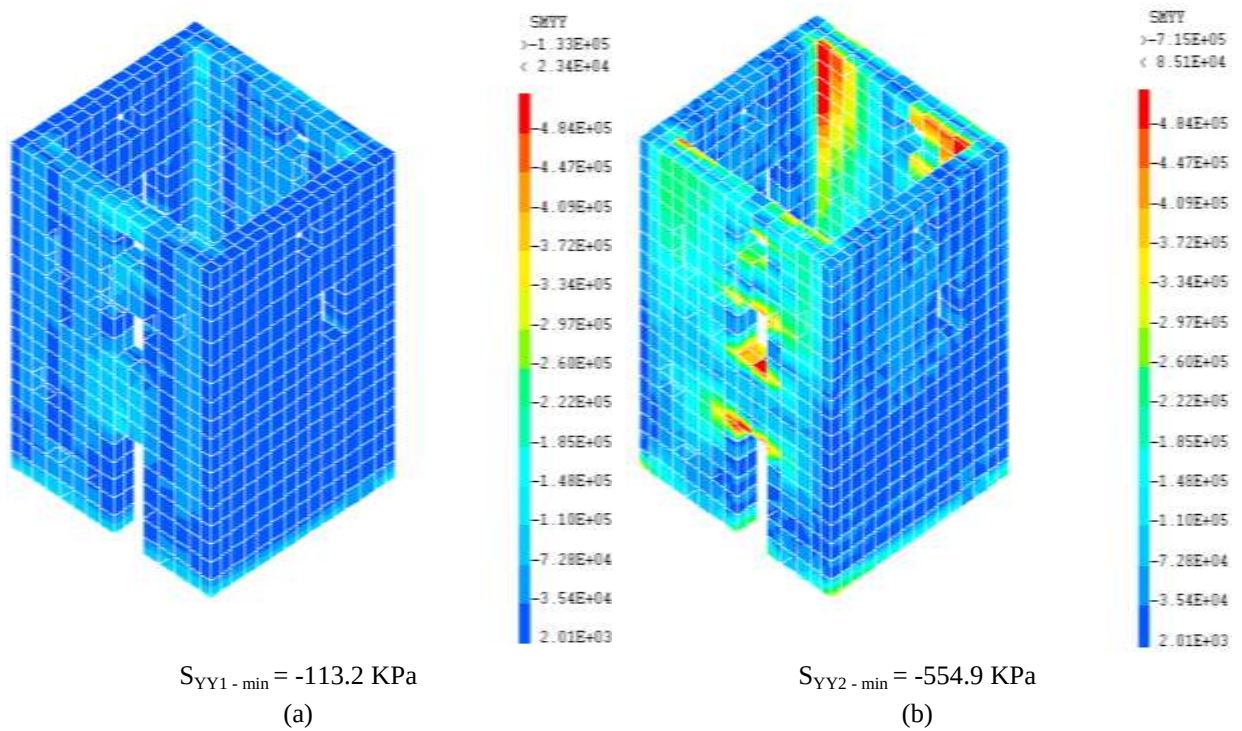


Figura 5. 25 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

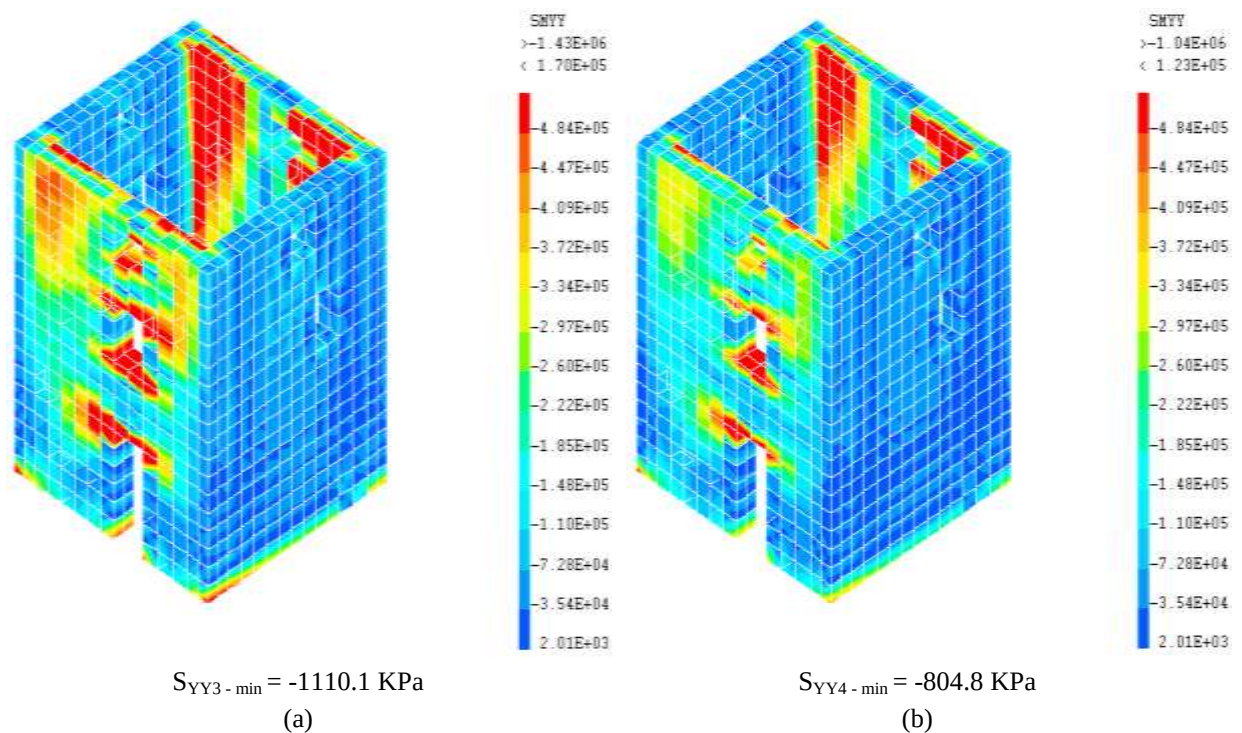


Figura 5. 26 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.

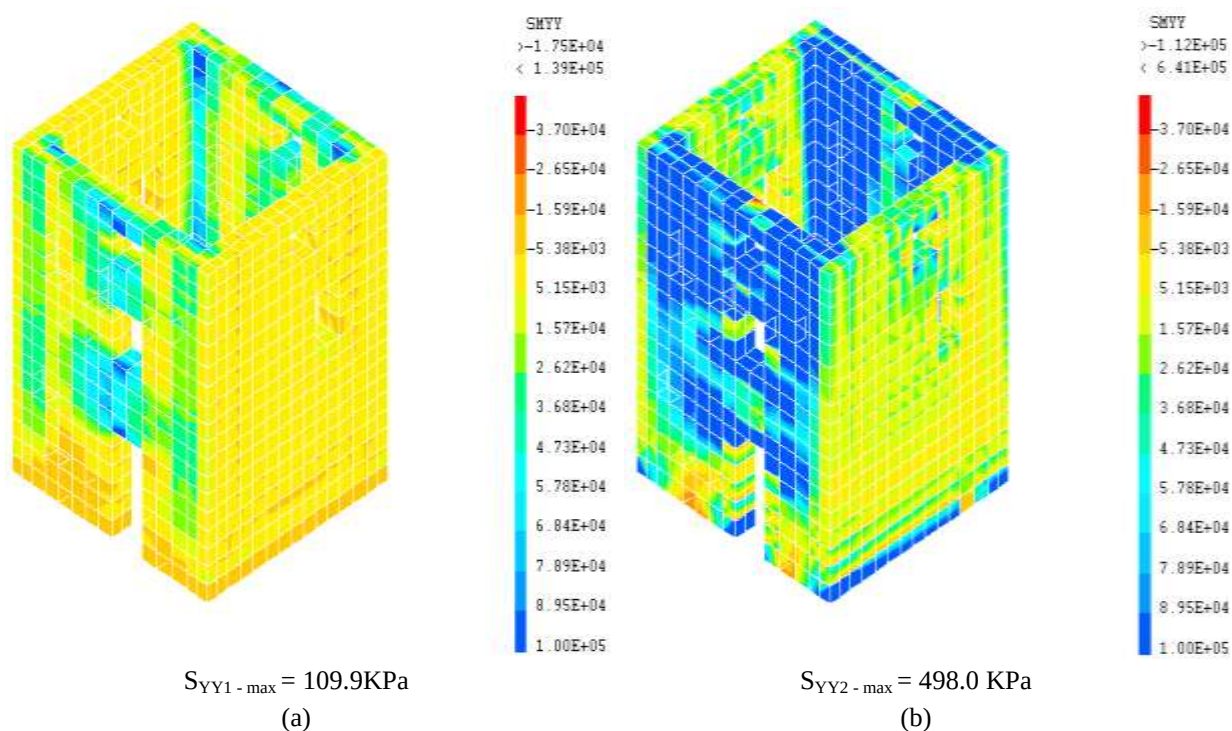


Figura 5. 27 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.
(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.

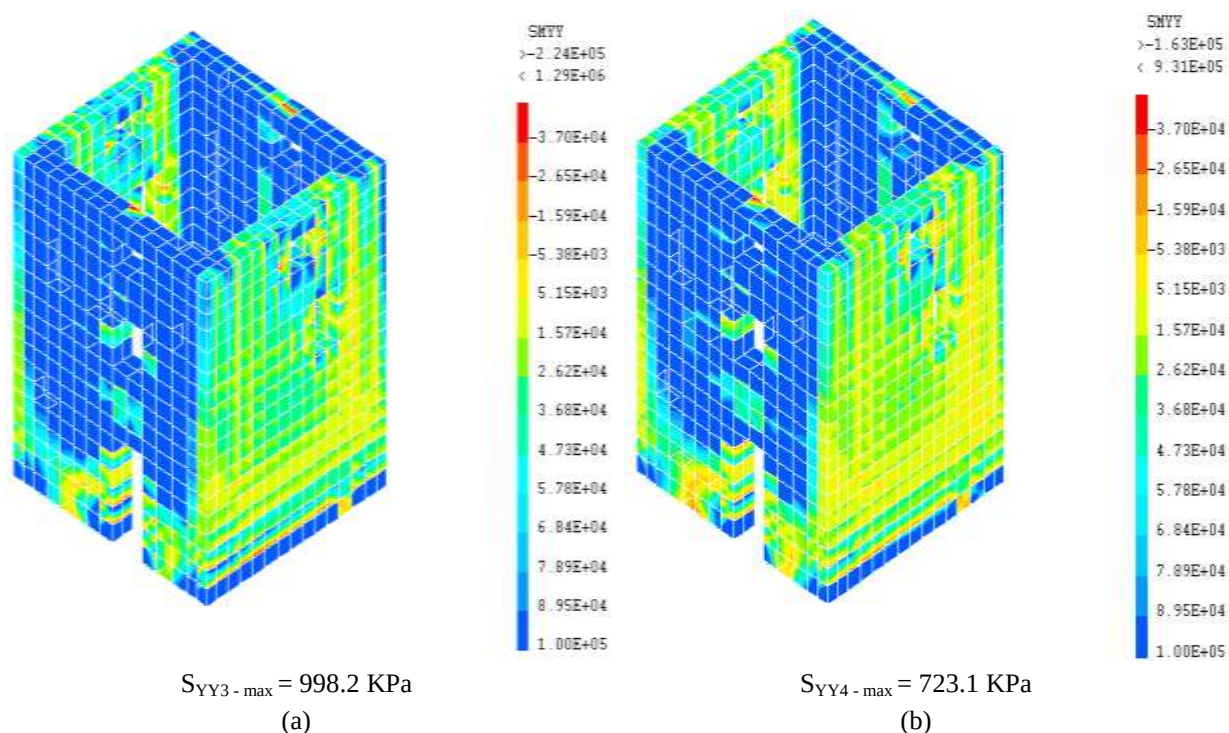


Figura 5. 28 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.
(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.

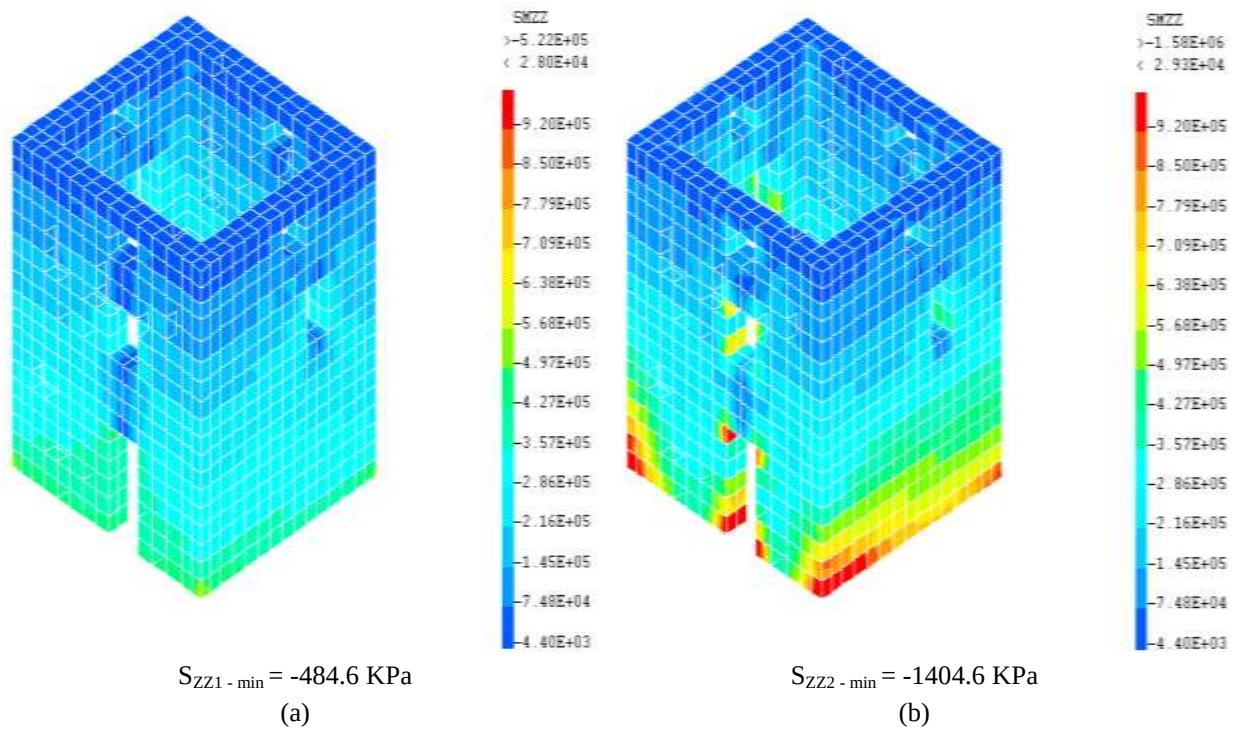


Figura 5. 29 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.

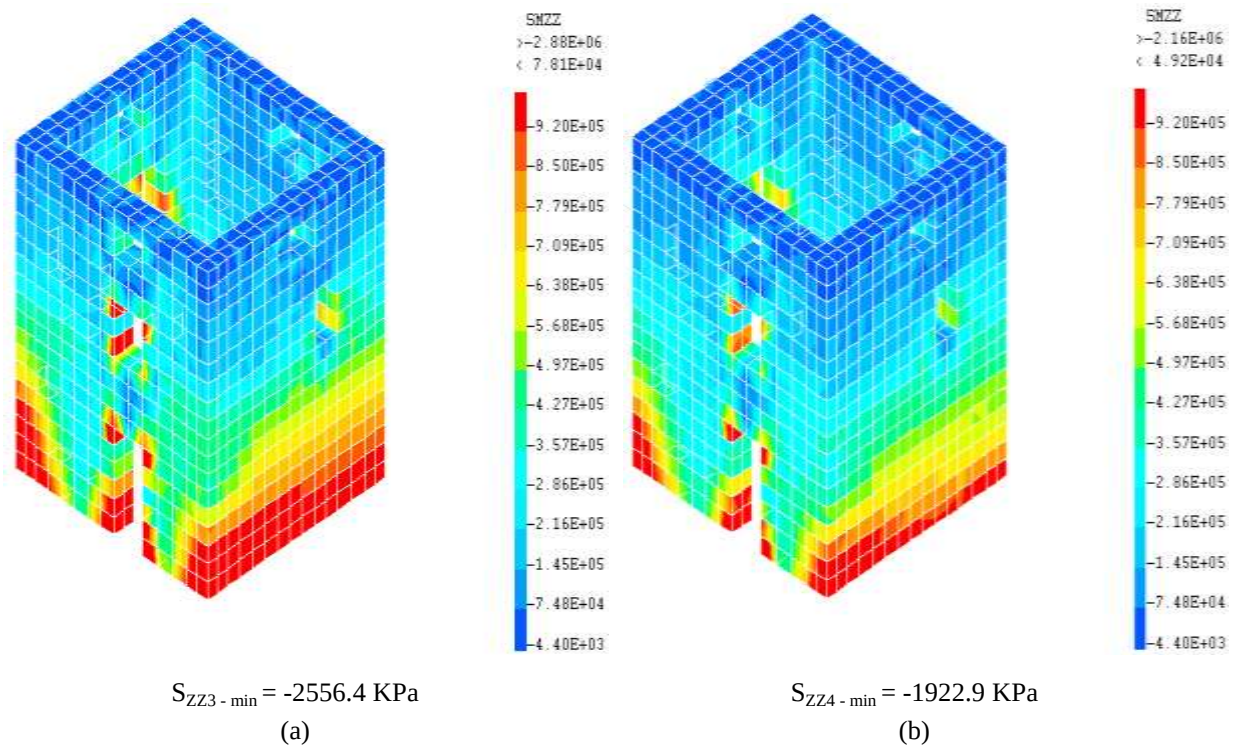


Figura 5. 30 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.

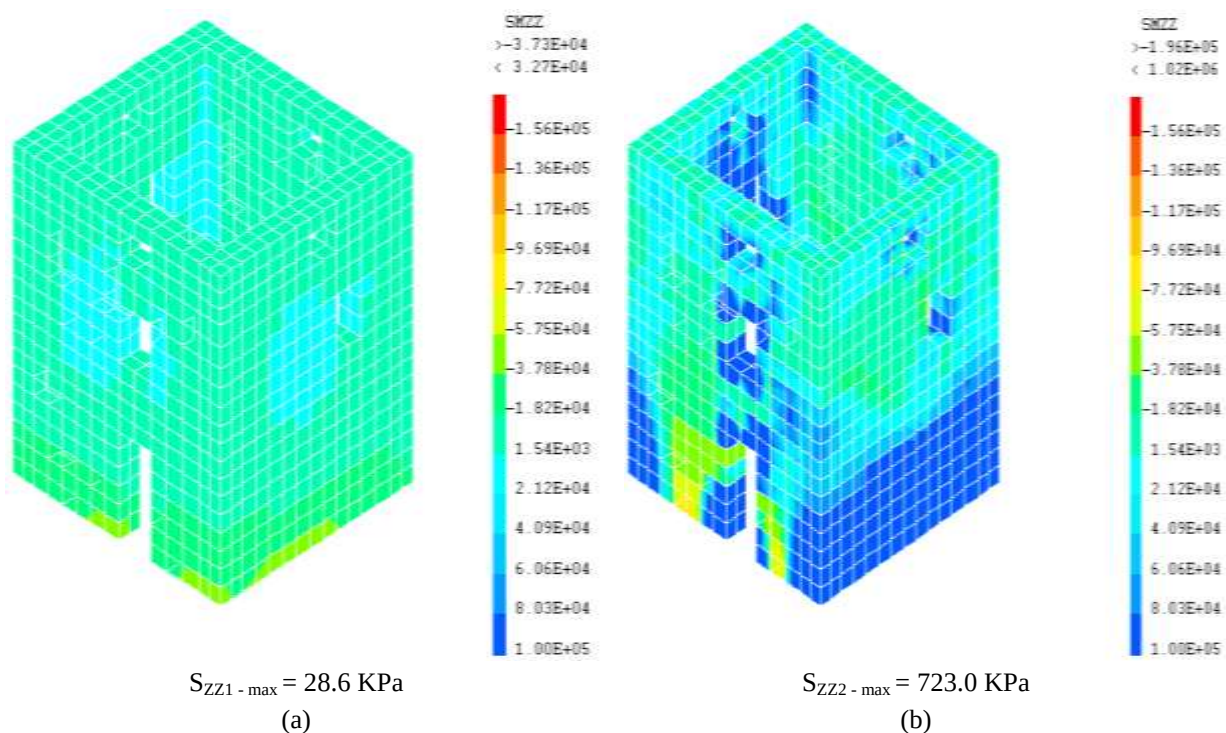


Figura 5. 31 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.

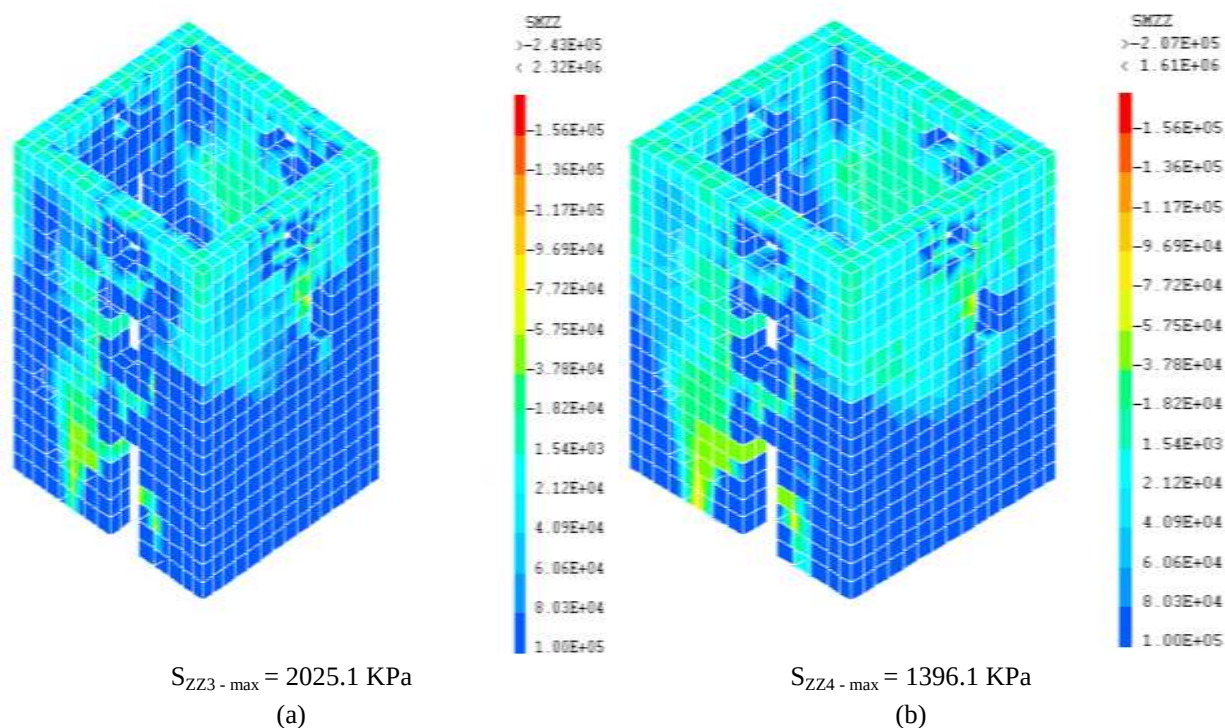


Figura 5. 32 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.

Os resultados da análise linear mostram o efeito preponderante que a combinação de acção com a componente horizontal (combinação 2), tem em relação à componente vertical (combinação 1) quando consideradas isoladamente.

A consideração conjunta destas componentes (combinação 3 e 4), introduzem um aumento significativo tanto nas tensões de compressão como de tracção da Torre de Vilar e da Torre dos Alcoforados, relativamente ao estado de tensão para a combinação 2. Comparado assim as envolventes máximas de tensões de compressão e tracção da combinação 2 com a combinação 3 conclui-se que:

- Os aumentos das tensões verticais verificam-se principalmente na base das paredes perpendiculares a direcção YY (Figura 5. 33), havendo uma propagação deste efeito da base para o topo. Estes aumentos também se verificam junto das aberturas.

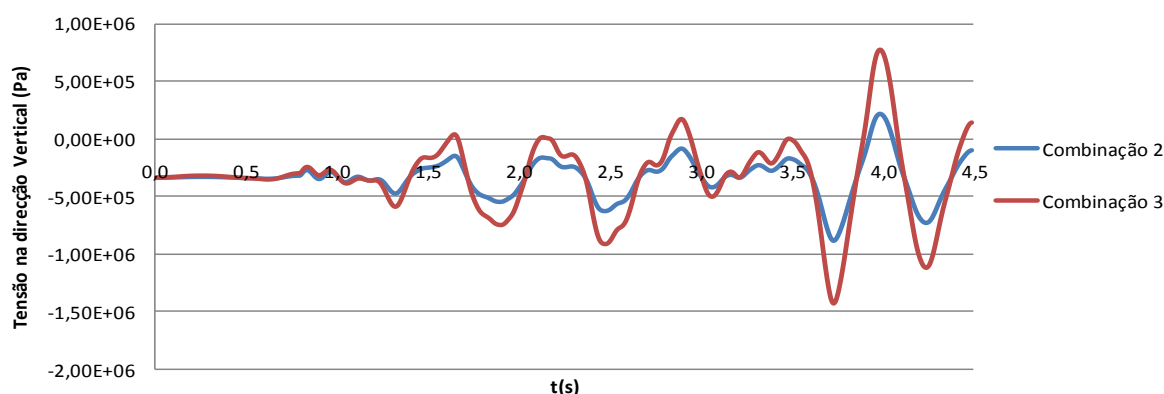


Figura 5. 33 – Evolução das tensões verticais para as combinações 2 e 3 na Torre de Vilar para um ponto central na base da parede perpendicular a direcção YY (P4).

- Na análise das tensões na direcção horizontal YY verifica-se que as zonas junto aos cunhais e padieiras das paredes nesta direcção, são as zonas que sofrem um maior aumento.
- Em termos de valores máximos o aumento das tensões é cerca de 90% para tensões compressão e cerca de 100% para tensões de tracção.

Na combinação 4 e apesar de se considerar apenas 45 % da componente vertical da acção sísmica os efeitos acima referidos também se verificam contudo menos acentuadas.

5.5.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

Apresentam-se agora os resultados dos cálculos considerando leis de comportamento não lineares para a alvenaria. Nas figuras seguintes apresentam-se os mapas das envolventes das tensões máximas e mínimas, em Pascal, na direcção YY (S_{YY}) e na direcção ZZ (S_{ZZ}). Adicionalmente, e tal como no capítulo 4 apresentam-se os mapas de dano de tracção, resultantes das análises efectuadas para as 8 combinações para a Torre de Vilar e para as combinações de 1 a 4 para a Torre dos Alcoforados.

Para definir as características do material, adoptou-se o material 1 definido no capítulo 3 e considerou-se um amortecimento 5%. Contudo fazer-se-á no subcapítulo 5.5.3 a comparação de alguns resultados obtidos para as características adoptadas, com o material 2 e 3, e com o amortecimento de 2%.

5.5.2.1. Análise não linear da Torre de Vilar

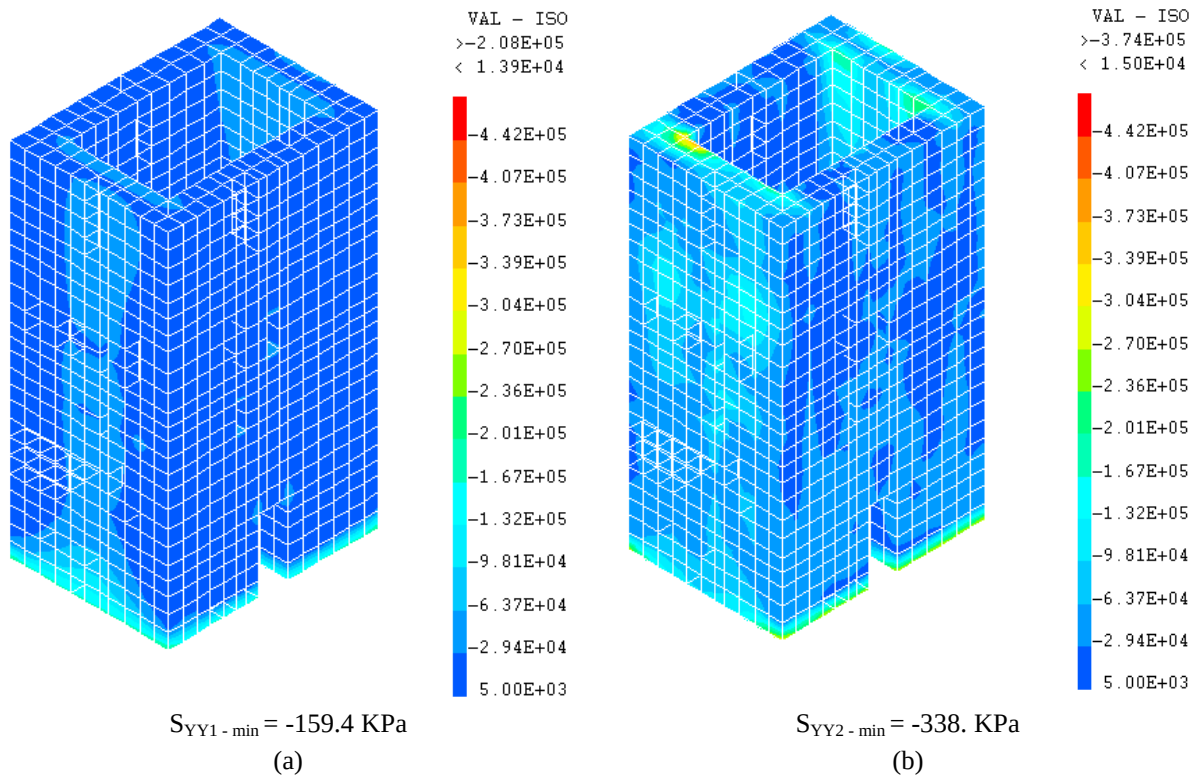


Figura 5. 34 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

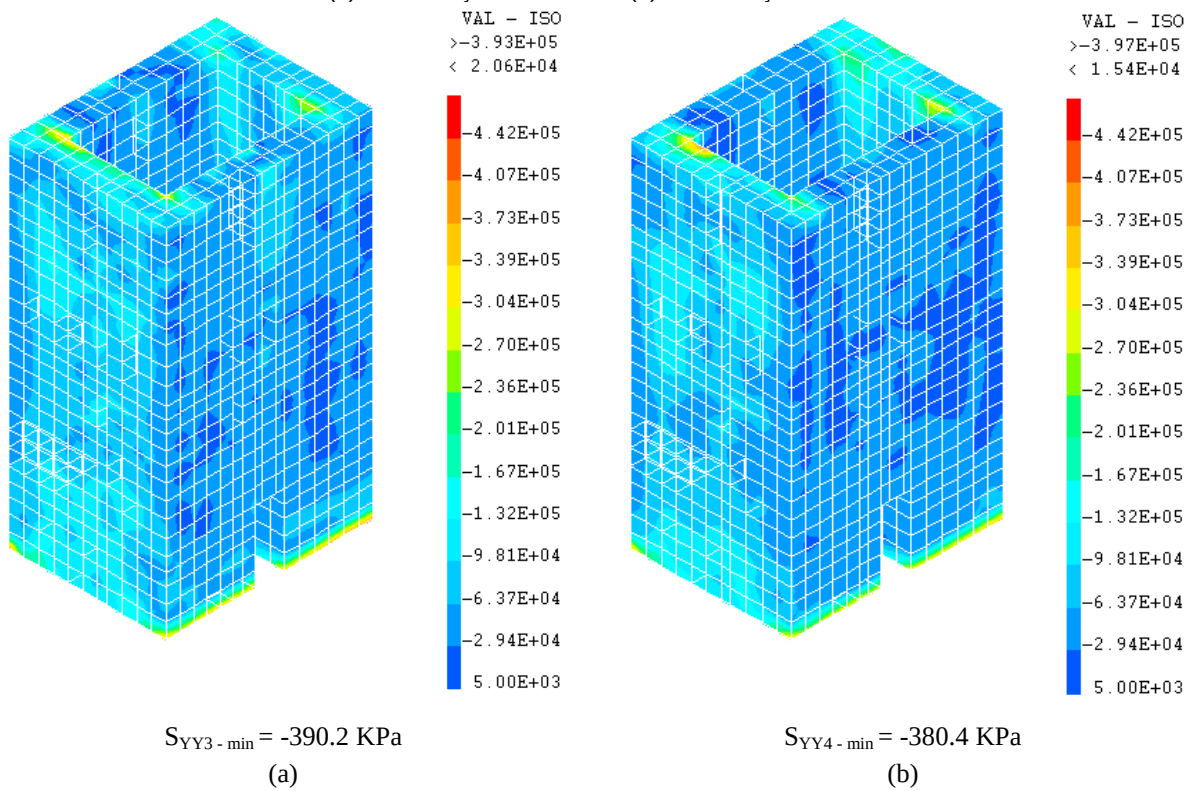


Figura 5. 35 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY. (a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.

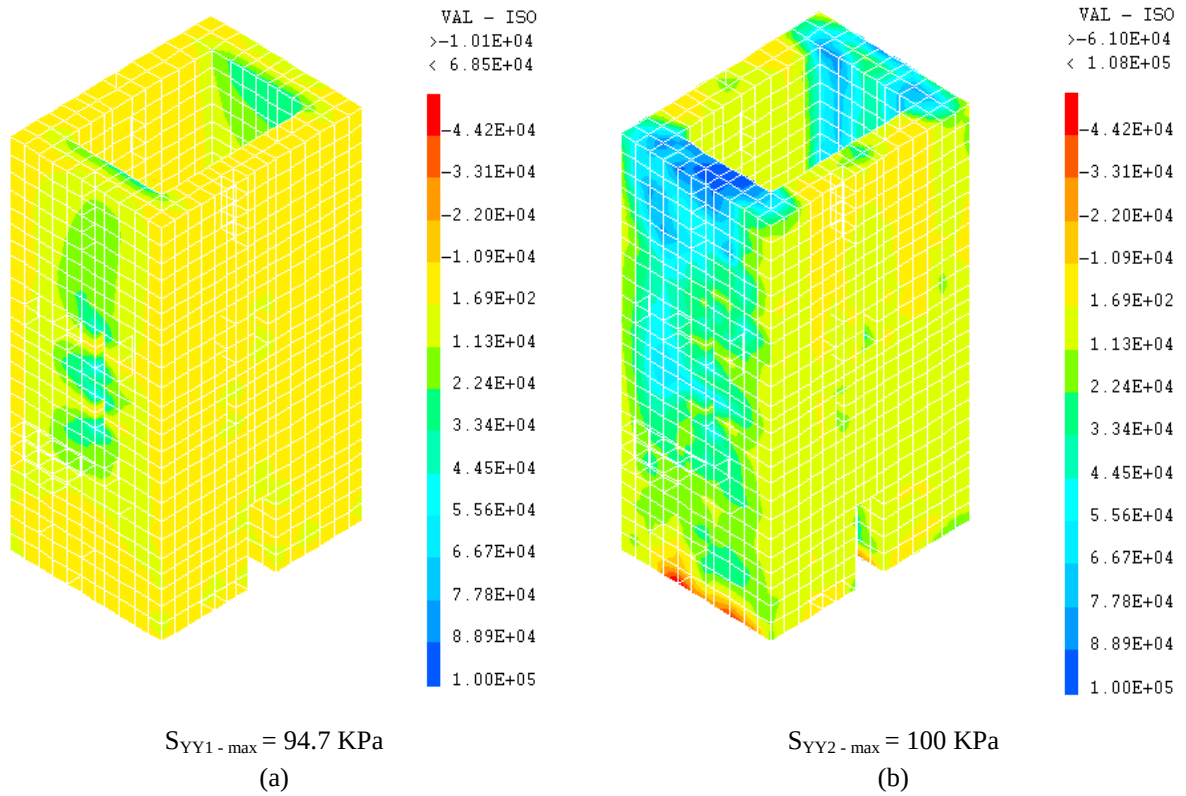


Figura 5. 36 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.

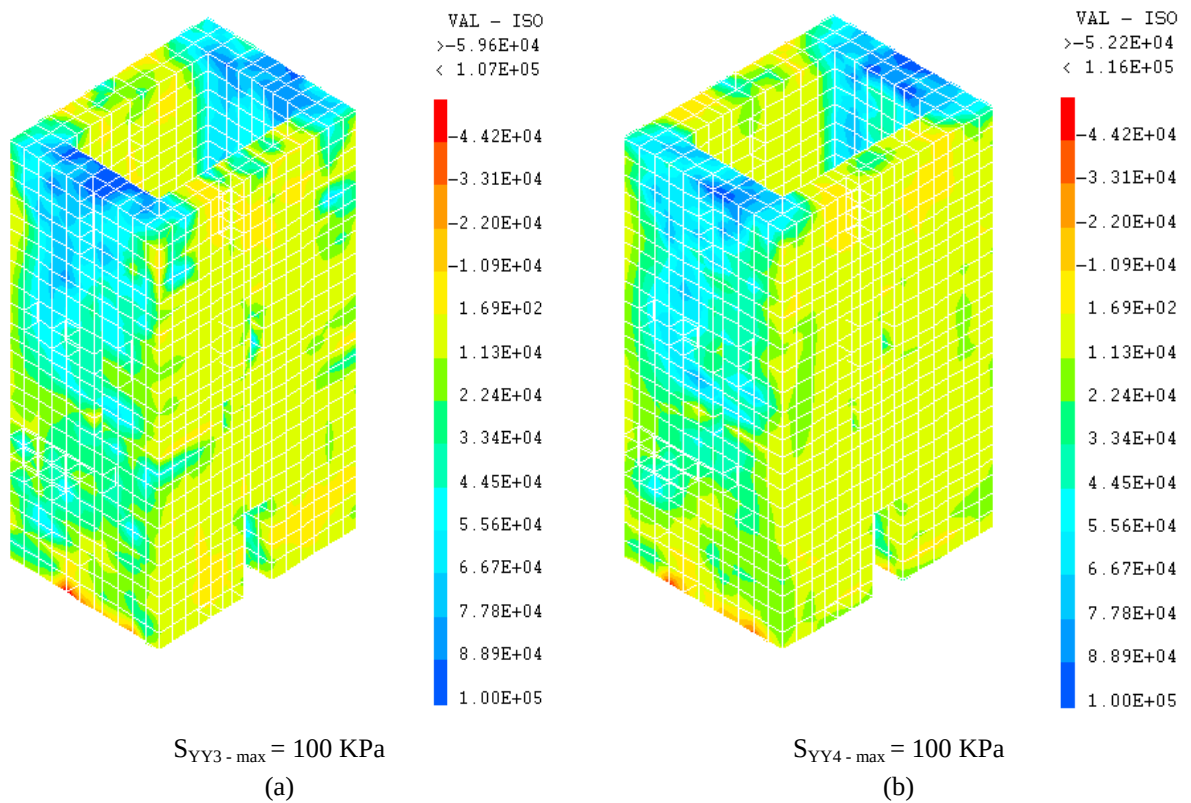


Figura 5. 37 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.

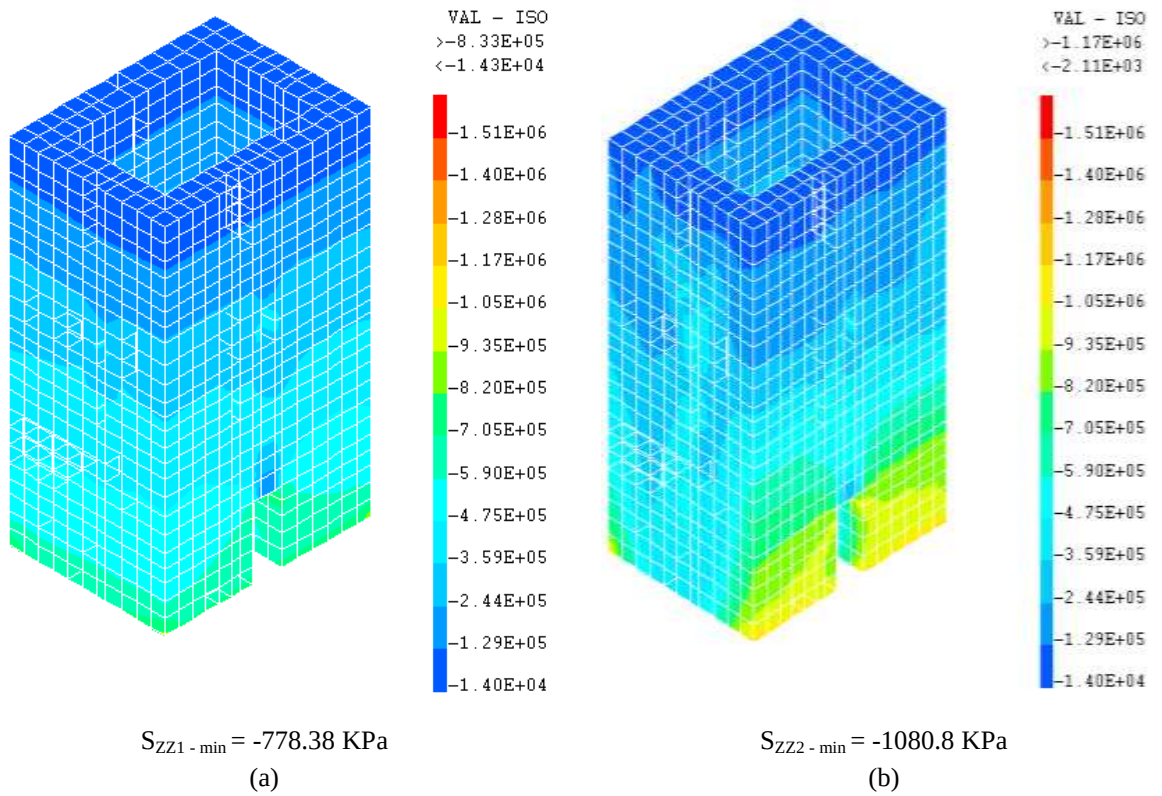


Figura 5. 38 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.

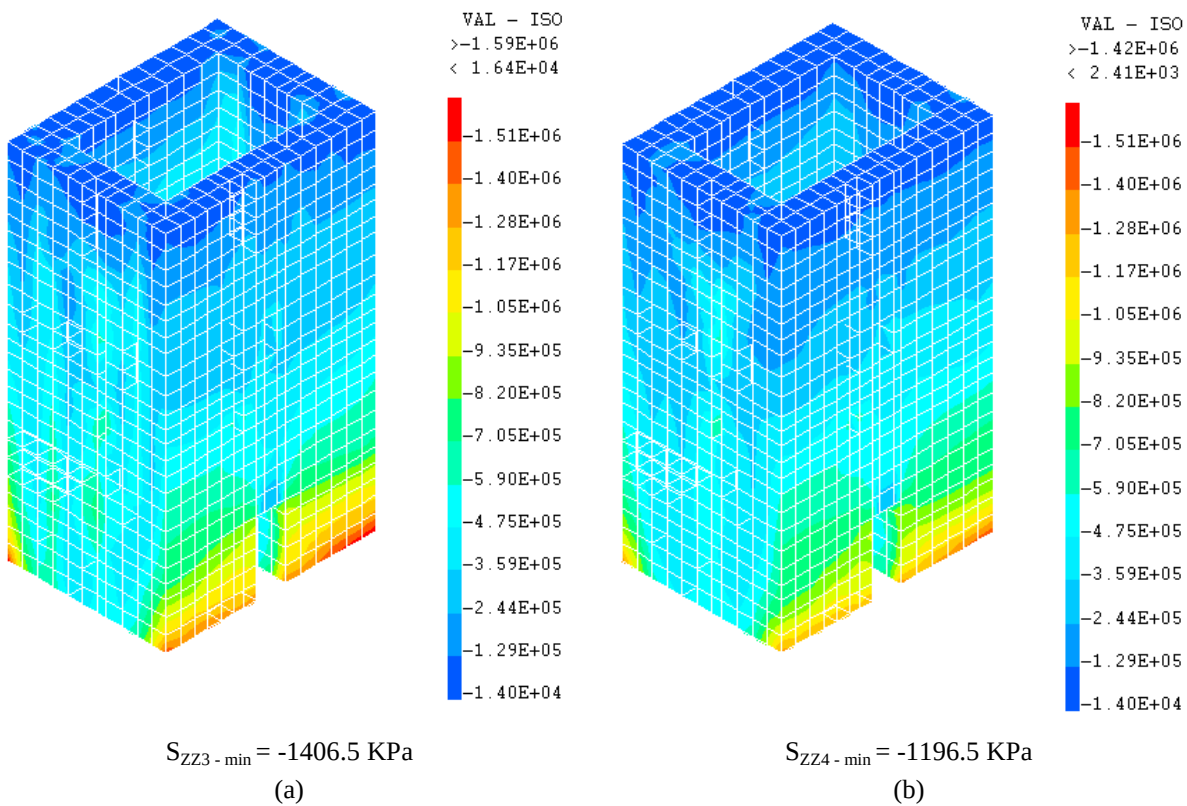


Figura 5. 39 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.

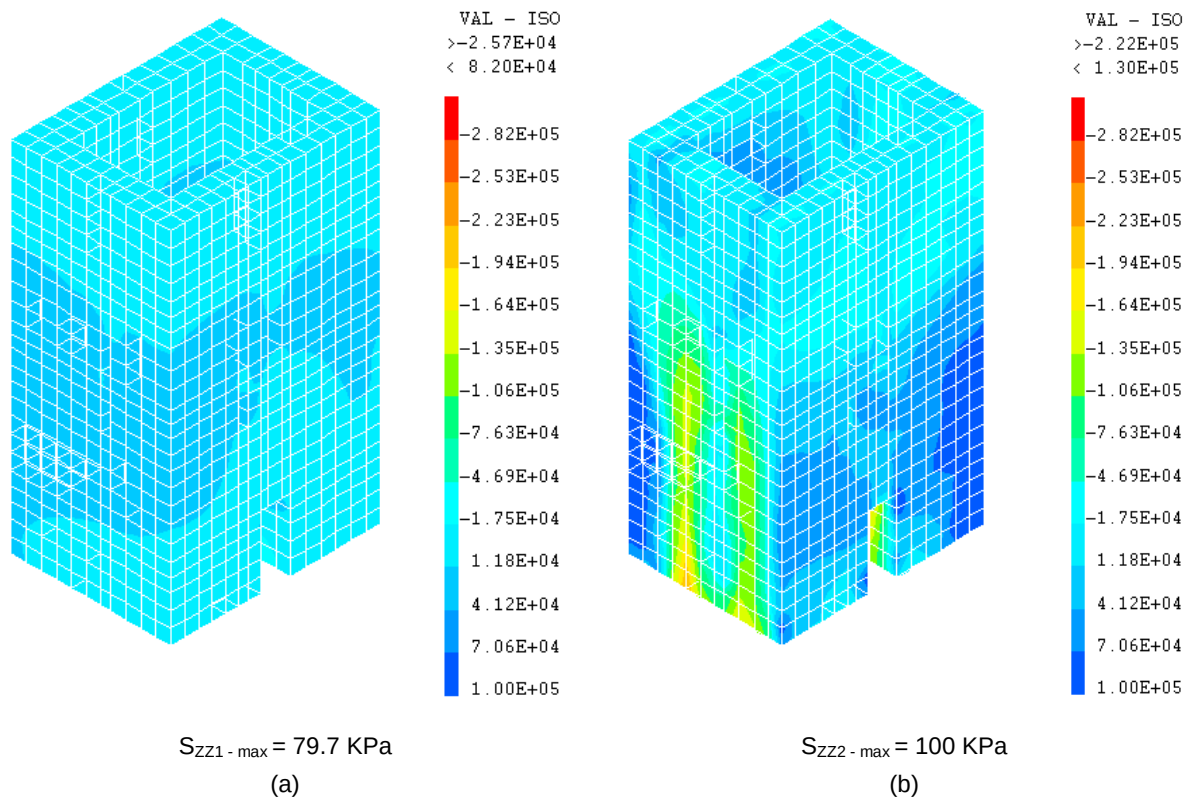


Figura 5. 40 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \max$.

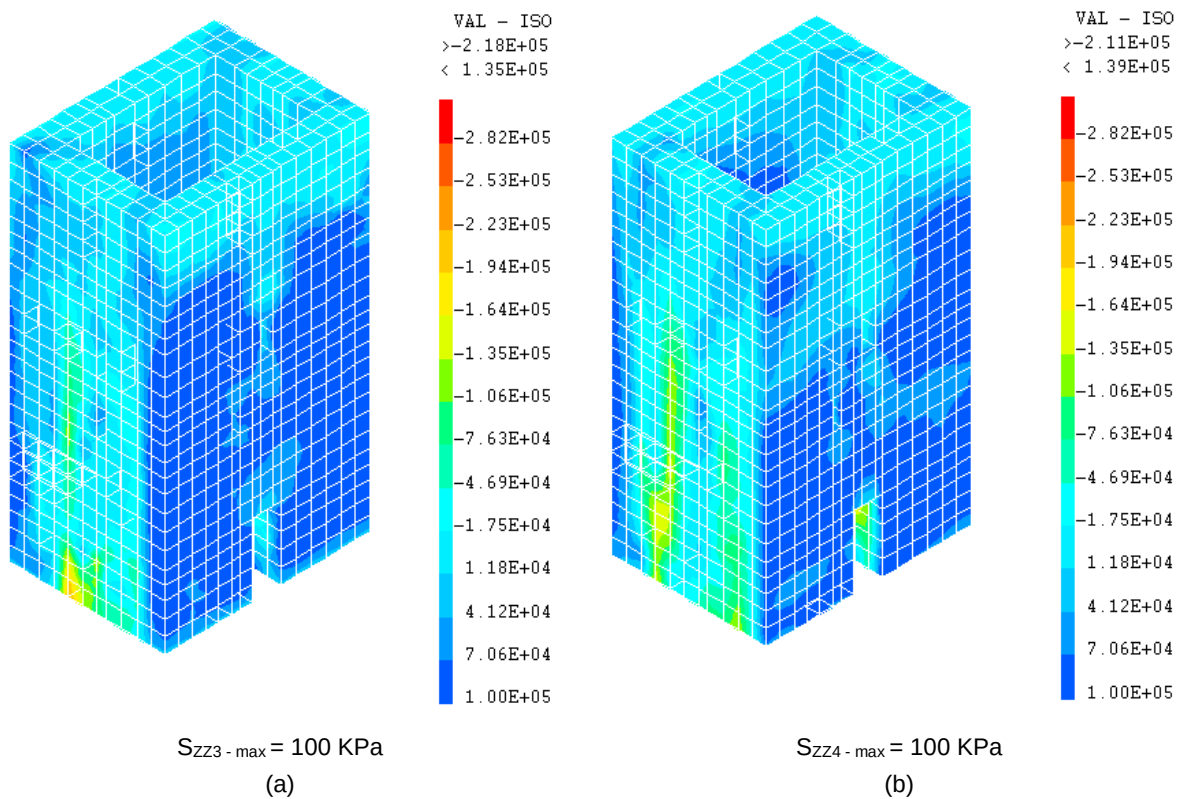


Figura 5. 41 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \max$.

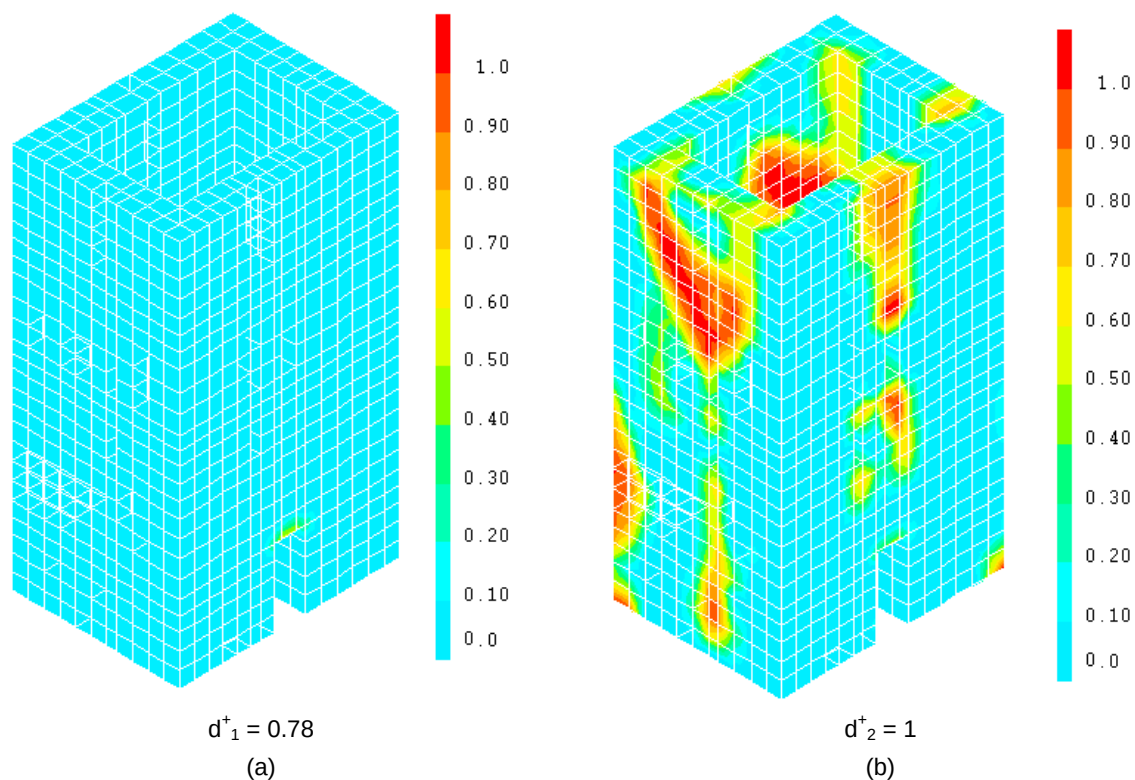


Figura 5. 42 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e da P2..

(a) Combinação 1 d_1^+ . (b) Combinação 2 d_2^+ .

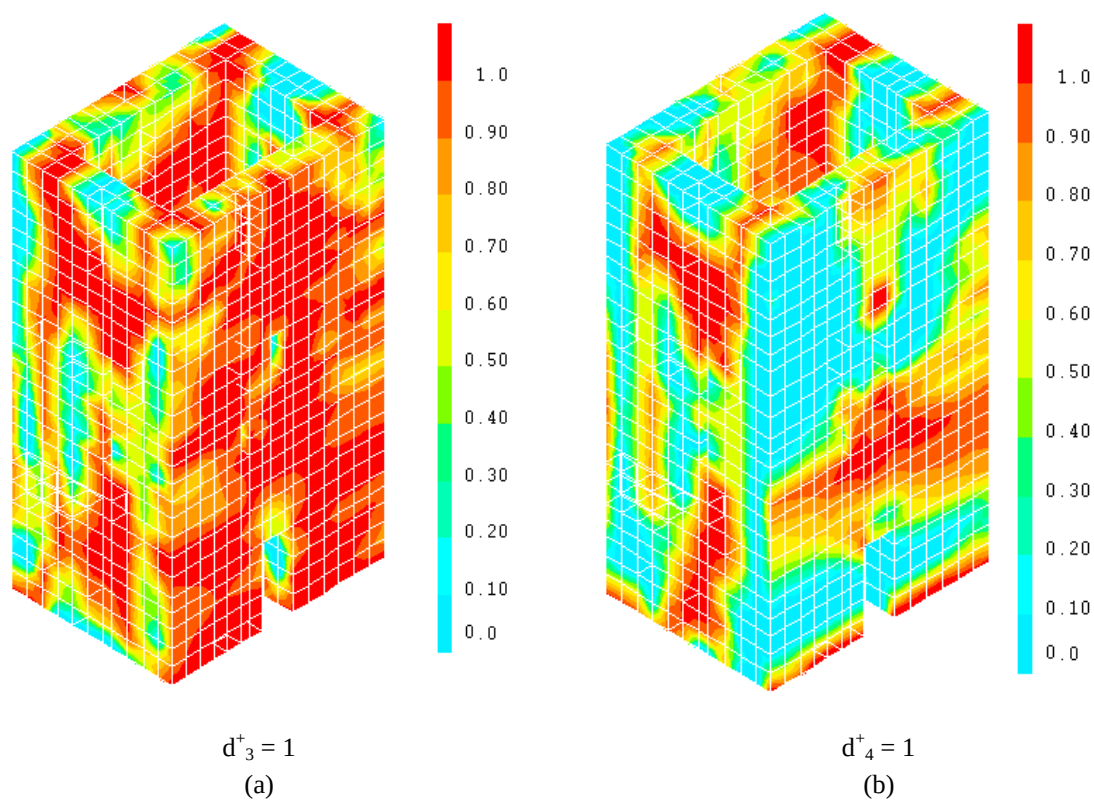


Figura 5. 43 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e da P2.

(a) Combinação 3 d_3^+ . (b) Combinação 4 d_4^+ .

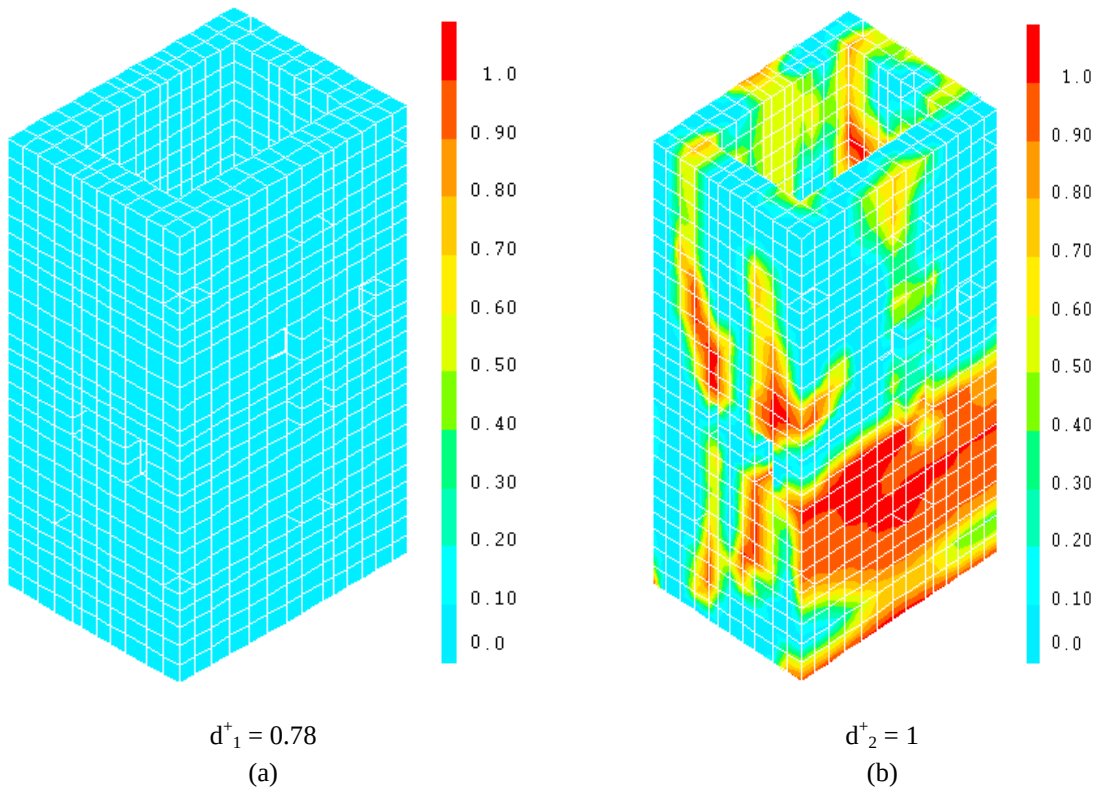


Figura 5. 44 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e da P4.
(a) Combinação 1 d_1^+ . (b) Combinação 1 d_1^+ .

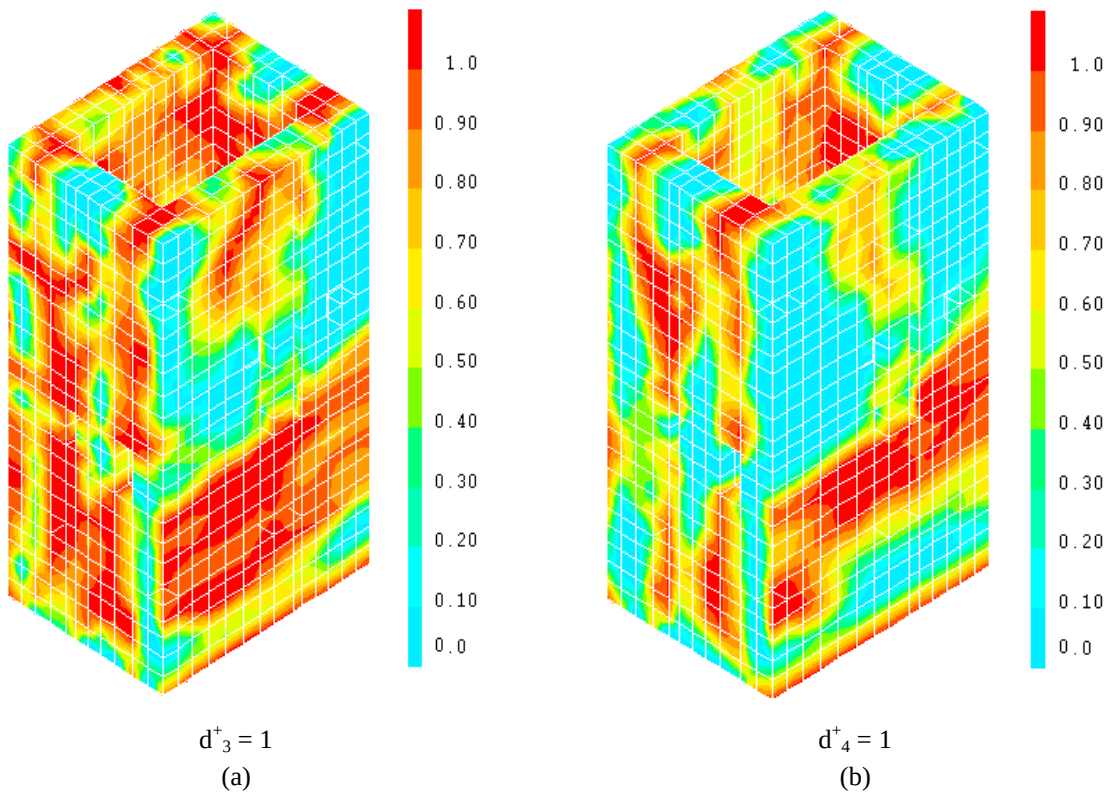


Figura 5. 45 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e da P4.
(a) Combinação 3 d_3^+ . (b) Combinação 4 d_4^+ .

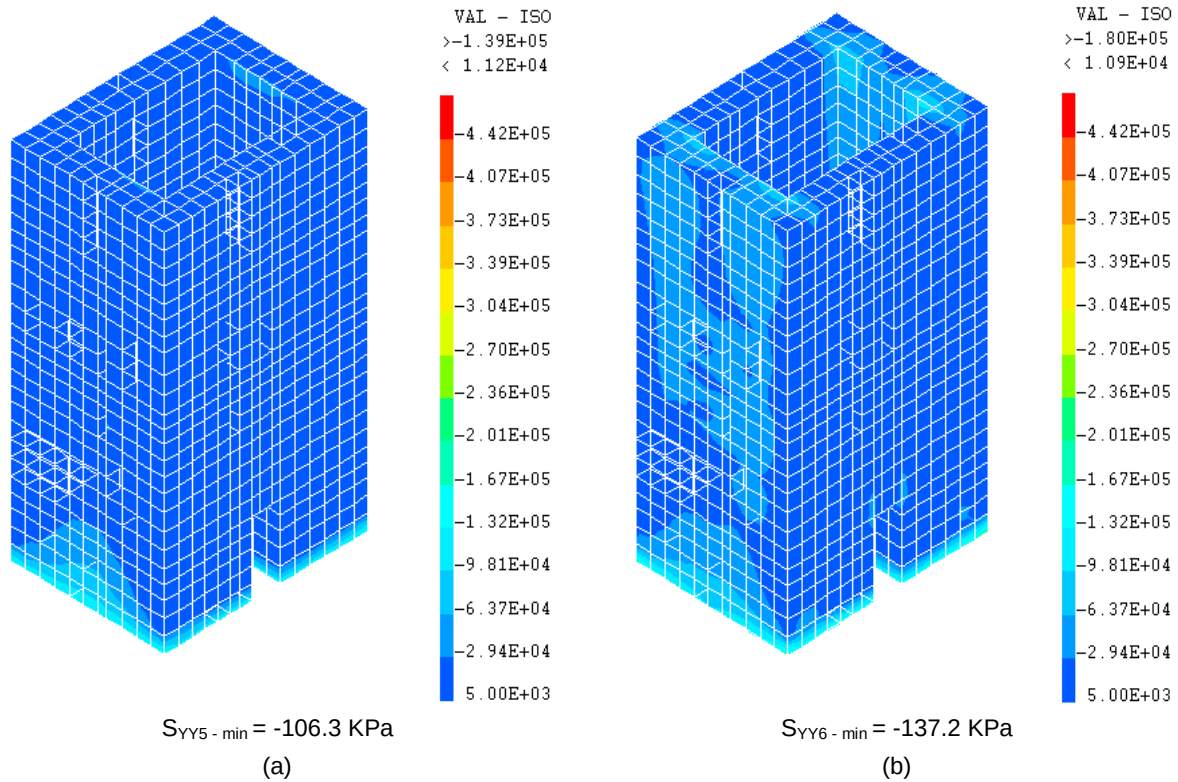


Figura 5. 46 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 5 $S_{YY5} - \min$. (b) Combinação 6 $S_{YY6} - \min$.

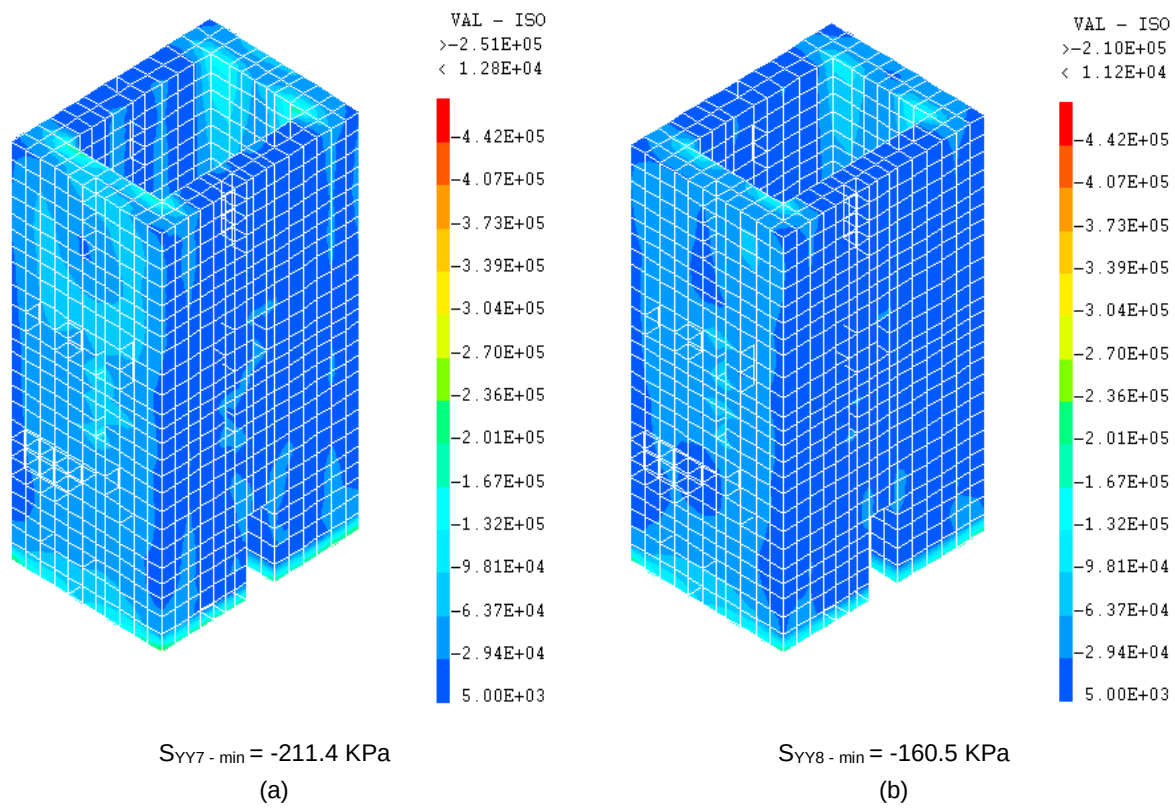


Figura 5. 47 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 7 $S_{YY7} - \min$. (b) Combinação 8 $S_{YY8} - \min$.

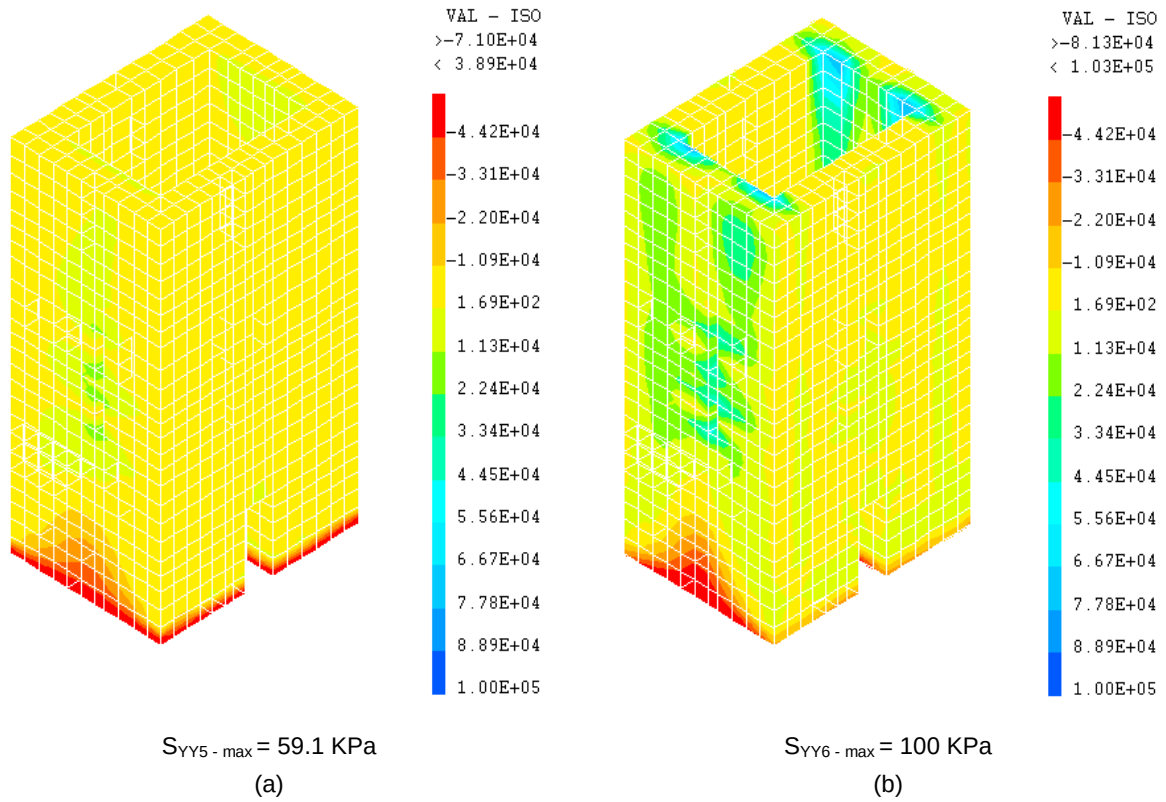


Figura 5. 48 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 5 $S_{YY5} - \max$. (b) Combinação 6 $S_{YY6} - \max$.

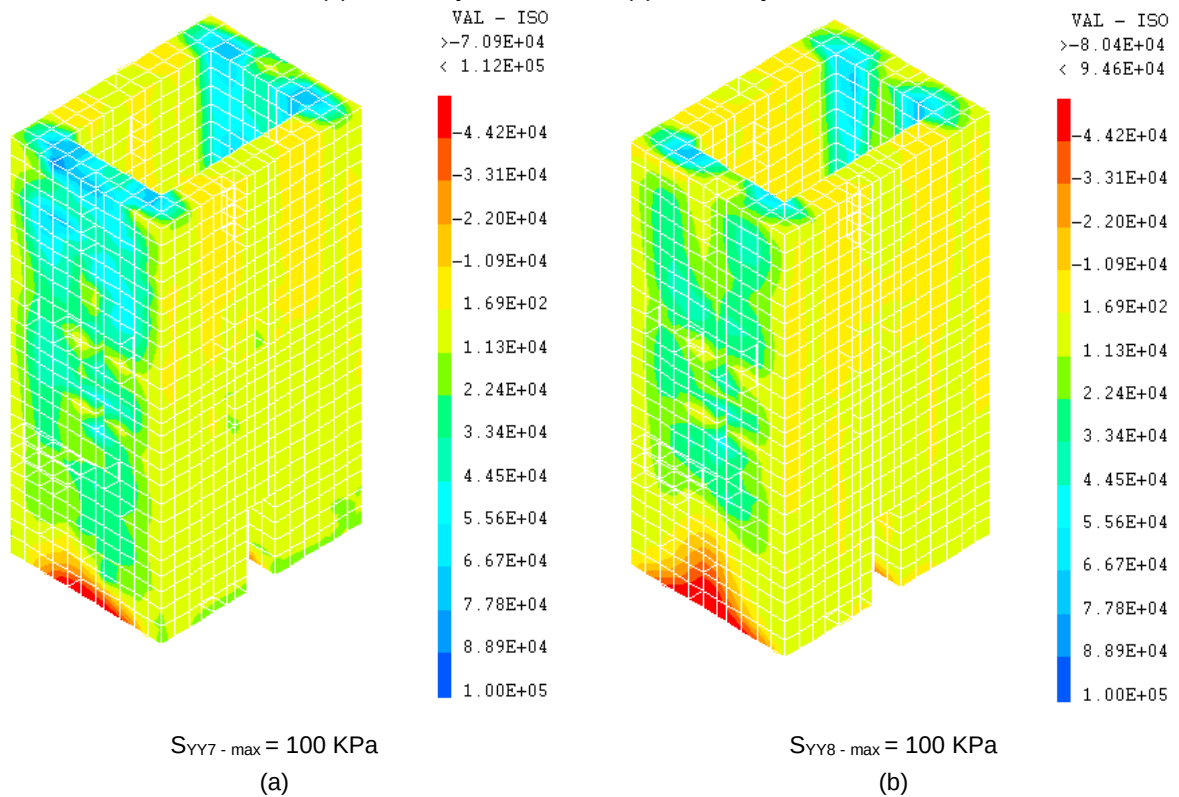


Figura 5. 49 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção YY.

(a) Combinação 7 $S_{YY7} - \max$. (b) Combinação 8 $S_{YY8} - \max$.

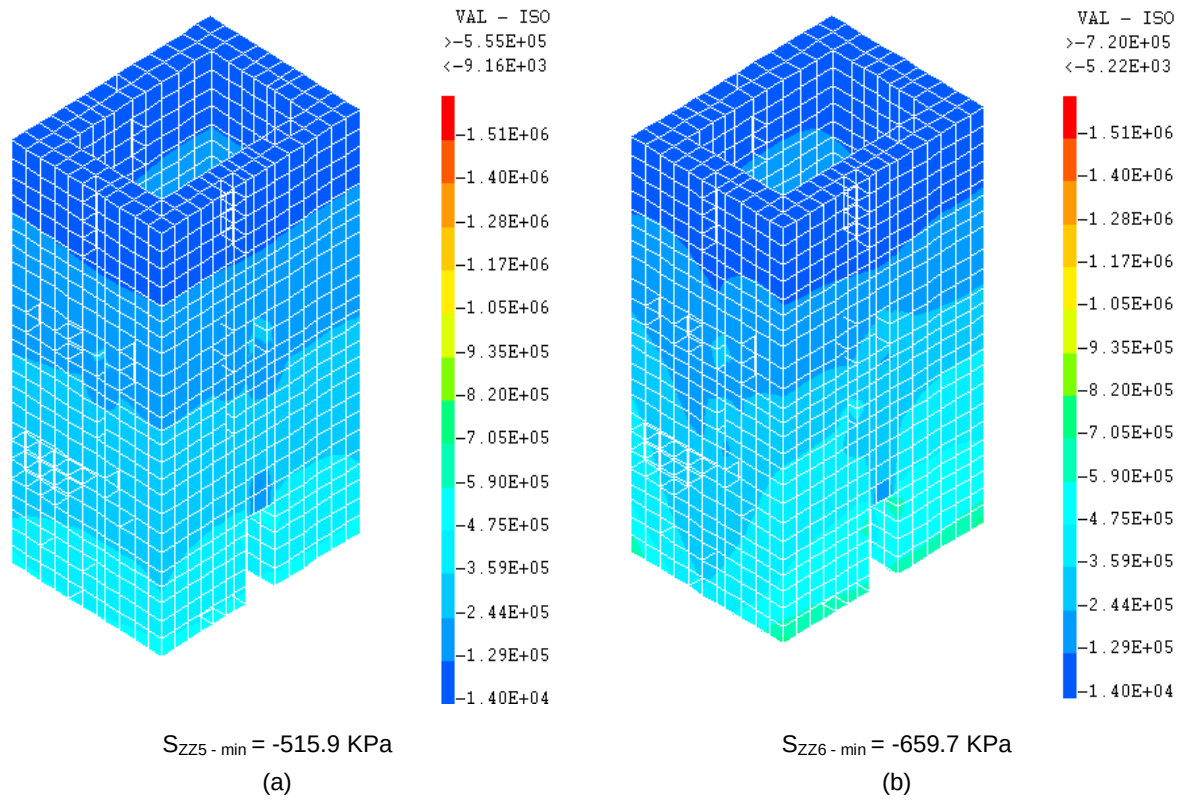


Figura 5. 50 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 5 $S_{ZZ5} - \min$. (b) Combinação 6 $S_{ZZ6} - \min$.

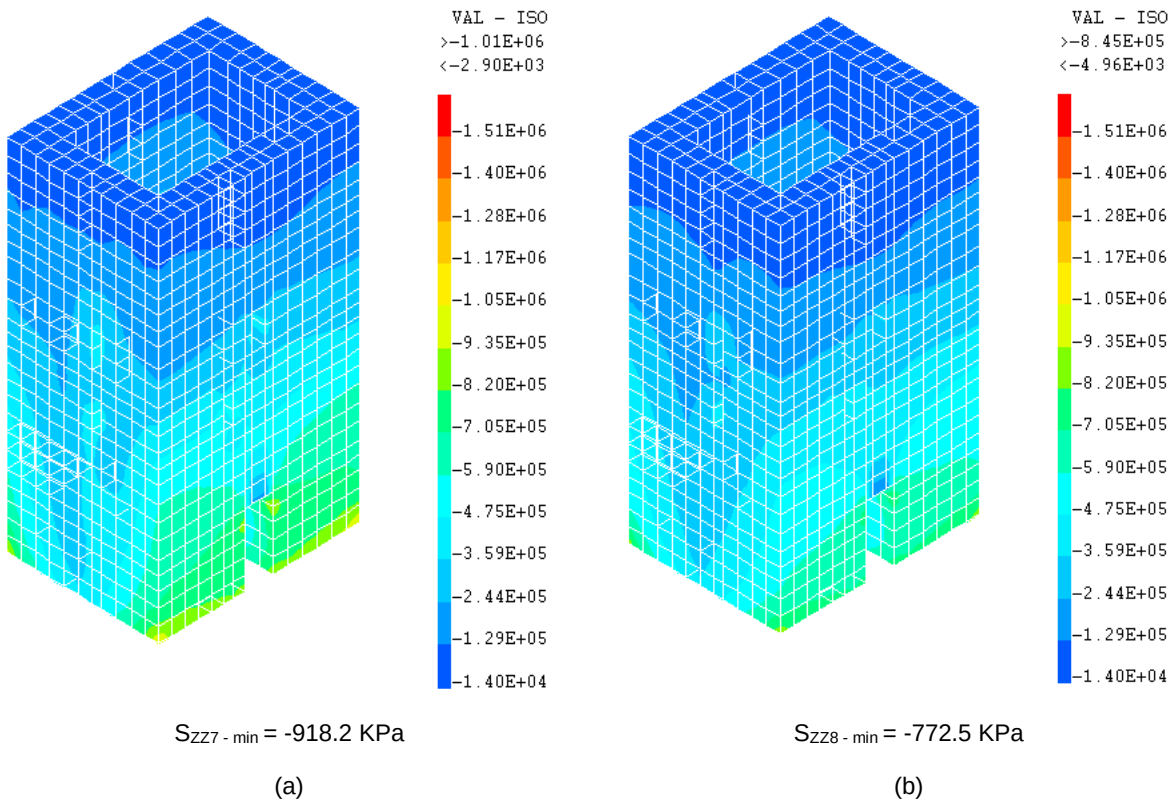


Figura 5. 51 – Mapa das tensões mínimas da Torre de Vilar na direcção ZZ.

(a) Combinação 7 $S_{ZZ7} - \min$. (b) Combinação 8 $S_{ZZ8} - \min$.

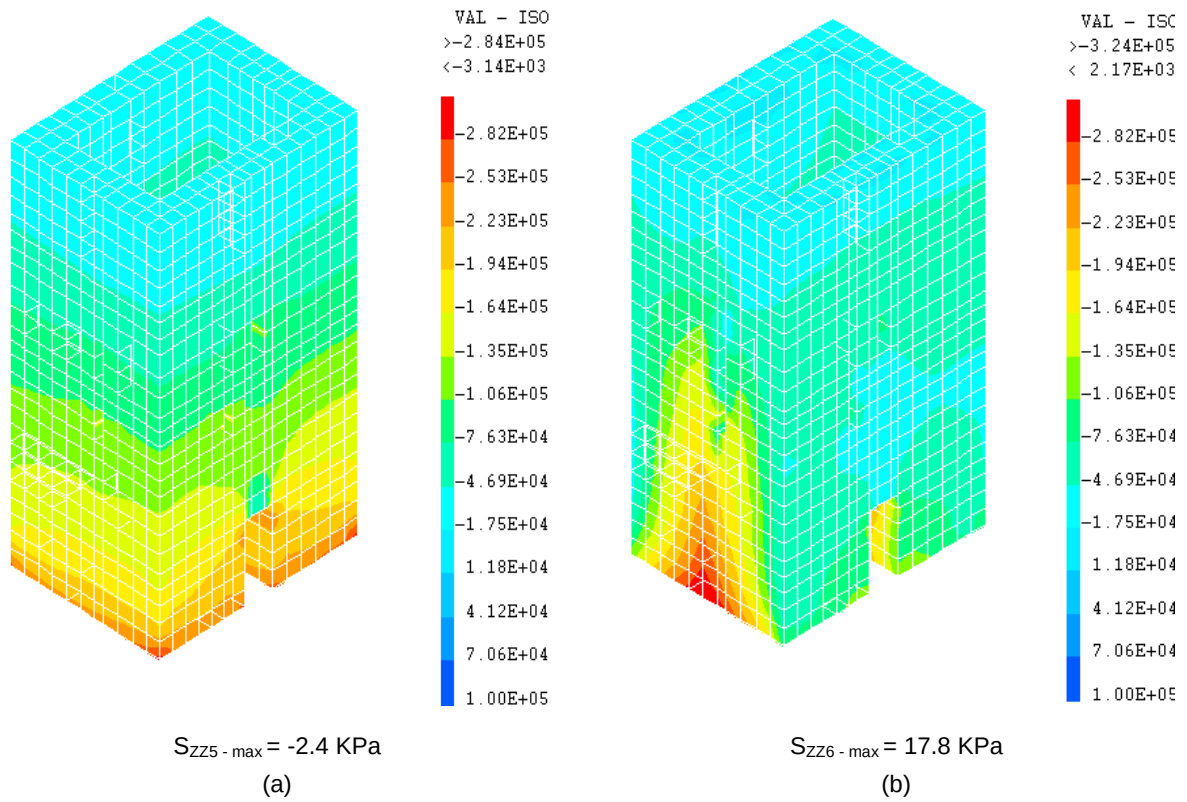


Figura 5. 52 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ.
(a) Combinação 5 $S_{ZZ5} - \max$. (b) Combinação 6 $S_{ZZ6} - \max$.

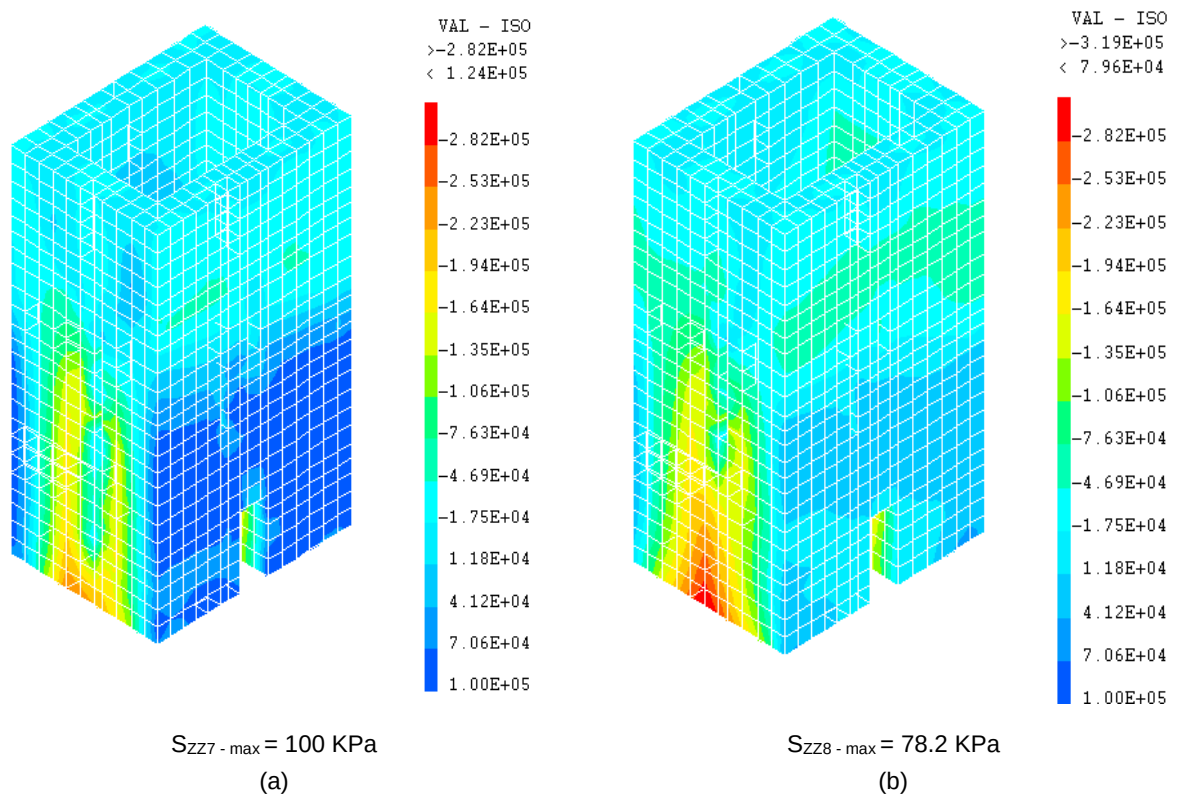


Figura 5. 53 – Mapa das tensões máximas da Torre de Vilar na direcção ZZ.
(a) Combinação 7 $S_{ZZ7} - \max$. (b) Combinação 8 $S_{ZZ8} - \max$.

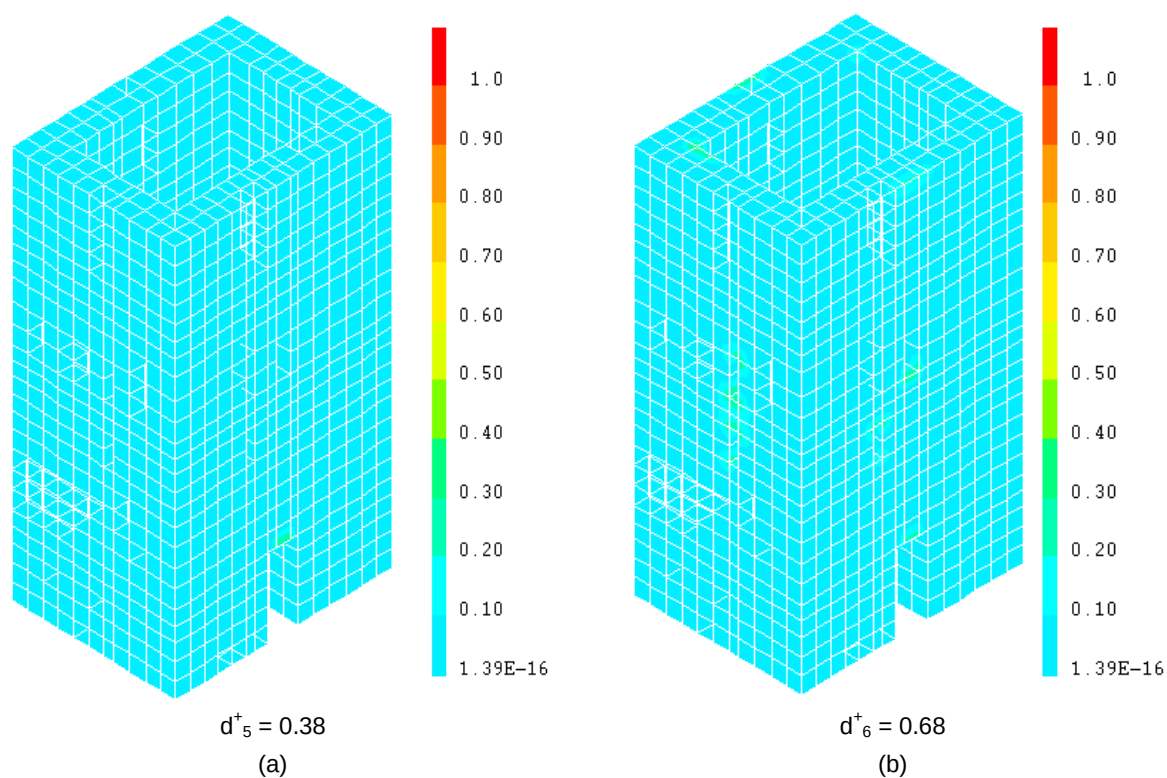


Figura 5. 54 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e P2.

(a) Combinação 5 d_5^+ . (b) Combinação 6 d_6^+ .

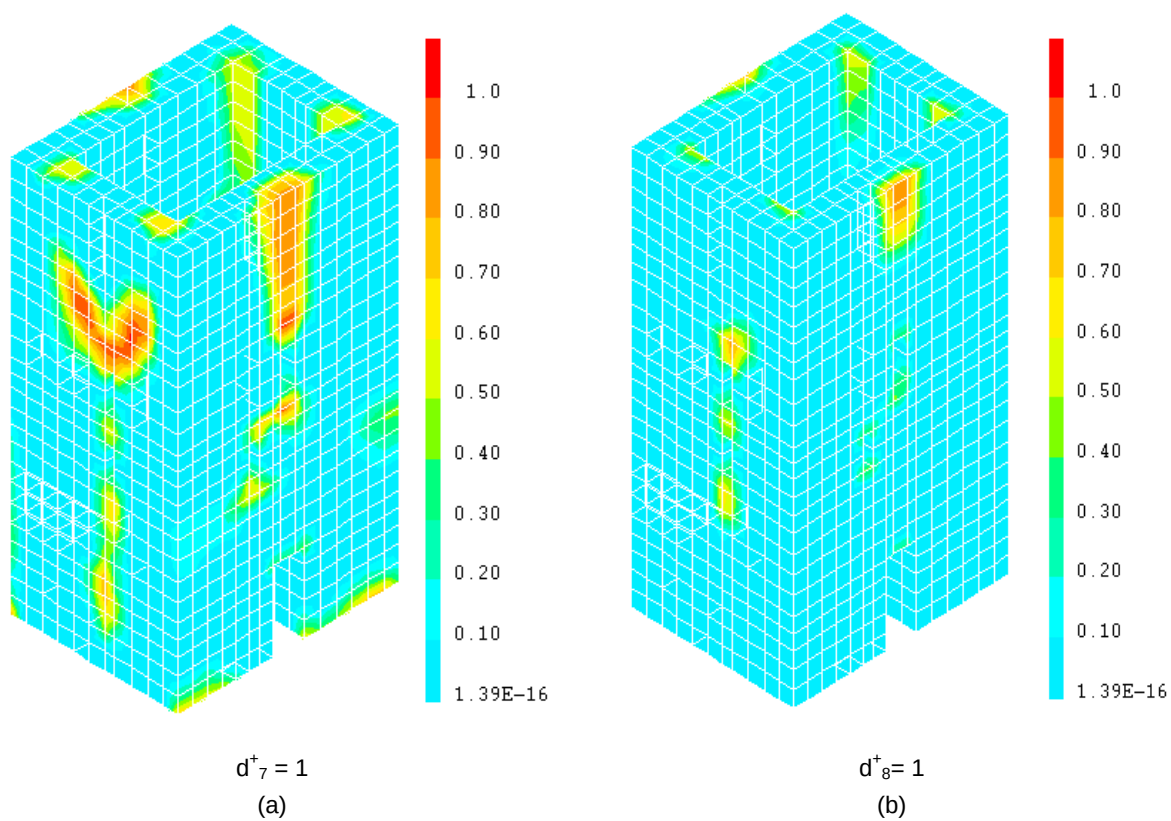


Figura 5. 55 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P1 e P2 .

(a) Combinação 7 d_7^+ . (b) Combinação 8 d_8^+ .

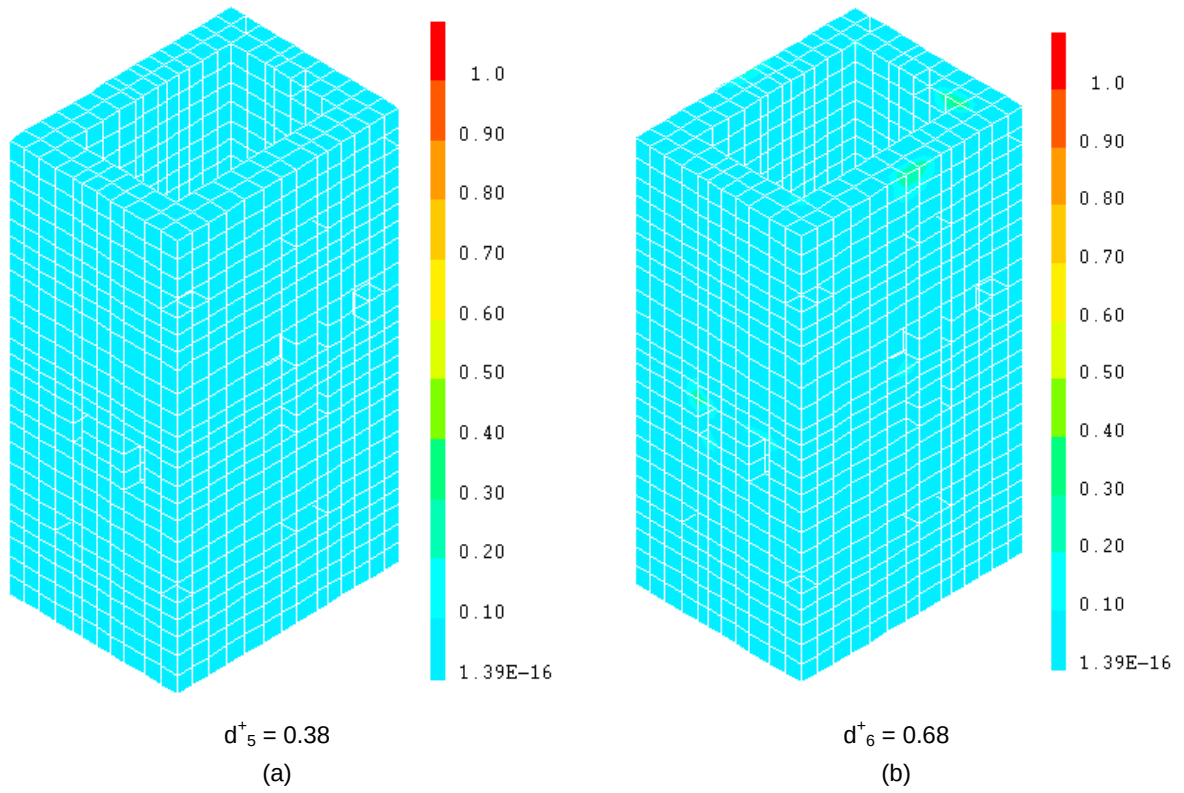


Figura 5. 56 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e P4.

(a) Combinação 5 d_5^+ . (b) Combinação 6 d_6^+ .

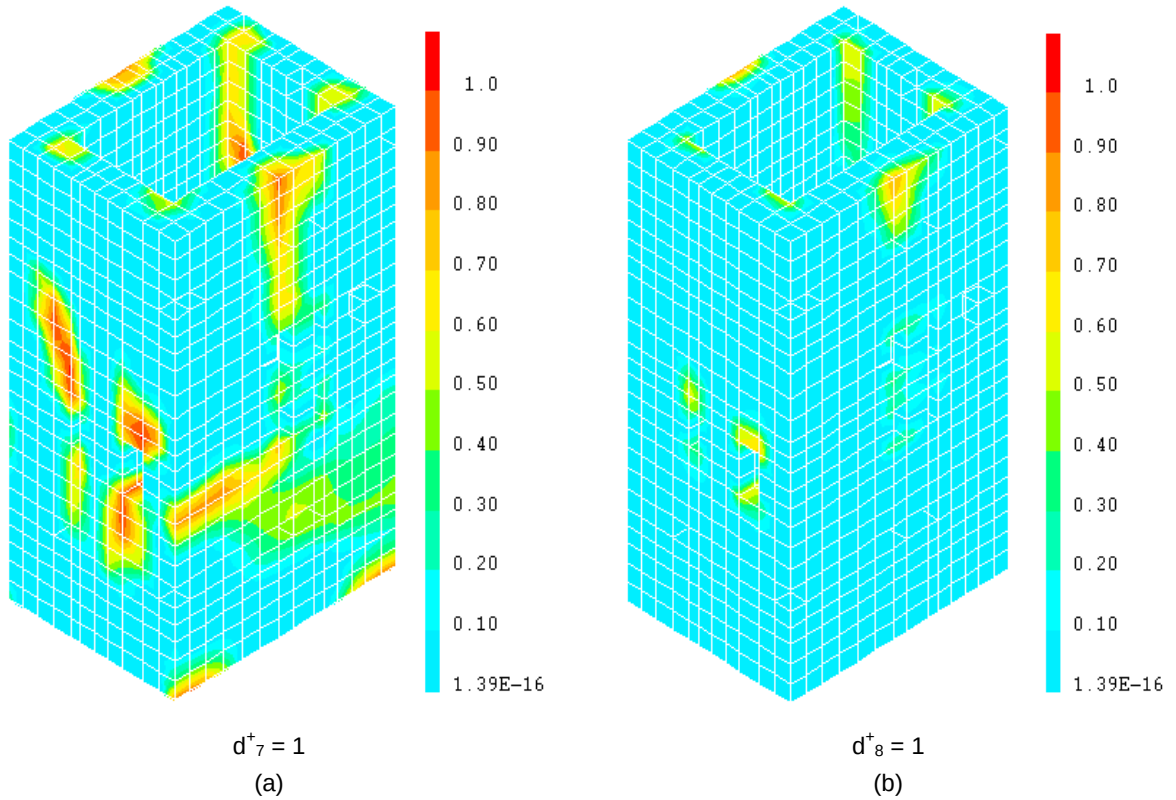


Figura 5. 57 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre de Vilar vista da P3 e P4.

(a) Combinação 7 d_7^+ . (b) Combinação 8 d_8^+ .

5.5.2.2. Análise não linear da Torre dos Alcoforados

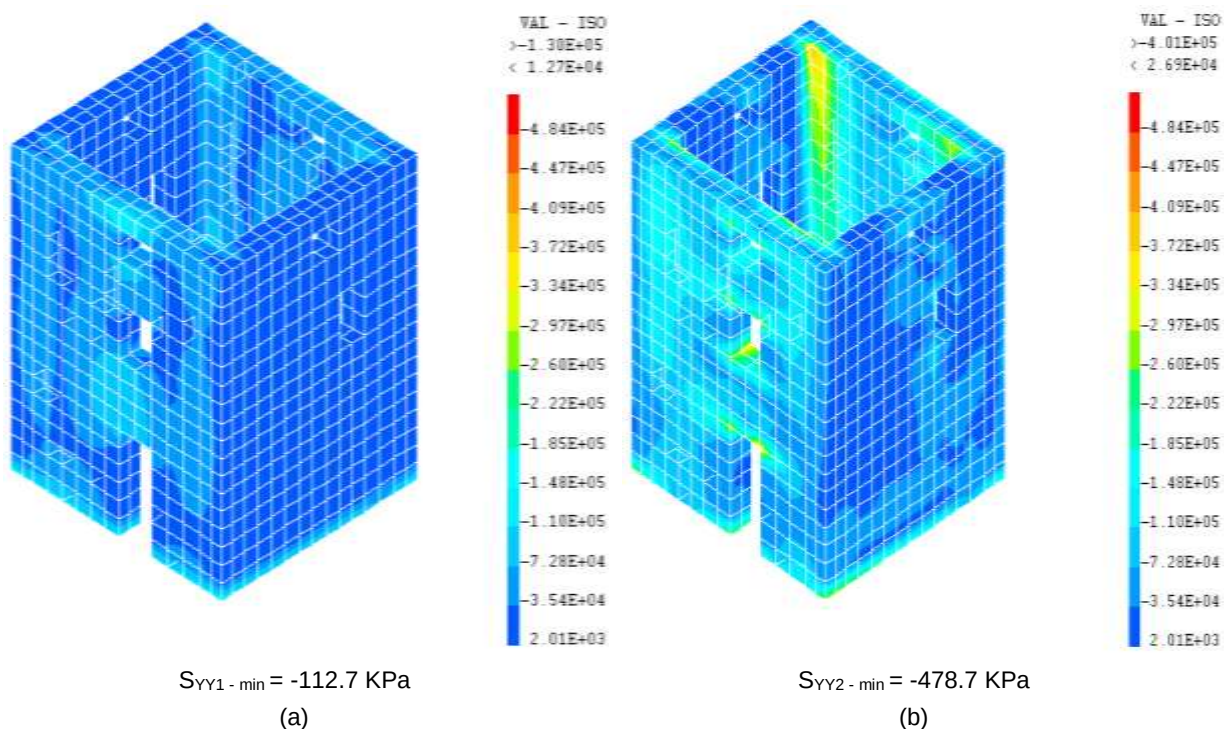


Figura 5. 58 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \min$.

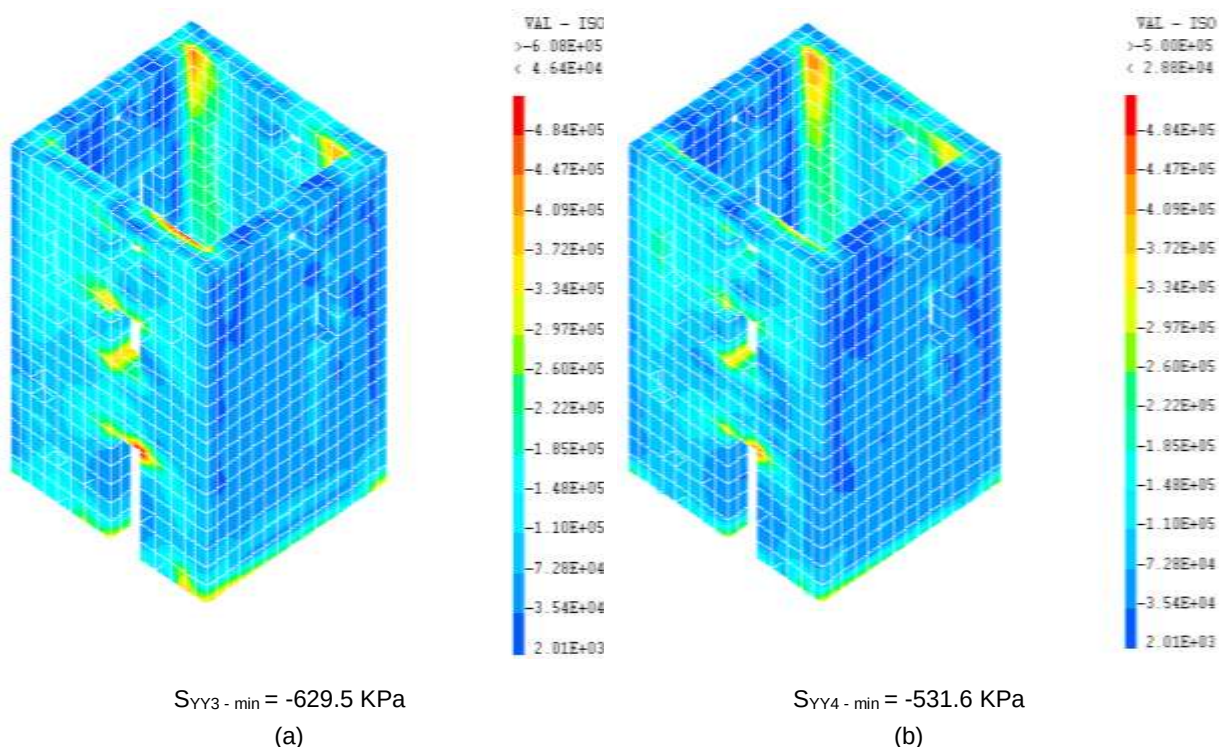


Figura 5. 59 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \min$.

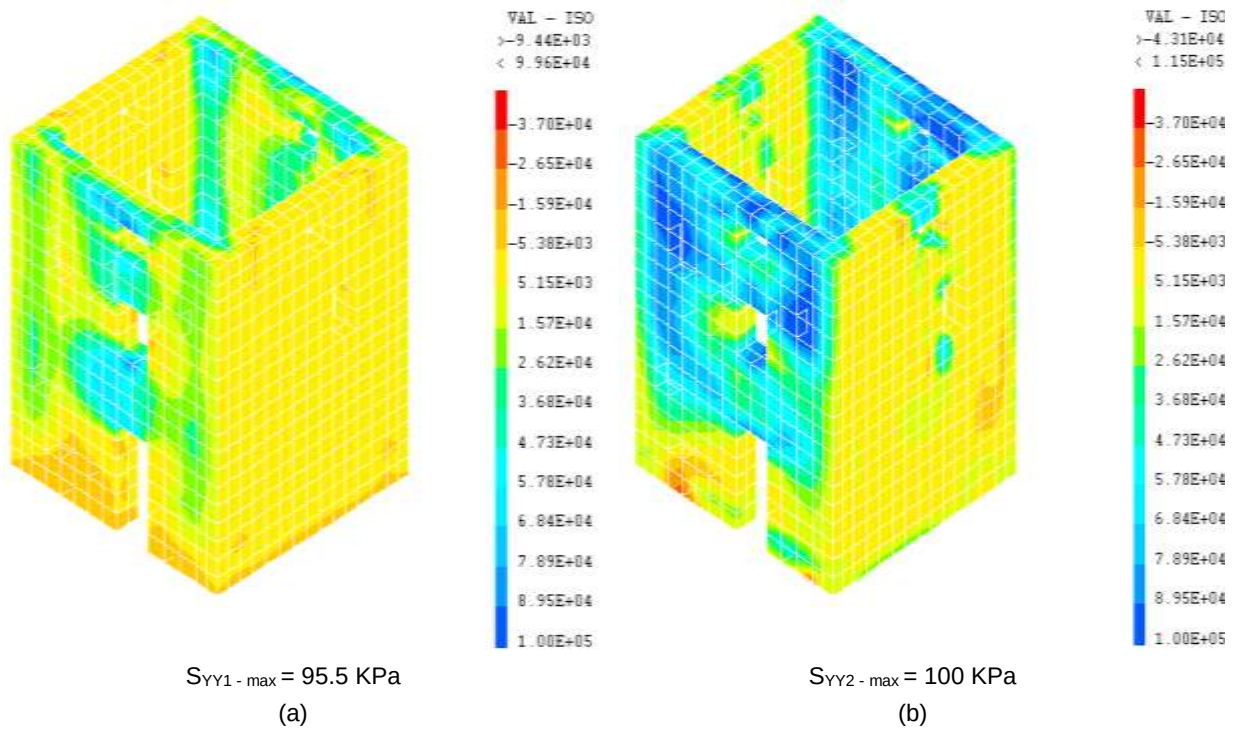


Figura 5. 60 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.

(a) Combinação 1 $S_{YY1} - \max$. (b) Combinação 2 $S_{YY2} - \max$.

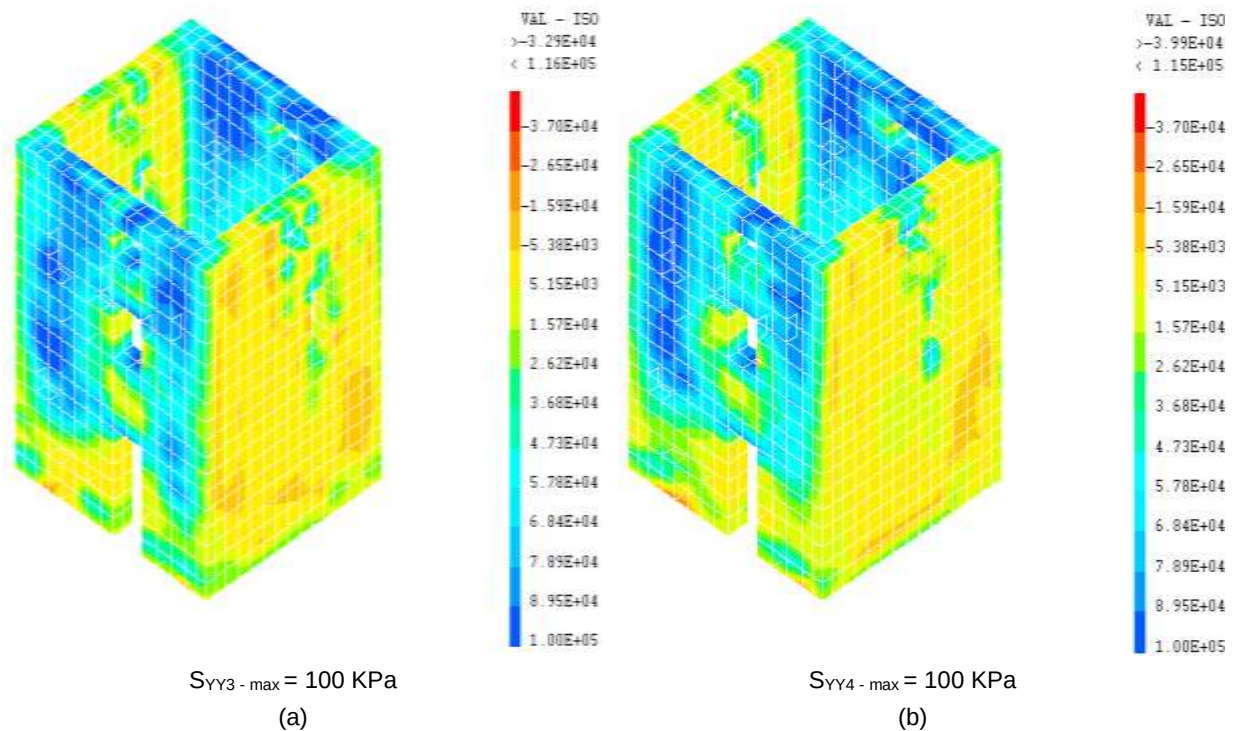


Figura 5. 61 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção YY.

(a) Combinação 3 $S_{YY3} - \max$. (b) Combinação 4 $S_{YY4} - \max$.

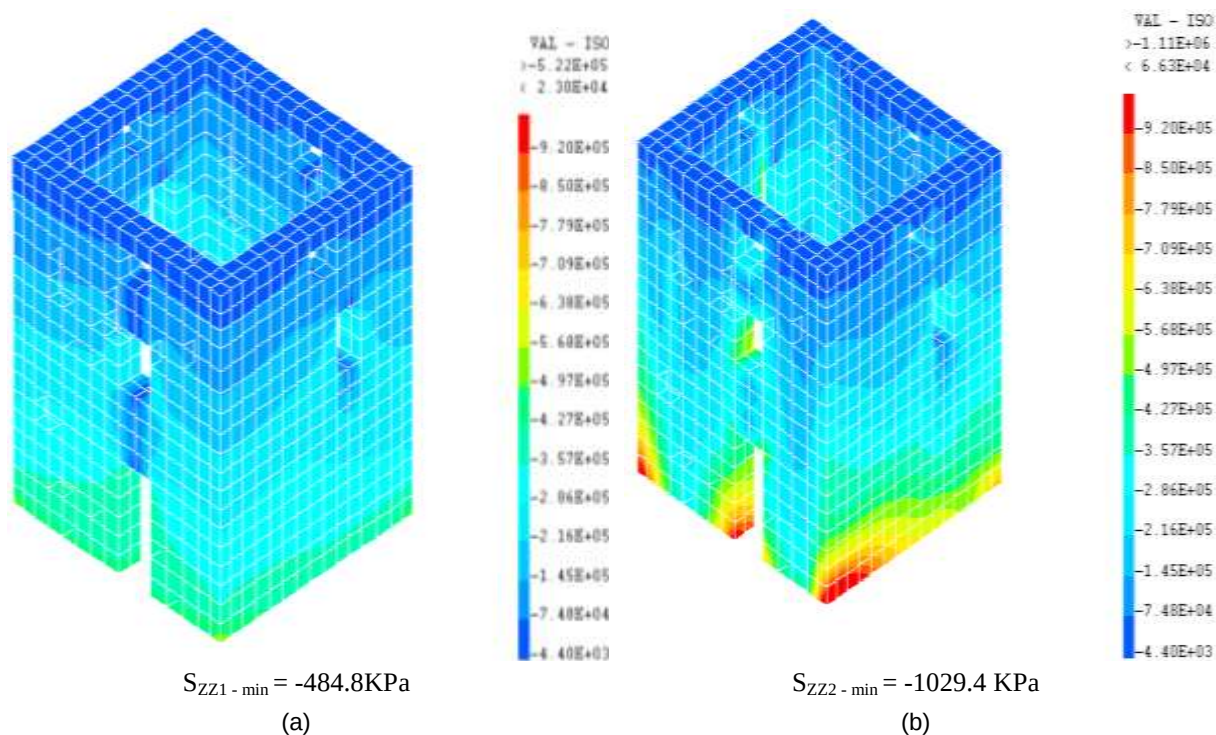


Figura 5. 62 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 $S_{ZZ1} - \min$. (b) Combinação 2 $S_{ZZ2} - \min$.

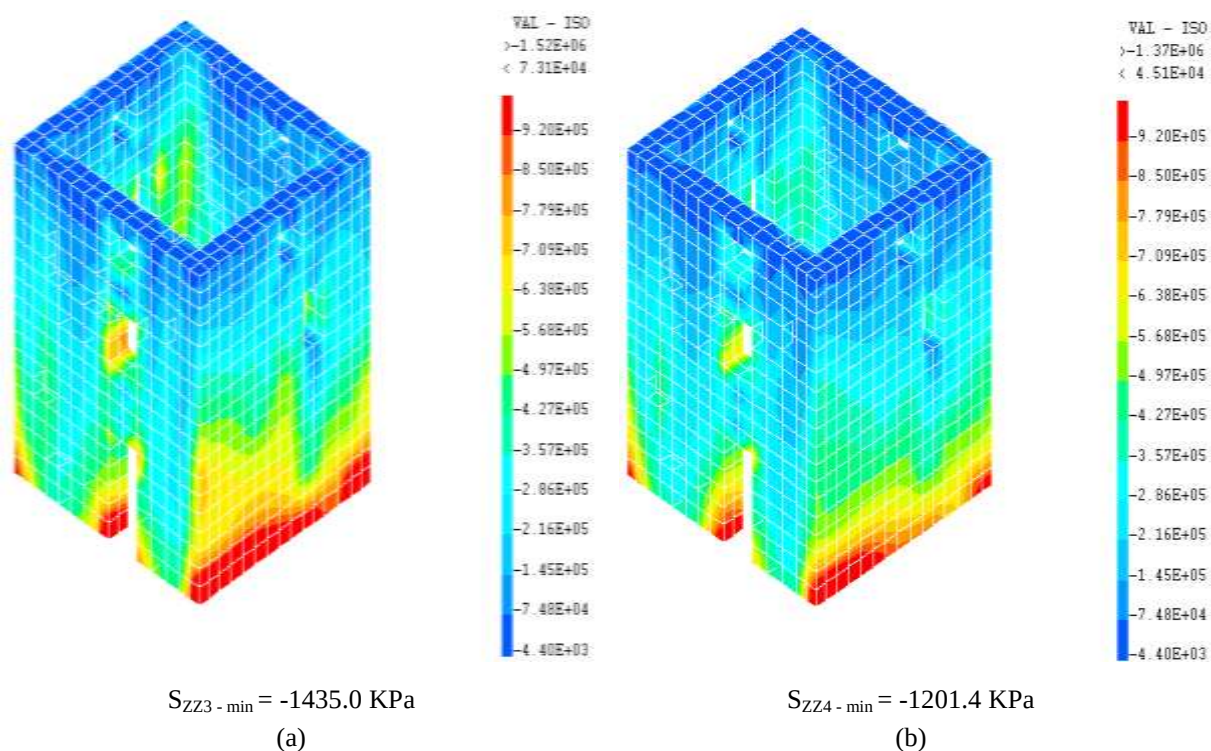


Figura 5. 63 – Mapa das tensões mínimas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 $S_{ZZ3} - \min$. (b) Combinação 4 $S_{ZZ4} - \min$.

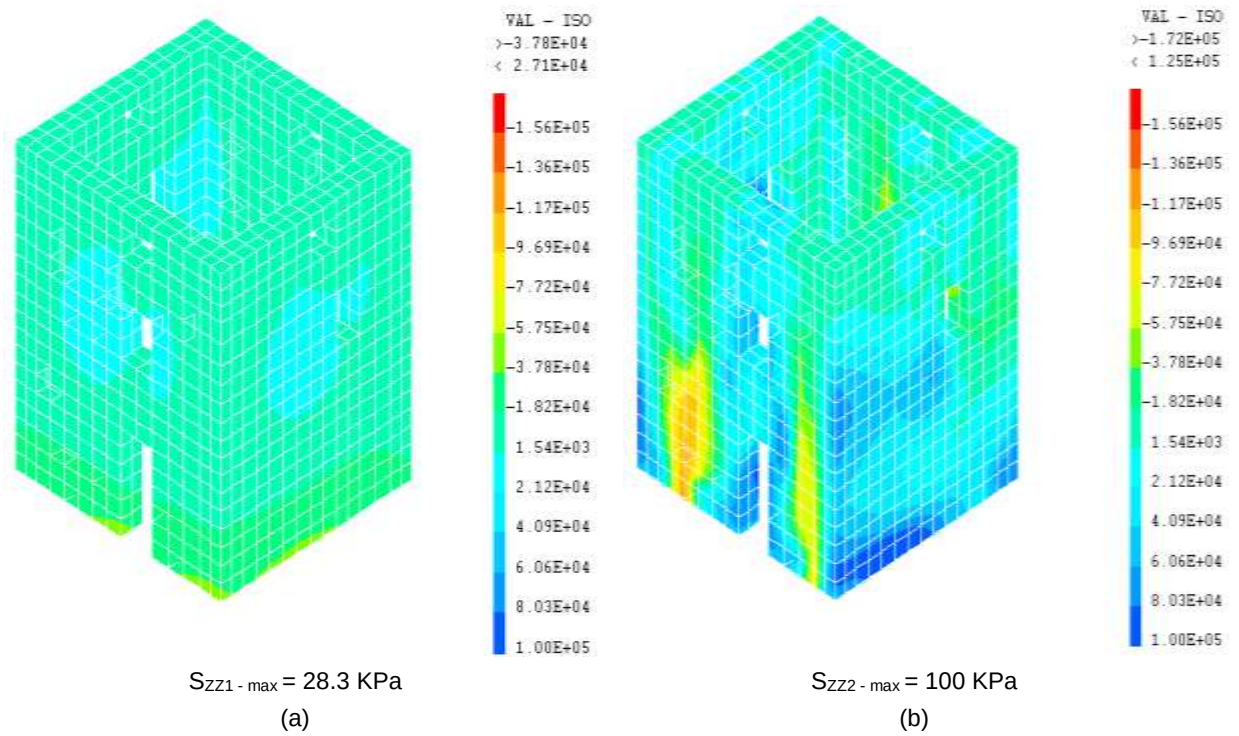


Figura 5. 64 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 1 Szz1 - max. (b) Combinação 2 Szz2 - max.

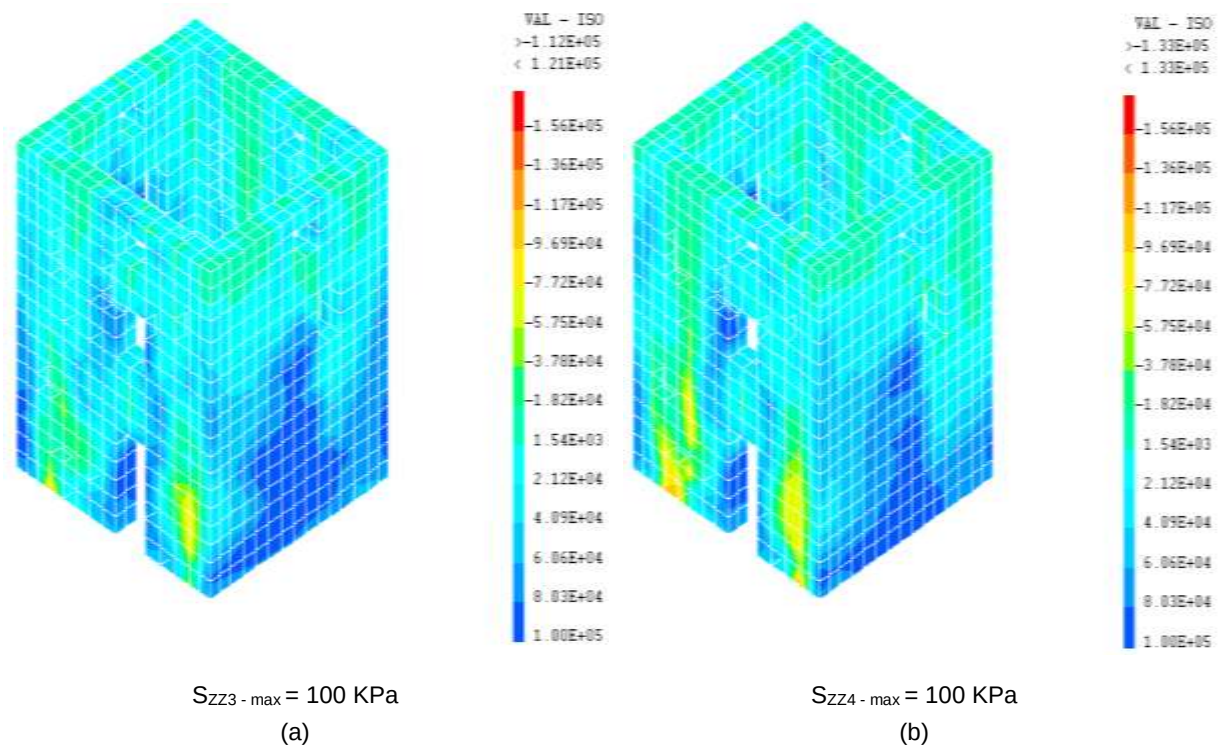


Figura 5. 65 – Mapa das tensões máximas da Torre dos Alcoforados na direcção ZZ.

(a) Combinação 3 Szz3 - max. (b) Combinação 4 Szz4 - max.

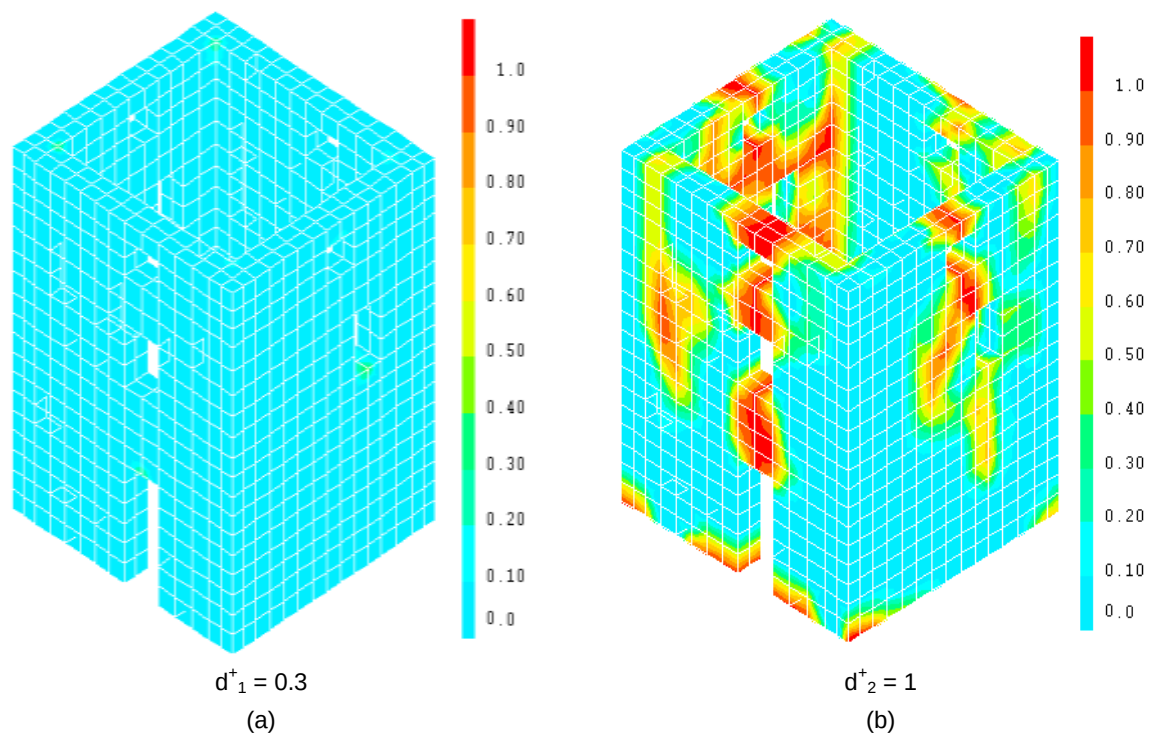


Figura 5. 66 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P1 e P4.
(a) Combinação 1 d_1^+ . (b) Combinação 2 d_2^+ .

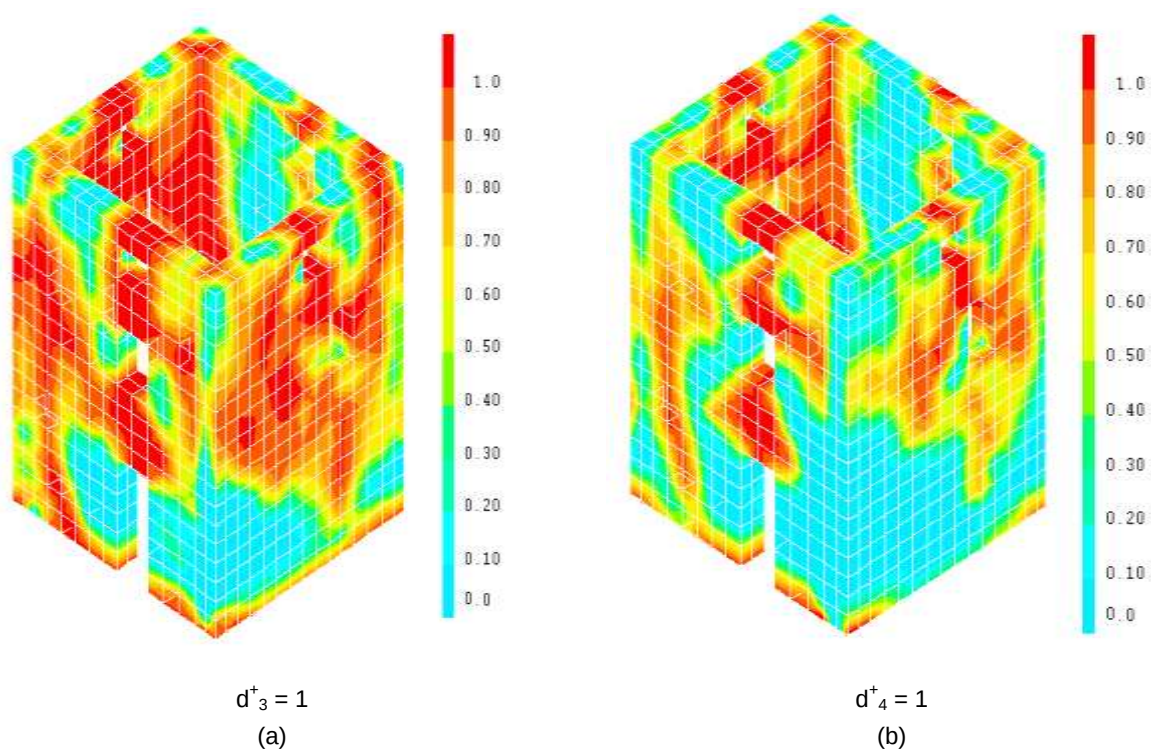


Figura 5. 67 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P1 e P4.
(a) Combinação 3 d_3^+ . (b) Combinação 4 d_4^+ .

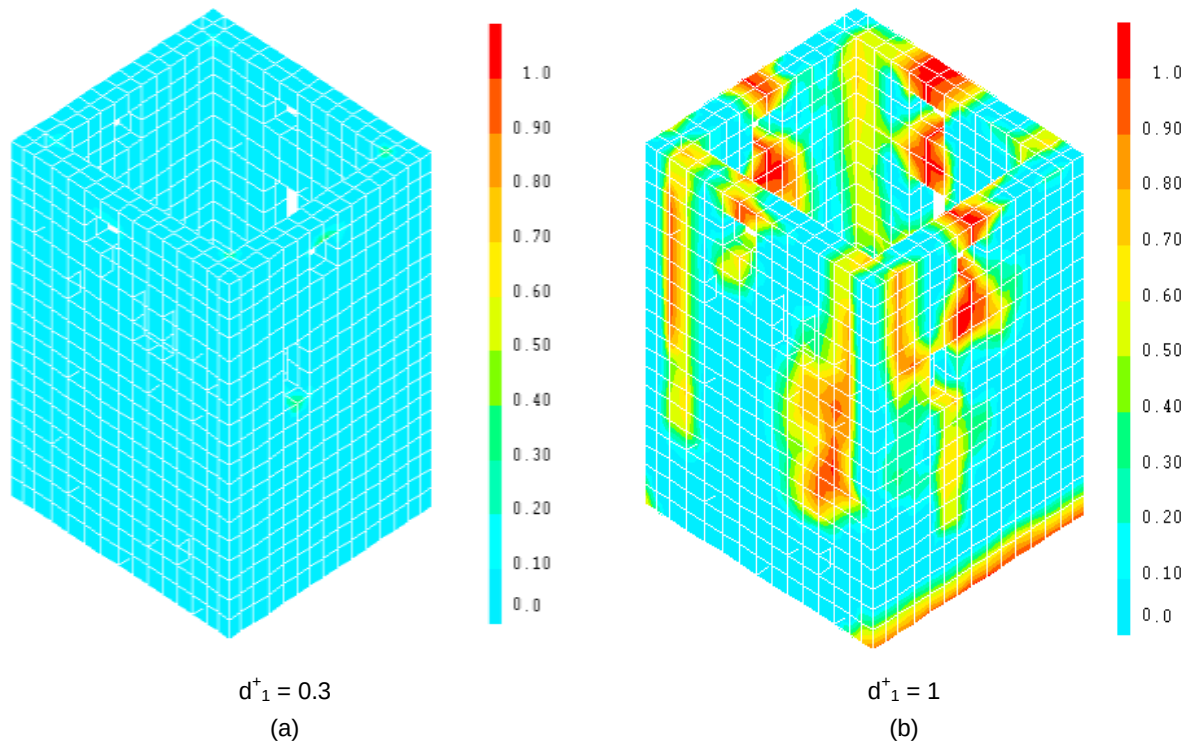


Figura 5. 68 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P2 e P3.

(a) Combinação 1 d^+_1 . (b) Combinação 2 d^+_2 .

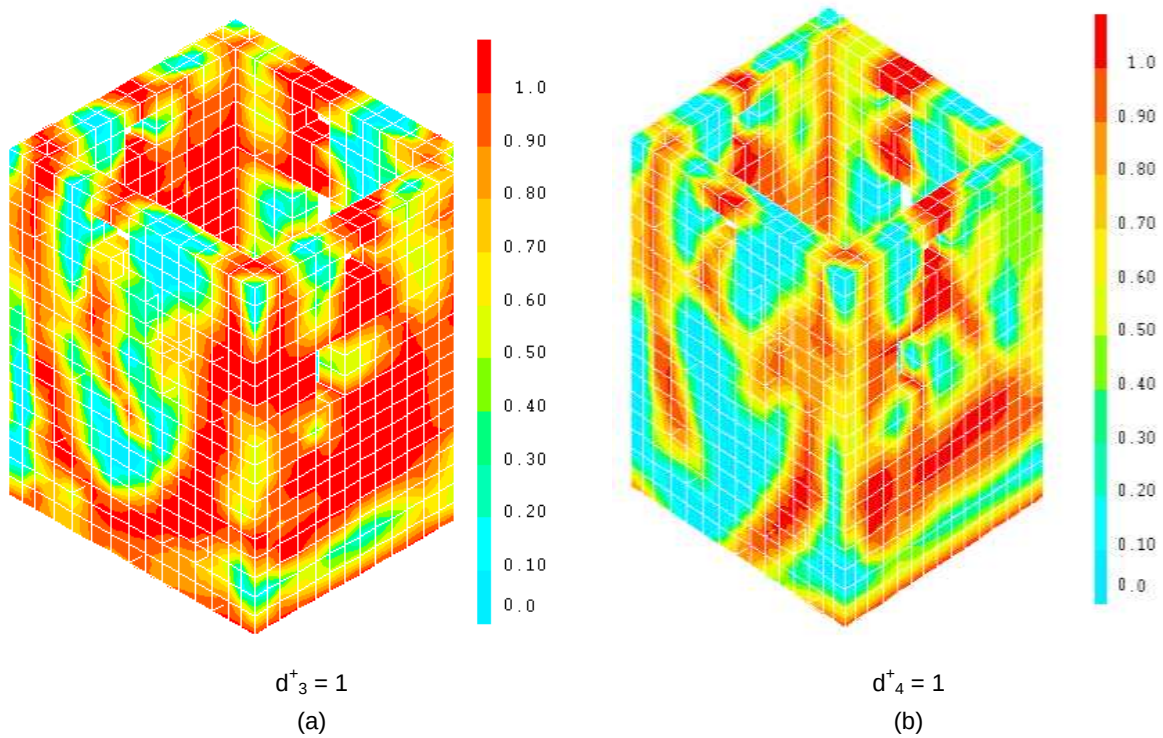


Figura 5. 69 – Mapa de dano de tracção (d^+) da Torre dos Alcoforados vista P2 e P3.

(a) Combinação 3 d^+_3 . (b) Combinação 4 d^+_4

Comparando os estados de tensão determinados com os modelos lineares com os modelos não lineares, verifica-se que tanto as tensões na direcção horizontal YY como as tensões na direcção vertical ZZ apresentam uma distribuição semelhante entre elas.

Os resultados da análise não linear, mostram o efeito preponderante que a combinação de acção com a componente horizontal (Combinação 2), tem em relação a componente vertical (Combinação 1) quando consideradas isoladamente. Verificou-se que as estruturas para a solicitação da combinação 1 ainda se encontram em regime linear elástico. A Figura 5. 70 ilustra a comparação do espectro de resposta da Torre dos Alcoforados, para o modelo linear com o modelo não linear.

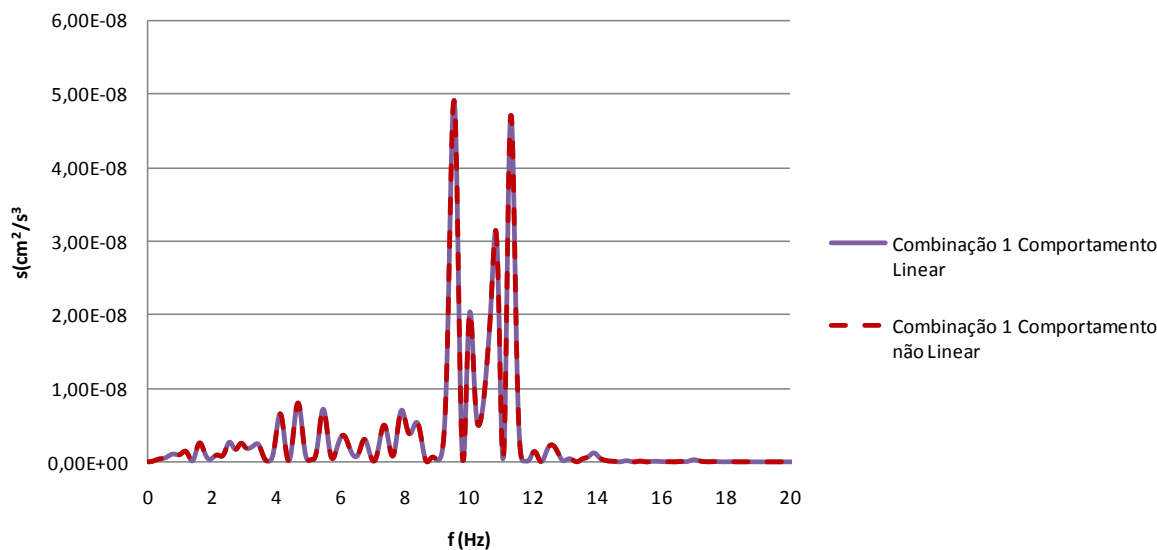


Figura 5. 70 – Espectro de Resposta linear e não linear da Torre dos Alcoforados para a combinação 1

Apesar de a componente da acção sísmica vertical, quando considerada isoladamente, não introduzir esforços significativos nas estruturas, esta quando considerada em conjunta com a componente horizontal (combinação 3 e 4), induz um aumento significativo nas tensões de compressão da Torre de Vilar e da Torre dos Alcoforados, relativamente ao estado de tensão para a combinação 2. Comparado assim as envolventes máximas de tensões de compressão e tracção da combinação 2 com a combinação 3 conclui-se que:

- Os aumentos das tensões verticais de compressão verificam-se principalmente na base das paredes perpendiculares a direcção YY (P1 e P3) havendo uma propagação deste efeito da base para o topo. Estes aumentos também se verificam junto das aberturas.
- Em termos de valores máximos o aumento das tensões é cerca de 90% para tensões compressão.

Verifica-se o aumento da área de dano de tracção para a combinação 3 quando comparada com a combinação 2, salientando-se na Torre de Vilar a zona da base e dos cunhais. Para a Torre dos Alcoforados para além do possível destacamento nas zonas dos cunhais também se verificam aumentos de área de dano de tracção significativos junto das aberturas.

Quando comparado o mapa de dano de tracção com o mapa das envolventes máximas tensões de tracção verifica-se alguma inconformidade aparente, apresentando tensões de tracção máximas inferiores às expectáveis, contudo esta incompatibilidade não se verifica quando comparado com o mapa das envolventes máximas das extensões (ver Figura 5. 71).

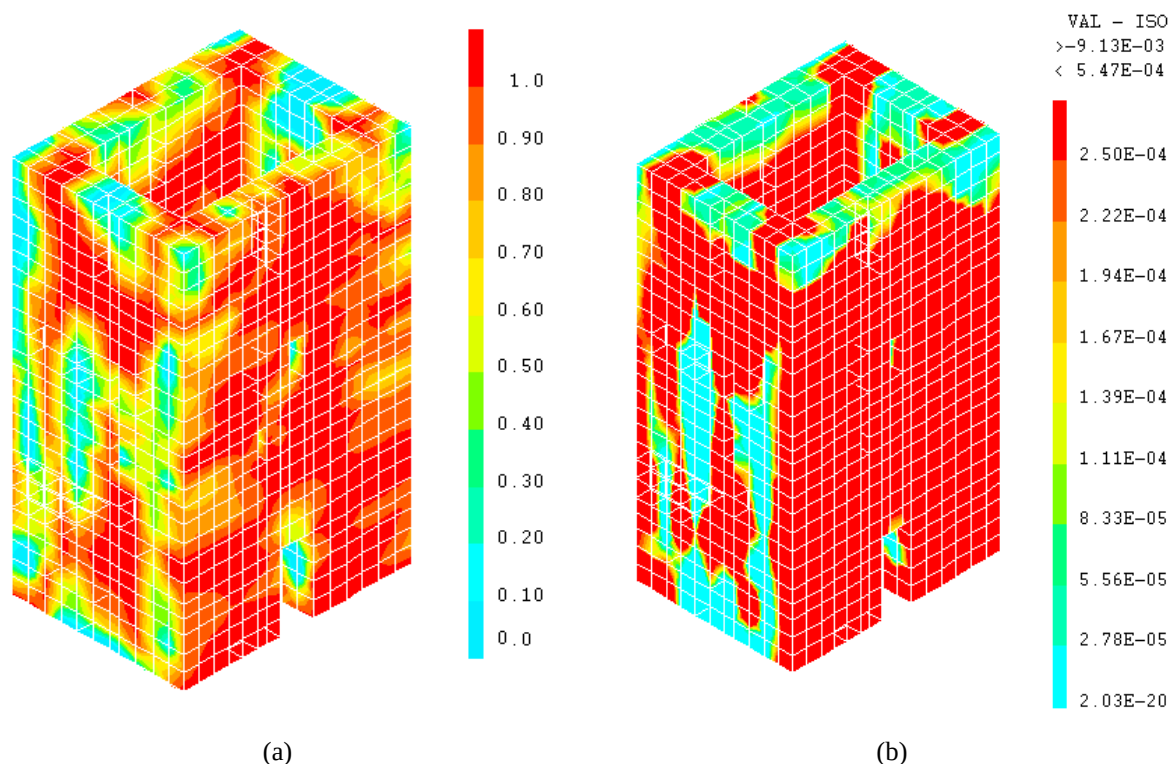


Figura 5. 71 – (a) Mapa de dano de tracção e (b) Mapa de extensões da Torre de Vilar para Combinação 3.

Na Figura 5. 71 (b) toda a zona representada a vermelho, representa todas as zonas onde a extensão é superior a extensão correspondente a tensão máxima resistência de tracção (FTUL).

Esta inconformidade aparente é devida ao facto de para um intervalo de tempo ΔT (no presente trabalho $\Delta t=0.01$ s) o estado de tensão passar de uma zona pré-pico para uma zona pós-pico sem registar o valor máximo. Pretende-se retratar na Figura 5. 72 essa possível situação, em que o A representa um instante t e B um instante $t+\Delta T$

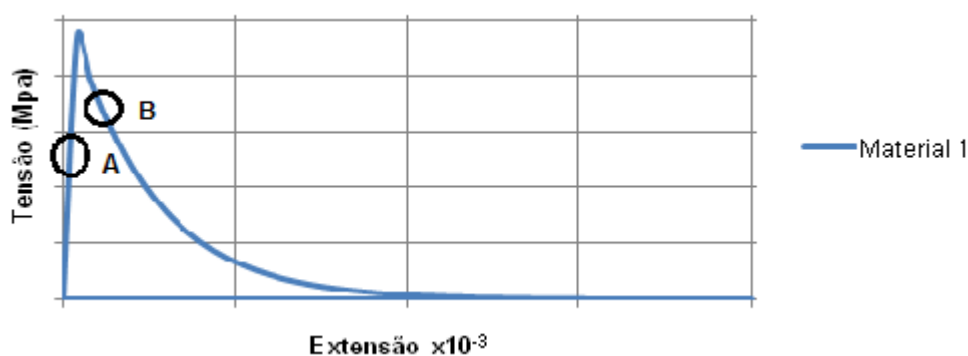


Figura 5. 72 – Comportamento em tracção para um instante t e um instante $t+\Delta T$.

Na combinação 4, e apesar de se considerar apenas 45 % da componente vertical da acção sísmica os efeitos acima referidos quando comparados com a combinação 2 também se verificam, contudo de forma menos acentuada.

Comparando os resultados da análise não linear utilizando o acelerograma artificial gerado para uma zona dos Açores (Combinação 1 a 4) com o escalado para o Porto (Combinação 5 a 8), verifica-se que apesar do estado de tensão ser substancialmente inferior, uma vez que a relação de acelerações do acelerograma SP_1 e cerca de 3 vezes superior ao acelerograma SP_2 , o comportamento é análogo.

5.5.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DE ALGUNS PARÂMETROS

No presente subcapítulo fazer-se-á a análise de sensibilidade de alguns parâmetros, nomeadamente sobre o passo de integração (Δt), a densidade da malha, o amortecimento e o valor da tensão resistente de tracção de referência (FTUL) escolhidos para as análises não lineares.

5.5.3.1. Passo de Integração (Δt)

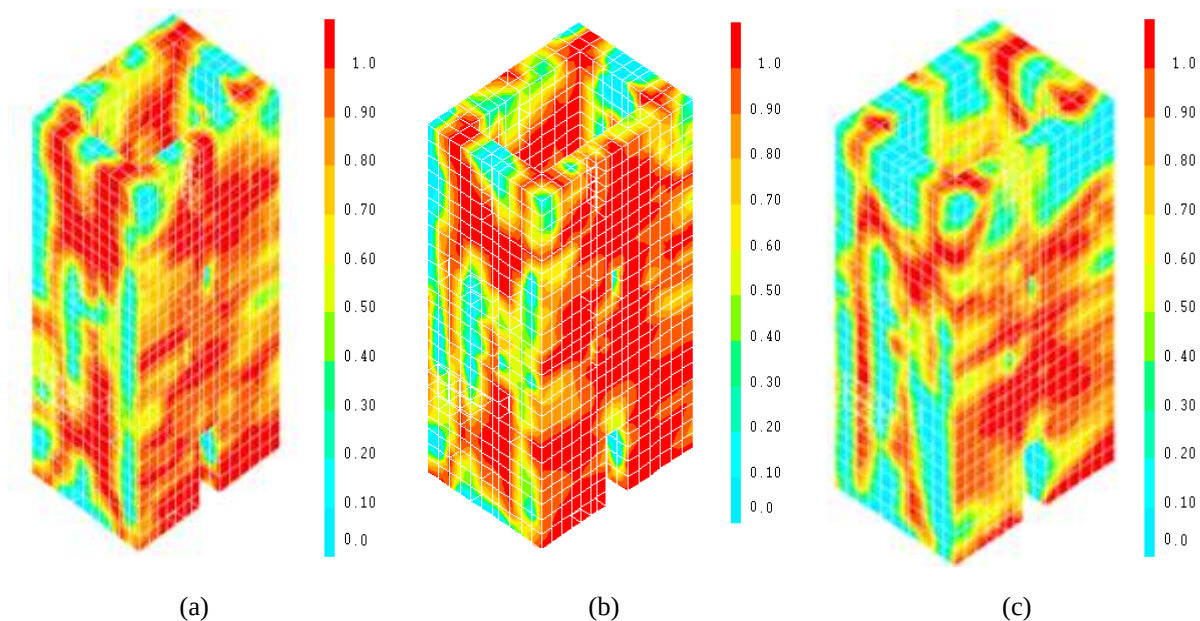


Figura 5. 73 – Mapa de dano de tracção da Torre de Vilar, vista P1 e P2, para a combinação 3.
(a) $\Delta t = 0.05$, (b) $\Delta t = 0.01$, (c) $\Delta t = 0.005$.

Quadro 5. 4 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre de Vilar, para a combinação 3, para $\Delta t = 0.05$, $\Delta t = 0.01$ e $\Delta t = 0.005$.

	Combinação 3		
	$\Delta t = 0.05$	$\Delta t = 0.01$	$\Delta t = 0.005$
$S_{yy} - \min$ (KPa)	-391.1	-338.9	-320.4
$S_{yy} - \max$ (KPa)	100	100	100
$S_{zz} - \min$ (KPa)	-1752.8	-1406.5	-1239.2
$S_{zz} - \max$ (KPa)	100	100	100

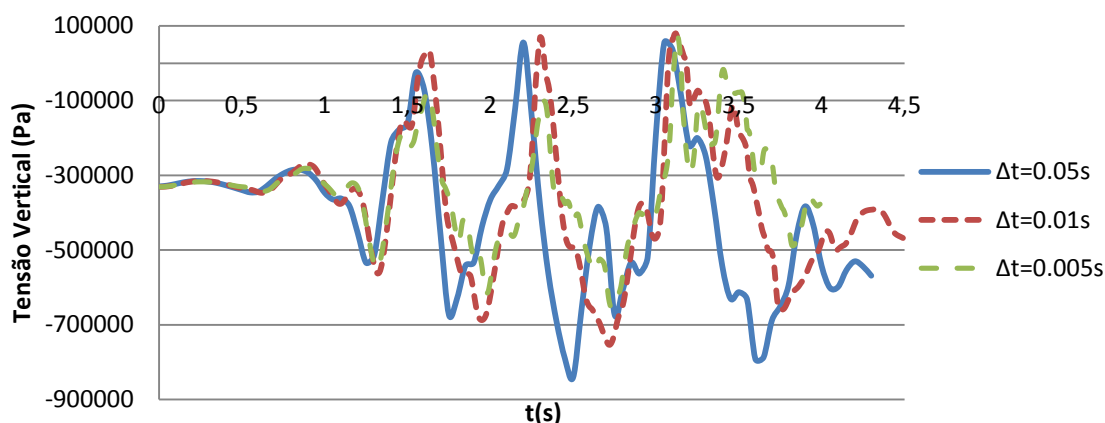


Figura 5. 74 – Evolução das tensões verticais para as combinações 3 na Torre de Vilar para um ponto central na base da parede perpendicular a direcção YY (P4).

Da comparação dos resultados ilustrados para $\Delta t = 0.01s$ com $\Delta t = 0.005s$ verifica-se que a consideração de um intervalo de tempo mais pequeno permite captar mais modos, com frequências superiores. Neste caso, a contribuição destes modos superiores é favorável, havendo assim uma diminuição no valor das tensões máximas de compressão de 5% para a direcção YY e 12% para a direcção ZZ. Da análise dos mapas de dano de ambos verifica-se que há uma diminuição significativa de área de dano.

Para um $\Delta t = 0.05s$ a diferença dos valores máximos de compressões é de cerca de 15% para a direcção horizontal e cerca de 25% para a direcção vertical, quando comparado com $\Delta t = 0.01s$. Os resultados para este intervalos têm menor precisão, pois tal como descrito no capítulo 4 (equação (4. 11)) é recomendável a utilização de um intervalo de tempo definido por $\Delta t \leq \frac{1}{f_{max} \cdot 10}$, para que se possa obter resultados com maior precisão. Recorda-se que a resposta modal da Torre de Vilar fica perfeitamente definida nas três direcções para uma frequência 7.3 Hz, ou seja $\Delta t \leq 0.014s$.

5.5.3.2. Densidade da malha

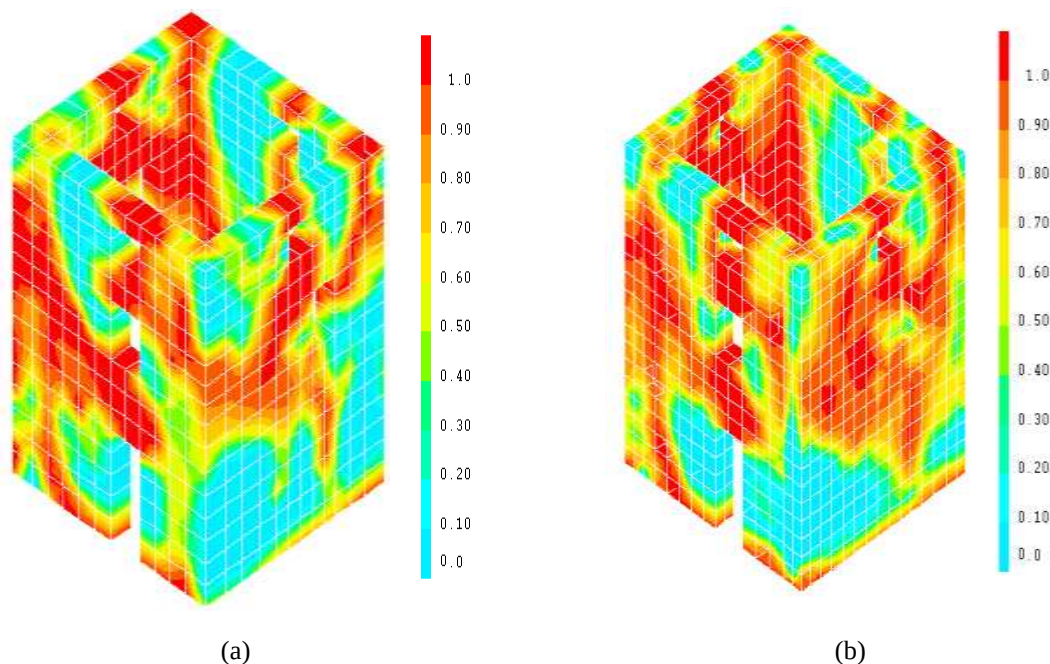


Figura 5. 75 – Mapa de dano de tracção da Torre dos Alcoforados vista P1 e P4, para a combinação 3. (a) Espessura com 1 elemento (b) Espessura com 2 elemento.

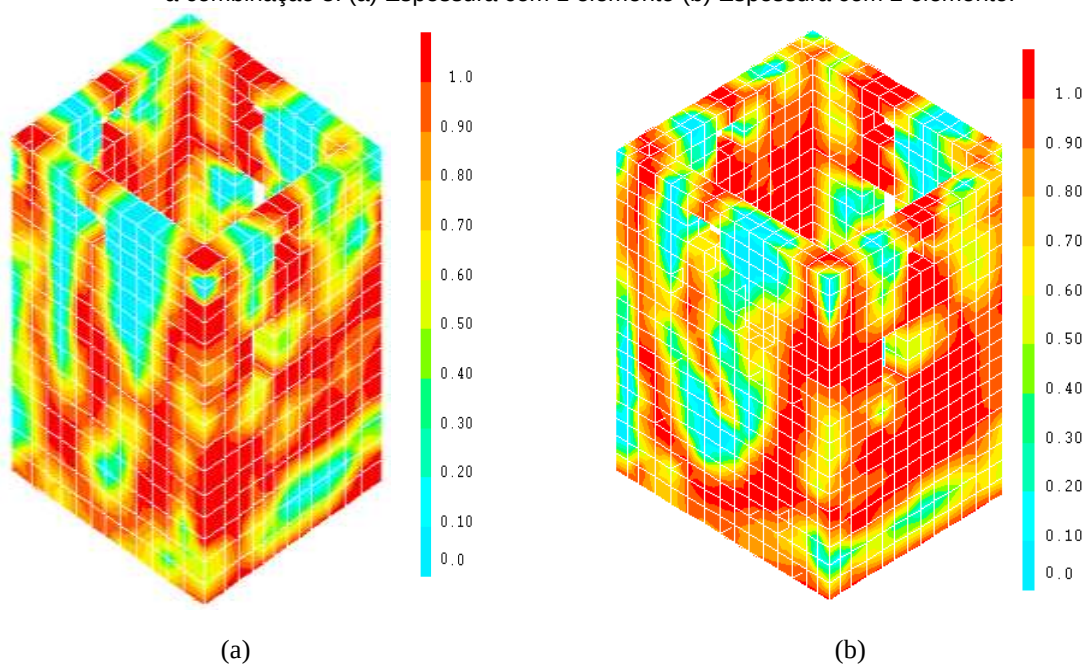


Figura 5. 76 – Mapa de dano de tracção da Torre dos Alcoforados vista P2 e P3, para a combinação 3. (a) Espessura com 1 elemento (b) Espessura com 2 elemento.

Da análise dos mapas de dano de tracção da Torre dos Alcoforados verifica-se que, a consideração de 1 ou 2 elementos na espessura, não altera muito significativamente a distribuição de dano, uma vez que a estrutura comporta-se como um “caixa”, funcionando as paredes em conjunto e não como paredes isoladas.

Quadro 5. 5 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre dos Alcoforados.

	Combinação 1		Combinação 2		Combinação 3		Combinação 4	
	Nº de elementos na espessura.		Nº de elementos na espessura.		Nº de elementos na espessura.		Nº de elementos na espessura.	
	1	2	1	2	1	2	1	2
$S_{yy} - \min$ (KPa)	-113.2	-123.6	-323.47	-478.7	-479.2	-629.5	-400.5	-531.6
$S_{yy} - \max$ (KPa)	100	100	100	100	100	100	100	100
$S_{zz} - \min$ (KPa)	-442.3	-484.8	-919.7	-1029.4	-1163.7	-1435.0	-1053.5	-1201.2
$S_{zz} - \max$ (KPa)	27.8	100	100	100	100	100	100	100

Da análise do Quadro 5. 5, verifica-se que considerando apenas um elemento na espessura há uma redução das máximas tensões de compressão na direcção horizontal cerca de 10% para a combinação 1, 25% para a combinação 2 e 4 e cerca de 35% para combinação 3. Por sua vez, a redução das máximas tensões de compressão na direcção vertical é de cerca de 10% para a combinação 1, 2 e 4 e cerca de 20% para a combinação 3. Em suma, no presente caso, a consideração de 1 elemento para espessura, obtêm-se tensões máximas de compressão inferiores, as que se obteria para 2 elementos, contudo para o presente caso estas variações não são muito significativas.

5.5.3.3. Amortecimento

Quadro 5. 6 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre de Vilar.

	Combinação 1		Combinação 2		Combinação 3		Combinação 4	
	Amortecimento		Amortecimento		Amortecimento		Amortecimento	
	$\xi_1 = \xi_2$		$\xi_1 = \xi_2$		$\xi_1 = \xi_2$		$\xi_1 = \xi_2$	
	0.02	0.05	0.02	0.05	0.02	0.05	0.02	0.05
$S_{yy} - \min$ (KPa)	-179.4	-159.4	-381.9	-338.9	-441.8	-390.2	-428.4	-380.4
$S_{yy} - \max$ (KPa)	97.3	94.8	100	100	100	100	100	100
$S_{zz} - \min$ (KPa)	-905.0	-778.4	-1110.3	-1080.8	-1510	-1406.5	-1453.2	-1246.3
$S_{zz} - \max$ (KPa)	100	79.69	100	100	100	100	100	100

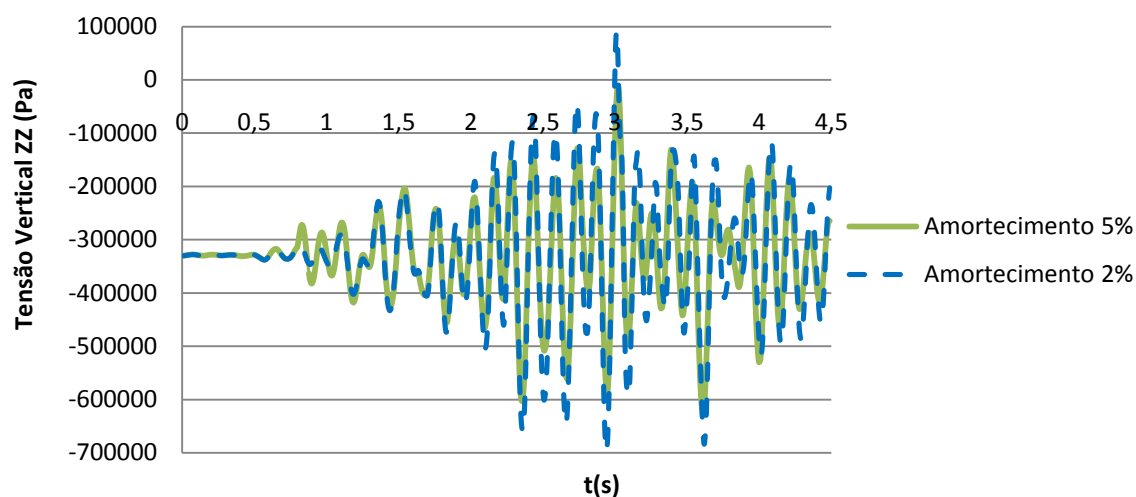


Figura 5. 77 – Evolução das tensões verticais para as combinações 1 na Torre de Vilar para um ponto central na base da parede perpendicular a direcção YY (P3).

A consideração de um amortecimento de 2% ao invés de 5% na análise não linear, não altera significativamente o conteúdo em frequência da resposta, contudo há um aumento nas tensões.

5.5.3.4. Valor da tensão resistente de tracção de referência (FTUL).

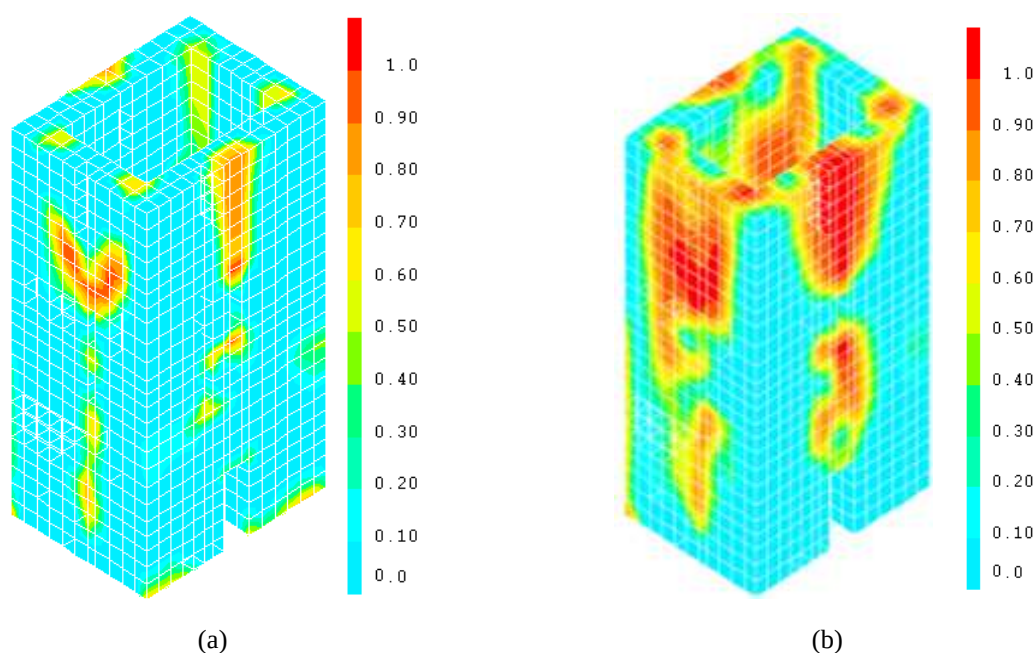


Figura 5. 78 – Mapa de dano de tracção da Torre de Vilar, vista P1 e P2, para a combinação 7.
(a) Material 1 (FTUL=100 KPa); (b) Material 2 (FTUL=50 KPa).

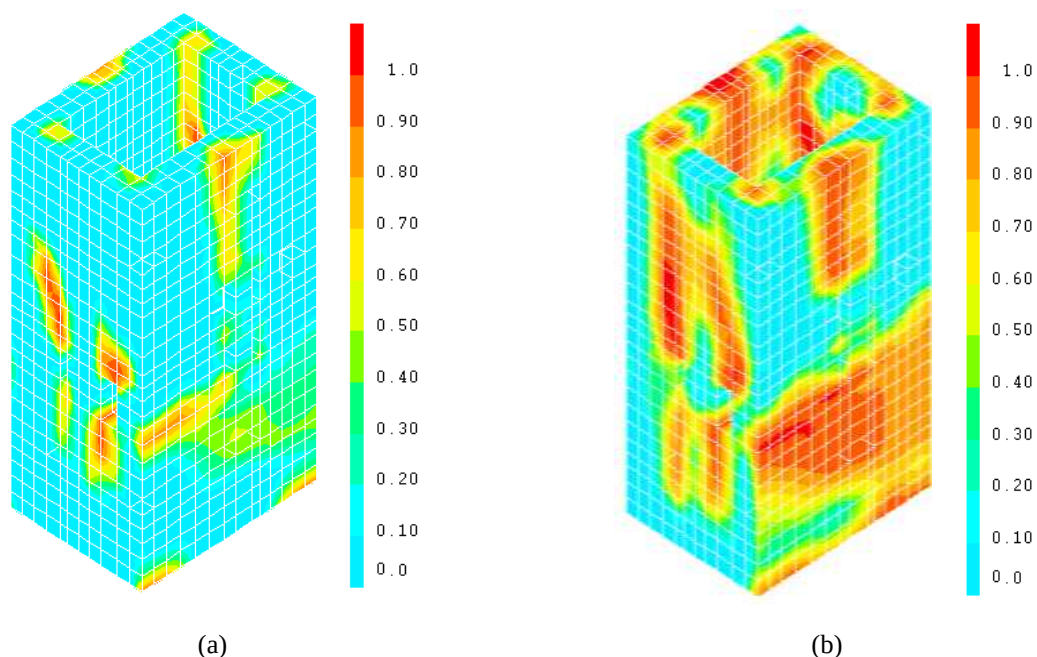


Figura 5. 79 – Mapa de dano de tracção da Torre de Vilar, vista P3 e P4, para a combinação 7.
(a) Material 1 (FTUL=100 KPa); (b) Material 2 (FTUL=50 KPa).

Da análise dos mapas de dano de tracção verifica-se que há uma expansão significativa da área de dano, sendo a resposta da estrutura muito sensível à variação deste parâmetro.

Quadro 5. 7 – Valores das envolventes máximas e mínimas tensões da Torre de Vilar, para a combinação 7, para o material 1 e material 2.

	Combinação 7	
	Material 1	Material 2
$S_{yy - \min}$ (KPa)	-211.4	-253.2
$S_{yy - \max}$ (KPa)	100	50
$S_{zz - \min}$ (KPa)	-918.2	-945.7
$S_{zz - \max}$ (KPa)	100	50

Da análise dos valores das máximas compressões verifica-se que com a consideração de um valor máximo de tracção de referência provoca um agravamento de cerca de 20%.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objectivo da realização desta dissertação passava pelo estudo da influência da acção sísmica vertical quando considerada isoladamente e em simultâneo com a componente horizontal em estruturas de alvenaria de pedra. Para isso, foram consideradas duas paredes e duas torres. A modelação numérica das estruturas foi realizada no programa de cálculo estrutural baseado no método de elementos finitos Cast3M (CEA, 1990).

Foram analisadas as estruturas sob a acção de sismos caracterizados por acelerogramas artificiais sob comportamento linear elástico e comportamento não linear. Para simular o comportamento não linear das estruturas foi considerado o Modelo de Dano Continuo (Faria, 1994).

A análise da resposta sísmica foi precedida de uma análise modal realizada para as diversas estruturas. Esta análise permitiu conhecer com algum detalhe as características dinâmicas da estrutura e tomar decisões essenciais para a realização da análise sísmica (nomeadamente sobre o passo de integração e identificação do tipo de sismo mais danoso para a estrutura) e, posteriormente, também auxiliou na interpretação da resposta da estrutura face à acção sísmica.

Da comparação das análises modais das duas paredes concluiu-se que a Parede 1 (PA1) é significativamente mais rígida que a Parede 2 (PA2). A resposta modal da Parede 1 fica perfeitamente definida para as três direcções até aos 43.19 Hz. Por sua vez, a resposta modal para as 3 direcções da Parede 2 fica perfeitamente definida até aos 11.68 Hz.

Da análise modal das duas torres verifica-se que a Torre dos Alcoforados é mais rígida que a Torre de Vilar. A resposta modal fica perfeitamente definida para as 3 direcções até aos 7.29 Hz para a Torre de Vilar e até 11.52 para a Torre dos Alcoforados.

Comparando os estados de tensão determinados com os modelos lineares com os modelos não lineares, conclui-se que tanto as tensões na direcção horizontal YY como as tensões na direcção vertical ZZ apresentam uma distribuição semelhante entre elas.

Da análise sísmica, pode concluir-se ainda que a combinação 2 (componentes sísmica apenas na direcção horizontal YY) tem um efeito preponderante em relação a Combinação 1 (componentes sísmica apenas na direcção vertical ZZ). Apesar de a componente da acção sísmica vertical, quando considerada isoladamente, não introduzir esforços significativos nas estruturas, esta quando considerada em conjunta com a componente horizontal (combinação 3 e 4), conduz a um aumento significativo, tanto nas tensões de compressão, como nas tensões de tracção nas 4 estruturas estudadas.

Da comparação da combinação 2 com a combinação 3 (componentes sísmica na direcção horizontal YY e na direcção vertical) conclui-se que:

- Os maiores esforços de tracção e de compressão concentram-se na base da PA1 e PA2. Porém na PA2 há um maior desenvolvimento dos aumentos de tensões da base para o topo, uma vez que a PA2 apresenta uma gama de frequências que atinge uma zona do espectro de resposta regulamentar em que as acelerações já são mais elevadas.
- Os maiores aumentos das tensões verticais para as torres foram verificados para as zonas da base das paredes perpendiculares a direcção YY, havendo uma propagação deste efeito da base para o topo.
- Há um aumento da área de dano de tracção, salientando-se na Torre de Vilar a zona da base e a zona dos cunhais. Para a Torre dos Alcoforados para além do destaque das zonas dos cunhais também se verificam aumentos significativos junto das aberturas.

Para as combinações 4 (acção conjunta de 45 % da componente vertical e da componente horizontal da acção sísmica) os efeitos acima referidos quando comparados com a combinação 2 também se verificam contudo menos acentuadas.

A Torre de Vilar sob acção sísmica gerada para o Porto, quando comparada com a acção gerada para uma zona dos Açores, apresenta um nível de tensão de compressão e de tracção muito inferior, apesar de a resposta ser semelhante.

Por fim é de salientar que a utilização do modelo de dano contínuo apresentou assim vantagens claras relativamente às análises lineares, uma vez que a consideração do desenvolvimento acumulativo de dano nas estruturas fornece uma melhor percepção da forma como este se propaga e dos níveis máximos de esforços a que a estrutura se encontra sujeita.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apesar de se considerar que foram atingidos os objectivos definidos para este trabalho, existe obviamente um campo muito vasto de assuntos que podem ser desenvolvidos.

Considera-se interessante o desenvolvimento de outros projectos nesta área, para a compreensão do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria de pedra, de forma a reduzir o impacto dos mesmos, sendo também interessante avaliar a influência de pisos e coberturas de madeira no funcionamento global das estruturas. Para desta forma poder considerar-se algumas soluções de reforço quando necessário de forma a obter uma estrutura com rigidez adicional.

Ao nível do programa de cálculo utilizado, Cast3M, seria importante melhorar o interface gráfico, bem como deverá também ser melhorado o interface entre os programas nos quais é gerada a geometria das estruturas e o próprio programa de cálculo.

Por fim, verifica-se que o modelo de dano contínuo utilizado, apresenta algumas limitações em tracção, nomeadamente o facto de não considerar plasticidade, dirigindo as descargas para a origem. Este aspecto deveria ser alterado de forma a simular com mais rigor alguns fenómenos, nomeadamente a dissipação de energia.

BIBLIOGRAFIA

- AUTODESK, I. (2010). *AUTOCAD*. [HTTP://USA.AUTODESK.COM](http://usa.autodesk.com).
- Almeida, C. (2000). *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob Acção dos Sismo*, Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Camelo, R. (2010). *Modelação Numérica de Edifícios Históricos de Alvenaria*, Mestrado em Engenharia Civil, FCTUNL, Lisboa.
- Carvalho, E. C. *Anexo Nacional do Eurocódigo 8: Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal*. SÍSMICA 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, Portugal.
- CEA. (2003). *MANUEL D'UTILISATION DE CAST3M* – [WWW.CAST3M.CEA.FR](http://www.cast3m.cea.fr), SACLAY, FRANCE.
- 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](http://gid.cimne.upc.es/index.html).
- Costa, A., Guedes, J., Costa, P. (2003). *Relatório de Inspeção da Torre Vilar* - NCREP, Porto
- Costa, A., Guedes, J., Paupério, E. (2007). *Relatório de Inspeção da Torre dos Alcoforados/ Torre dos Mouros* - NCREP, Porto
- 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., and Castro, J. (2004). *Implementation of the Damage model in Tension and Compression with Plasticity in Cast3m*. Ispra, Italy.
- Costa, C. (2009). *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*, Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Faria, R. (1994). *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*, Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Lopes, V. (2009). *Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria*, Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Lourenço, P. (2004). *Reabilitação estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*, LNEC, Lisboa
- 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.
- 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.
- Oliveira, C., Costa, A., Nunes, C. (2008). *Sismo 1998 - Açores, uma década depois*, Governo dos Açores, SPRHI, S.A.

- Pomba, Filipe. (2007). *Comportamento sísmico de Edifícios de Pequeno Porte*, Mestrado em Engenharia Civil, UTL, Lisboa.
- Pereira, S. (2003). *Comportamento da Alvenaria de Pedra ao Esforço de Corte*, Relatório de Projecto Individual da Licenciatura em Engenharia Civil, Escola de Engenharia -Universidade do Minho, Guimarães.
- Costa, A., Guedes, J; Arêde, A., Costa A., Paupério, E., Vicente, R., Romão, X., Varum, H., Rodrigues, H. . *Sismo de L'Aquila de 6 de Abril de 2009 Ensino para Portugal*, SÍSMICA 2010 - 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Aveiro, Portugal.
- Santos, A. (1998). *Resistência das Alvenarias à compressão*, Relatório de Estágio, Escola de Engenharia -Universidade do Minho, Guimarães.
- Santos, S. (2004). *A Reabilitação Sísmica do Património Construído*, Investigador Coordenador LNEC, Lisboa
- 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.
- Talone, F. (2009). *Avaliação do Impacto dos Pisos Como Elementos de Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria de Pedra*, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Vanmarcke, C. H., Cornell, C. A., Gasparini, D. A., and Hou, S. N. (1969). *SIMQKE - Simulation of Earthquake Ground Motion*. Cambridge, Massachusetts.
- Vila Pouca, N. (2001). *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminados em Betão Armado*, Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.