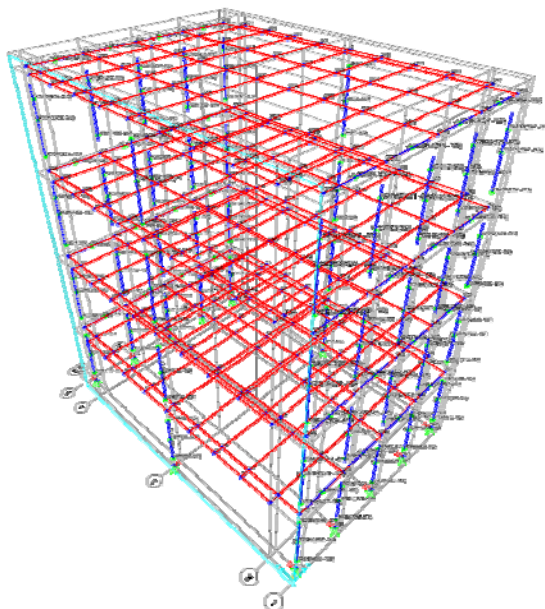




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental De Engenharia Civil**



# **Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria** **Modelação Numérica de Ensaios Experimentais** **Realizados em Mesa Sísmica**

**DIANA FILIPA FERREIRA VALENTE**  
Licenciada Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Especialização em  
Estruturas

Orientadores:

Eng.º Civil MSc. PhD. Jorge Manuel Neto Pereira Gomes, ISEL

Eng.º Civil MSc. PhD. Paulo José de Oliveira Xavier Candeias, LNEC

Júri:

Presidente:

Eng.ª Civil Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Eng.º Civil MSc. PhD. António Santos Carvalho Cabral Araújo Correia, LNEC

Eng.º Civil MSc. PhD. Paulo José de Oliveira Xavier Candeias, LNEC

**Dezembro de 2016**



## **Agradecimentos**

Queria agradecer antes de mais aos Professores Paulo Candeias e Jorge Gomes, por tornarem possível este trabalho, bem como pela paciência, disponibilidade e resiliência durante toda a execução do mesmo.

Não poderia esquecer ainda todo o apoio e disponibilidade demonstrados pela Eng.<sup>a</sup> Jelena Milosevic, bem como pelo TREMURI *staff*, pelo apoio e cedência da licença provisória do TREMURI.

Queria ainda agradecer à minha família e amigos que, além de sempre me apoiarem incondicionalmente, compreenderam as minhas ausências, nervosismos e silêncios permitindo dedicar-me a este trabalho.



## Resumo

É indiscutível que a cidade de Lisboa tem um rico legado arquitetónico representativo da evolução das técnicas construtivas e da sua adaptabilidade às exigências funcionais e estéticas do seu tempo.

Por todos estes motivos, os edifícios de alvenaria de pedra, cujas paredes têm função estrutural, são predominantes apesar de a regulamentação ainda ter algumas lacunas relativamente a este tipo de edifícios, facto este devido também à imprevisibilidade do comportamento deste material e elevado custo de ensaios em plataforma sísmica.

Neste trabalho procura-se fazer a comparação entre os resultados obtidos através da análise experimental e os resultados obtidos através da análise numérica com recurso a programas de cálculo estrutural.

Fazemos assim primeiramente um levantamento sobre o que conhecemos relativamente aos métodos construtivos e características mecânicas e geométricas relativamente aos edifícios de alvenaria, permitindo um melhor entendimento relativamente às simplificações e valores adotados para o modelo numérico. Posteriormente é feita uma abordagem sobre os conceitos gerais relativamente à regulamentação existente e abordagem de cálculo usual na análise sísmica de edifícios de alvenaria de pedra, realizando casos de estudo que permitem a comparação quase direta dos resultados relativamente a análise sísmica não linear de um modelo tridimensional de alvenaria.

**Palavras Chave:** comportamento sísmico; análise *pushover*; rótulas plásticas, edifícios “gaioleiros”; curva de capacidade; edifícios de alvenaria; vulnerabilidade sísmica



## **Abstract**

It is considered that the city of Lisbon has a rich architectural legacy representative of the evolution of construction techniques and their adaptability to the functional and aesthetic requirements of their time.

For all these reasons, the stone masonry buildings, whose walls have a structural role, are very usual, despite the fact that regulations still have some gaps for this type of buildings and also due to the unpredictability of the behavior of this material and high cost of testing in seismic platform.

In this work we have thus sought to make the comparison between the results obtained by experimental analysis and the results obtained by numerical analysis using the structural analysis software.

We do so primarily through a survey of what we know regarding the construction methods and mechanical and geometric characteristics for the masonry buildings, allowing a better understanding of the simplifications and values adopted for the numerical model. Later we look at the general concepts regarding the existing regulations and numerical modeling in the seismic analysis of stone masonry buildings, conducting case studies that allow an almost direct comparison of the results with respect to non-linear seismic analysis of a three dimensional masonry model.

**Key-words:** seismic behavior; pushover analysis; plastic hinges; “gaioleiro” buildings; capacity curve; masonry buildings; seismic vulnerability



## Índice

<b>Índice</b> .....	vii
<b>Índice de Figuras</b> .....	ix
<b>Índice de Tabelas</b> .....	xvii
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objetivos .....	3
1.3 Estrutura do trabalho .....	4
<b>2 NOTA HISTÓRICA E REVISÃO DE CONHECIMENTOS</b> .....	7
2.1 Tipologias construtivas .....	7
2.1.1 Considerações Gerais .....	7
2.1.2 Fundações .....	7
2.1.3 Elementos Verticais .....	8
2.1.4 Elementos Horizontais .....	11
2.1.5 Ligações Paredes-Pavimentos .....	12
2.1.6 Coberturas .....	13
2.2 Desempenho sísmico de estruturas de alvenaria e mecanismos de colapso ....	14
2.2.1 Considerações Gerais .....	14
2.2.2 Modelação das paredes solicitadas por ações segundo o seu plano .....	16
<b>3 MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA</b> .....	23
3.1 Introdução .....	23
3.2 Enquadramento legal .....	25
3.2.1 Considerações Gerais .....	25
3.2.2 Definição da Ação Sísmica .....	27
<b>4 ANÁLISE BIDIMENSIONAL</b> .....	35
4.1 Considerações Gerais .....	35
4.2 Geometria do Modelo .....	35

4.3	Propriedades dos materiais .....	38
4.4	Modelação do comportamento Não-Linear .....	39
4.5	Resultados.....	42
5	ANÁLISE TRIDIMENSIONAL .....	49
5.1	Considerações gerais.....	49
5.2	Modelo experimental .....	50
5.2.1	Descrição do modelo físico .....	50
5.2.2	Propriedades dos materiais .....	53
5.2.3	Resultados.....	53
5.3	Modelo SAP2000.....	56
5.3.1	Descrição do modelo numérico .....	56
5.3.2	Propriedades dos materiais e dos elementos.....	58
5.3.3	Resultados.....	62
5.4	Modelo TREMURI .....	75
5.4.1	Descrição do modelo numérico .....	75
5.4.2	Propriedades dos materiais e dos elementos.....	77
5.4.3	Resultados.....	78
5.5	Comparação de Resultados.....	93
6	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO .....	99
7	BIBLIOGRAFIA.....	101

## Índice de Figuras

Figura 1.1 - Distribuição geográfica das tipologias de edifícios na região de Lisboa (L.Mendes-Victor, et al., 1993).....	1
Figura 1.2 - Cenário de danos para sismo afastado (a) e fonte próxima (b), representação é relativa ao grau de danos muito pesados (danos estruturais pesados e danos não estruturais muito pesados) por freguesia. ....	2
Figura 2.1 - Tipos de fundações de edifícios antigos de alvenaria (Appleton, 2003).....	8
Figura 2.2 - Tipos de paredes de alvenaria de pedra de acordo com o emparelhamento da pedra (Drysdale, et al., 1999).....	9
Figura 2.3 - Classificação das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de paramentos (GNDT, s.d.): (a) paramento simples; (b) dois paramentos sem ligação; (c) dois paramentos com ligação; (d) paramentos com núcleo de fraca qualidade.....	10
Figura 2.4 - Pavimento em arcos com estrutura de madeira que recebe soalho (a) e pavimento em arco com enchimento que recebe revestimento de pedra ou cerâmico (b) (Appleton, 2003).....	11
Figura 2.5 - Sistema de pavimento com vigas paralelas sem tarugamento (a) e com tarugamento (b) .....	12
Figura 2.6 - Ligações entre pavimentos e respetivas paredes de apoio (Appleton, 2003) .....	12
Figura 2.7 - Coberturas de águas e terraço na zona da Praça do Comércio, Lisboa .....	13
Figura 2.8 - Classificação de danos em edifícios de alvenaria (Grunthäl, 1998).....	14
Figura 2.9 - Mecanismos de colapso em edifícios de alvenaria (D’Ayala, et al., 2002) 15	
Figura 2.10 - (a) Danos para fora do plano da parede devidos a ação horizontal; (b) Danos no plano da parede devido a ação horizontal (Carvalho, et al., 1997) .....	16
Figura 2.11 - Regiões utilizadas na identificação de padrões de danos nas empenas (a.) e nas fachadas (b) (Candeias, 2008).....	16
Figura 2.12 - Mecanismos de colapso nos nembos, segundo o plano da parede: (a) flexão composta; (b) deslizamento; (c) fendilhação diagonal (Pasticier, et al., 2007)...	17
Figura 2.13 - Esquema das forças no painel da parede para um equilíbrio em flexão composta no seu plano (Magenes, et al., 2000).....	17
Figura 2.14 - Esquema de tensões normais na base da parede para o deslizamento por corte (Magenes, et al., 2000) .....	18

Figura 2.15 - Curva força-deformação característica de uma rótula plástica (CSI, 2007)	20
Figura 2.16 - Curvas momento-rotação e força-deformação para os nembos e rótulas plásticas respetivamente	20
Figura 2.17 - Esquema de diagramas típicos de momento fletor e respetiva localização das rótulas plásticas nos pontos de esforço máximo	21
Figura 2.18 - Esquema de diagramas típicos de esforço transversal nas colunas e respetiva localização das rótulas plásticas de corte nos pontos de esforço máximo a $\frac{1}{2} H_{\text{eff}}$	21
Figura 2.19 - Curvas força-deformação para os lintéis e rótulas plásticas respetivamente	21
Figura 2.20 - Esquema de diagramas típicos de esforço transversal nos lintéis e respetiva localização das rótulas plásticas de corte nos pontos de esforço máximo $\frac{1}{2} L_{\text{eff}}$	22
Figura 3.1 - Representação possível para estruturas de alvenaria: (a) amostra de alvenaria; (b) micro-modelação detalhada; (c) micro-modelação simplificada; (d) macro-modelação (Lourenço, 2002)	24
Figura 3.2 - Fluxograma com a metodologia para intervenções estruturais proposta pela ICOMOS (Lourenço, 2005)	26
Figura 3.3 - Figuras NA I; NA II e NA III do Eurocódigo 8 referentes ao zonamento sísmico em Portugal Continental, Arquipélago da Madeira e Arquipélago dos Açores – Grupo Ocidental e Grupo Central (Acção Sísmica Tipo 1 e 2) (CT115, 2010)	29
Figura 3.4 - Espectro de resposta elástica do Eurocódigo 8 (CT115, 2010)	31
Figura 4.1 – Parede estrutural (a) e discretização em pórtico equivalente e respetivas medidas para inserção no programa SAP2000 (b) (unidades metros)	36
Figura 4.2 - Determinação da altura efetiva das colunas (Pereira, 2009)	36
Figura 4.3 - Definição do comprimento efetivo das vigas quando as aberturas em pisos consecutivos são alinhadas (a) ou desalinhadas (b) (Pereira, 2009)	37
Figura 4.4 - Modelos do SAP 2000 com elementos de barra	38
Figura 4.5 - Cargas pontuais consideradas no modelo, representativas do peso próprio	39
Figura 4.6 - Relação tensões-extensões para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão	40
Figura 4.7 - Diagrama de esforço normal (a), e diagrama de momento fletor (b) (a rótula plástica fica assim na secção de momento máximo)	40

Figura 4.8 - Configuração modal referente ao primeiro modo de vibração .....	43
Figura 4.9 - Curvas de capacidade relativas aos casos <i>Pushover</i> Modal e <i>Pushover</i> Uniforme.....	44
Figura 4.10 - Relação do diagrama força-deformação com a escala gráfica das rótulas plásticas do SAP2000 .....	44
Figura 4.11 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> modal passos 3 (a) e 5 (b)..	45
Figura 4.12 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> modal passos 15 (a) e 16 (b) .....	45
Figura 4.13 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> modal passo 204 .....	45
Figura 4.14 - Curva de capacidade obtida na análise de <i>pushover</i> modal com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas.....	46
Figura 4.15 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> uniforme, passos 3 (a) e 4 (b) .....	46
Figura 4.16 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> uniforme, passos 7 (a) e 15 (b) .....	47
Figura 4.17 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> uniforme, passos 17 (a) e 60 (b) .....	47
Figura 4.18 - Estado das rótulas plásticas para o <i>pushover</i> uniforme, passos 76 (a) e 205 (b) .....	47
Figura 4.19 - Curva de capacidade obtida na análise de <i>pushover</i> uniforme com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas .....	48
Figura 5.1 – Definição geométrica do edifício experimental (unidades metros) .....	50
Figura 5.2 - Geometria da estrutura de pavimento utilizado no modelo experimental (Candeias, 2008).....	51
Figura 5.3 - Modelo ensaiado colocado na plataforma sísmica (Candeias, 2008) .....	52
Figura 5.4 - Esquema ilustrativo do modelo experimental na plataforma sísmica do LNEC e direções da ação imposta (Candeias, 2008).....	52
Figura 5.5 - Curva de capacidade experimental para o modelo em estudo na direção X54	
Figura 5.6 - Curva de capacidade experimental para o modelo em estudo na direção Y54	
Figura 5.7 - Registo de danos no Modelo 00 (Candeias, 2008) .....	55
Figura 5.8 - Vista tridimensional do modelo numérico com identificação dos eixos ....	56
Figura 5.9 - Simplificação da numeração dos elementos para os alçados a) e as empenas b) do modelo tridimensional.....	57

Figura 5.10 - Curvas de capacidade relativas às situações de <i>pushover</i> modal e uniforme segundo a direção X .....	64
Figura 5.11 - Curvas de capacidade relativas às situações de <i>pushover</i> modal e uniforme segundo a direção Y .....	64
Figura 5.12 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção X , passos 1 (a) e 3 (b).....	65
Figura 5.13 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção X, passos 5 (a) e 20 (b).....	66
Figura 5.14 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção X, passos 27 (a) e 35 (b).....	66
Figura 5.15 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção X, passos 43 (a) e 98 (b).....	66
Figura 5.16 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção X, passo 102.....	67
Figura 5.17 - Curva de capacidade obtida pelo <i>pushover</i> modal segundo a direção X com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas .....	67
Figura 5.18 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme segundo a direção X, passos 4 (a) e 5 (b) .....	68
Figura 5.19 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme segundo a direção X, passos 7 (a) e 23 (b) .....	68
Figura 5.20 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme segundo a direção X, passos 33 (a) e 43 (b) .....	69
Figura 5.21 - Curva de capacidade obtida pelo <i>pushover</i> uniforme segundo a direção X com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas .....	69
Figura 5.22 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o <i>pushover</i> modal segundo a direção Y, passos 3 (a) e 18 (b).....	70
Figura 5.23 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o <i>pushover</i> modal segundo a direção Y, passos 35 (a) e 98 (b).....	71
Figura 5.24 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção Y, passos 6 (a) e 30 (b).....	71
Figura 5.25 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> modal segundo a direção Y, passo 98.....	71
Figura 5.26 – Curva de capacidade obtida pelo <i>pushover</i> modal segundo a direção Y com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas .....	72

Figura 5.27 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o <i>pushover</i> uniforme segundo a direção Y, passos 3 (a) e 18 (b) .....	73
Figura 5.28 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o <i>pushover</i> uniforme segundo a direção Y, passos 35 (a) e 99 (b) .....	73
Figura 5.29 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme segundo a direção Y, passos 6 (a) e 30 (b) .....	73
Figura 5.30 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme segundo Y, passos 35 (a) e 99 (b) .....	74
Figura 5.31 - Curva de capacidade obtida pelo <i>pushover</i> uniforme segundo a direção Y com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas .....	74
Figura 5.32 - Vista modelo numérico desenvolvido no TREMURI.....	75
Figura 5.33 – Numeração dos elementos dos pórticos das fachadas principal e de tardoz do modelo do TREMURI .....	76
Figura 5.34 - Numeração dos elementos dos pórticos das empenas do modelo do TREMURI .....	76
Figura 5.35 - Janela de introdução das propriedades mecânicas de pavimentos ortotrópico .....	77
Figura 5.36 - Curvas de capacidade relativas às situações de <i>pushover</i> triangular e uniforme segundo a direção X.....	81
Figura 5.37 - Curva de capacidade relativas às situações de <i>pushover</i> triangular e uniforme segundo a direção Y .....	82
Figura 5.38 – Legenda cromática da representação de danos (Lagomarsino S., 2013) .	82
Figura 5.39 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> triangular na direção X, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 1 (b) .	83
Figura 5.40 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> triangular na direção X, passo 2; sub-passo 7 (a) e passo 2; sub-passo 11 (b)	83
Figura 5.41 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> triangular na direção X, passo 2; sub-passo30.....	83
Figura 5.42 - Curva de capacidade obtida na análise de <i>pushover</i> triangular segundo a direção X no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas .....	84
Figura 5.43 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme na direção X, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 3 (b) ..	85

Figura 5.44 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme na direção X, passo 2; sub-passo10 (a) e passo2; sub-passo 28 (b)	85
Figura 5.45 - Curva de capacidade obtida na análise de <i>pushover</i> uniforme segundo X no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas .....	86
Figura 5.46 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o <i>pushover</i> triangular segundo a direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 3 (b) .....	87
Figura 5.47 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o <i>pushover</i> triangular segundo a direção Y, passo 2; sub-passo16 .....	87
Figura 5.48 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> triangular na direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 9 (b) .	88
Figura 5.49 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> triangular segundo a direção Y, passo 2; sub-passo16 .....	88
Figura 5.50 - Curva de capacidade obtida na análise de <i>pushover</i> triangular segundo Y no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas .....	89
Figura 5.51 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o <i>pushover</i> uniforme na direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 3 (b) ..	90
Figura 5.52 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o <i>pushover</i> uniforme na direção Y, passo 2; sub-passo16.....	90
Figura 5.53 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme na direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 5 (b) ..	91
Figura 5.54 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o <i>pushover</i> uniforme na direção Y, passo 2, sub-passo 9 (a) e passo 2, sub-passo 16 (b)	91
Figura 5.55 - Curva de capacidade obtida na análise de <i>pushover</i> uniforme segundo Y no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas .....	92
Figura 5.56 – Configuração modal do 1º modo de distorção obtido experimentalmente (Candeias, 2008).....	94
Figura 5.57 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de <i>pushover</i> triangular (TREMURI) e modal (SAP2000) e experimentalmente segundo a direção X .....	95

Figura 5.58 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de <i>pushover</i> uniforme (TREMURI e SAP2000) e experimentalmente segundo a direção X.....	96
Figura 5.59 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de <i>pushover</i> triangular (TREMURI) e modal (SAP2000) e experimentalmente na segundo a direção Y .....	96
Figura 5.60 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de <i>pushover</i> uniforme (TREMURI e SAP2000) e experimentalmente segundo a direção Y.....	97



## Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Quadro NA.II do Eurocódigo 8: Coeficientes de importância $\gamma_I$ (CT115, 2010).....	28
Tabela 3.2 - Quadro NA.I do Eurocódigo 8: Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas (CT115, 2010).....	29
Tabela 3.3 - Quadro 3.1 do Eurocódigo 8: Classificação dos tipos de Terreno (CT115, 2010).....	30
Tabela 3.4 - Quadros NA 3.2 e NA 3.3 do Eurocódigo 8: Valor dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para cada tipo de ação sísmica (CT115, 2010).....	32
Tabela 4.1 - Valores considerados para a determinação dos comprimentos deformáveis e troços rígidos dos elementos de barra que simulam as colunas do pórtico plano .....	37
Tabela 4.2 - Comprimentos deformáveis e troços rígidos dos elementos de barra que simulam as vigas.....	37
Tabela 4.3 - Propriedades dos materiais consideradas no modelo de SAP2000 .....	38
Tabela 4.4 - Valores dos esforços resistentes nas colunas do pórtico .....	41
Tabela 4.5 - Valores dos esforços resistentes nas vigas do pórtico.....	41
Tabela 4.6 - Valores das deformações das colunas do pórtico plano .....	42
Tabela 4.7 – Frequências próprias e percentagens de massa modal mobilizada determinadas no modelo bidimensional do SAP 2000.....	42
Tabela 5.1 - Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 2 com 150mm de aresta (Candeias, 2008).....	53
Tabela 5.2 - Frequências próprias de vibração identificadas no Modelo 00 (Candeias, 2008).....	53
Tabela 5.3 - Definição geométrica dos elementos estruturais das colunas .....	57
Tabela 5.4 - Definição geométrica dos elementos estruturais das vigas .....	57
Tabela 5.5 - Propriedades mecânicas da alvenaria do modelo numérico.....	58
Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas dos barrotes de pinho bravo.....	58
Tabela 5.7 - Propriedades mecânicas dos painéis de MDF utilizados no modelo.....	59
Tabela 5.8 - Propriedades mecânicas para o material homogeneizado do pavimento utilizado no modelo numérico .....	60
Tabela 5.9 - Valores de cálculo dos esforços resistentes nos nembos e paredes de empena para a situação da aplicação do <i>pushover</i> segundo a direção X.....	60

Tabela 5.10 - Valores de cálculo dos esforços resistentes nos nembos e paredes de empena para a situação da aplicação do <i>pushover</i> segundo a direção Y.....	61
Tabela 5.11 - Valores de cálculo dos esforços resistentes de esforço transversal nos lintéis .....	61
Tabela 5.12 – Frequências próprias e percentagens de massa modal mobilizada determinadas no modelo numérico do SAP 2000 .....	62
Tabela 5.13 – Primeiras 3 configurações modais determinadas com o modelo numérico do SAP2000.....	63
Tabela 5.14 - Propriedades mecânicas consideradas nos elementos de alvenaria do modelo numérico .....	77
Tabela 5.15 - Frequências próprias e percentagens de massa modal mobilizada determinadas no modelo numérico do TREMURI.....	79
Tabela 5.16 - Primeiras 3 configurações modais determinadas com o modelo numérico do TREMURI.....	80
Tabela 5.17 – Comparação das frequências próprias identificadas experimentalmente e determinadas com os modelos numéricos (Hz).....	93

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento

A área do reforço estrutural, aproveitamento e melhoramento da área edificável tem vindo a ganhar uma importância crescente. A sua consciencialização contribui para uma valorização do património edificado, bem como para uma melhoria a nível ambiental, económico e da qualidade de vida nas cidades.

As estruturas de alvenaria constituem grande parte do edificado Português, com maior predominância no centro histórico da cidade de Lisboa (Figura 1.1).

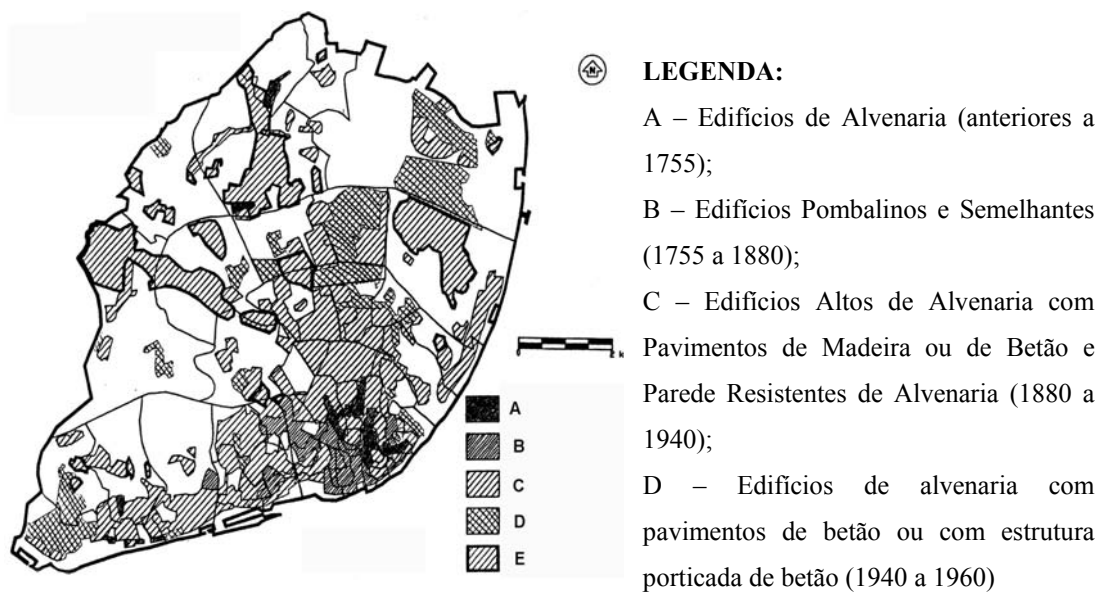


Figura 1.1 - Distribuição geográfica das tipologias de edifícios na região de Lisboa (L.Mendes-Victor, et al., 1993)

Portugal tem um histórico de acontecimentos sísmológicos (os mais importantes pela devastação, foram os sismos ocorridos em 1531 e 1775), levando a uma preocupação crescente com a imprevisibilidade da dimensão dos danos causados por um fenómeno deste tipo.

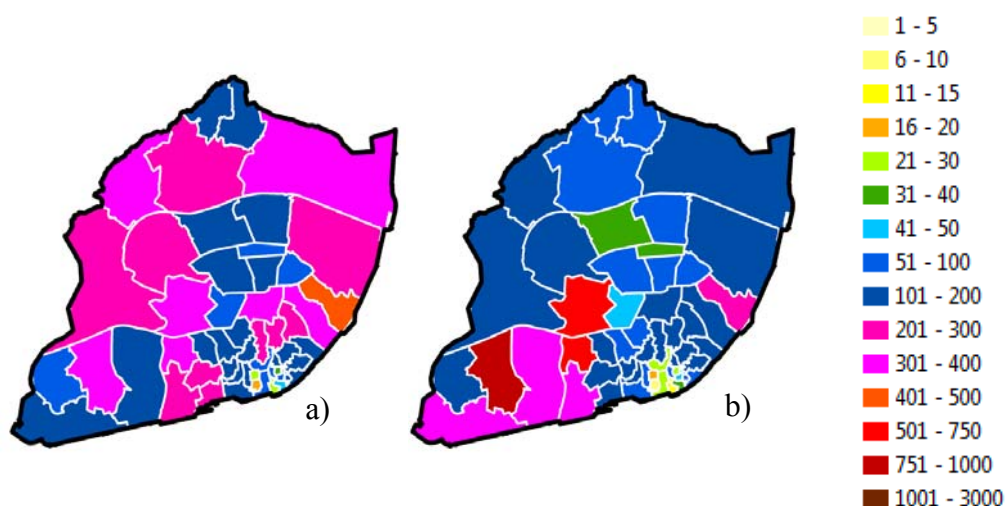


Figura 1.2 - Cenário de danos para sismo afastado (a) e fonte próxima (b), representação é relativa ao grau de danos muito pesados (danos estruturais pesados e danos não estruturais muito pesados) por freguesia.

Apesar dos diversos levantamentos e cenários de danos criados pela proteção civil para a ocorrência de sismo, os dados relativos ao comportamento dos edifícios de alvenaria de pedra durante a ocorrência de um sismo são escassos e a realização de modelos experimentais à escala para ensaio em plataforma sísmica implica custos avultados, apesar de permitirem obter valores em ambiente controlado.

Nas últimas décadas verificou-se também um grande desenvolvimento nos métodos numéricos e nos programas de análise estrutural, permitindo hoje em dia, analisar qualquer tipo de estrutura para qualquer cenário baseado em modelações numéricas, que carecem ainda de comprovação prática de modo a fiabilizar as diversas hipóteses adotadas nas referidas análises.

No entanto, o conhecimento sobre o comportamento mecânico de estruturas antigas de alvenaria com base em dados experimentais é ainda escasso, disperso e pouco divulgado.

Possivelmente este facto poderá estar relacionado com a realidade da formação em engenharia em Portugal e no mundo, uma vez que é dada especial ênfase à mecânica, estática e métodos computacionais e dada muito pouca importância à mecânica experimental (Lourenço, 1998).

Em face deste cenário, foi considerado pertinente utilizar os resultados experimentais da avaliação do comportamento dinâmico de um edifício de alvenaria, realizado na mesa sísmica tridimensional do LNEC (Candeias, 2008), e comparar com modelações numéricas baseadas em diferentes metodologias.

Ao longo deste trabalho foram utilizados os programas SAP2000 e o TREMURI. A escolha destes programas foi feita essencialmente pelo facto do SAP2000 ser um dos programas de análise estrutural mais comumente utilizados na formação em Engenharia em Portugal, tendo nas últimas versões tentado adequar-se um pouco mais às estruturas de alvenaria.

## 1.2 Objetivos

Um dos grandes objetivos deste trabalho é contribuir para uma reflexão sobre a avaliação do comportamento dinâmico de edifícios de alvenaria recorrendo a modelos numéricos. Este trabalho baseia-se essencialmente na modelação numérica de um edifício de alvenaria que foi ensaiado na mesa sísmica triaxial do LNEC. A importância da exposição desta metodologia prende-se com o facto dos resultados empíricos serem escassos e extremamente dispendiosos de obter.

Com o intuito de adquirir competências na análise sísmica de edifícios de alvenaria, foi efetuada uma revisão de conhecimentos ao nível dos conceitos básicos do desempenho sísmico de estruturas de alvenaria, sua análise e enquadramento legal, permitindo assim um melhor enquadramento do tema.

Foram desenvolvidas duas metodologias diferentes, para a reprodução dos resultados obtidos, através da execução de análises estáticas e dinâmicas não lineares de edifícios de alvenaria de pedra, recorrendo a dois programas de cálculo utilizados atualmente, como o SAP2000® (CSI, 2007) o TREMURI (Lagomarsino S., 2013).

Por forma a adquirir competências na análise sísmica de edifícios de alvenaria foi efetuada a análise do modelo de um pórtico plano de alvenaria para permitir uma abordagem inicial às simplificações necessárias na análise deste tipo de estruturas (CSI, 2007). A modelação foi efetuada com elementos de barra, o que conduz a uma atividade complexa para permitir o adequado desempenho numérico ao comportamento real da estrutura.

Para o edifício foi desenvolvido um primeiro modelo numérico com elementos de barra (CSI, 2007), aplicando os conhecimentos adquiridos no pórtico plano. Foram modelados os pavimentos com comportamento ortotrópico devido à sua composição (placas de madeira assentes em barrotes unidirecionais).

Posteriormente foi efetuada a análise do mesmo modelo experimental utilizando um programa desenvolvido especialmente para estruturas de alvenaria (TREMURI).

A utilização destas duas metodologias numéricas, permitiu uma comparação com os resultados obtidos experimentalmente. Este tipo de abordagem conjunta entre técnicas numéricas e experimentais é fundamental para se obter confiança nos modelos numéricos, podendo permitir desenvolvimentos futuros quer de novas técnicas de ensaio quer de novos modelos numéricos de comportamento.

### **1.3 Estrutura do trabalho**

É importante, para uma compreensão do comportamento sísmico, o conhecimento dos seguintes fatores da construção, sendo estes:

- Materiais de construção;
- Processos construtivos utilizados;
- Identificação de elementos estruturais e não estruturais;
- Forma como os vários elementos se interligam

Desta forma, ao longo deste trabalho procurou-se fazer uma abordagem a estes elementos relativamente aos edifícios que servem como base de estudo ao presente trabalho, que foi feito em 6 capítulos que se descrevem brevemente em seguida.

No presente capítulo pretende-se fazer uma explicação da motivação que levou à realização deste trabalho, bem como a importância dada a estudos semelhantes por forma a proteger e mitigar danos no património arquitetónico.

No segundo capítulo foi feita uma revisão de conhecimentos teóricos nomeadamente sobre o património arquitetónico português, as tipologias de edifícios existentes em território nacional e suas características estruturais bem como uma introdução aos conceitos básicos da análise sísmica.

No terceiro capítulo é introduzido os conceitos relativos ao desempenho sísmico de estruturas de alvenaria e seus mecanismos de colapso, de acordo com as ações e características da estrutura.

É ainda explicada a metodologia utilizada correntemente para a análise sísmica de estruturas de alvenaria e enquadramento deste tema nas normas e regulamentação em vigor.

No quarto capítulo é feita uma análise bidimensional de uma fachada de alvenaria de pedra, por forma a permitir uma familiarização com a análise prática deste tipo de estruturas, através de um modelo simples em SAP2000.

No quinto capítulo é feita a análise tridimensional através da criação de dois modelos numéricos em dois programas de cálculo de estruturas diferentes, aproximando os resultados modais por manipulação das propriedades mecânicas dos materiais.

No sexto capítulo é feita a enumeração das principais conclusões atingidas pela realização deste trabalho e feita uma reflexão sobre estudos futuros ou desenvolvimentos a este trabalho.



## **2 NOTA HISTÓRICA E REVISÃO DE CONHECIMENTOS**

### **2.1 Tipologias construtivas**

#### **2.1.1 Considerações Gerais**

Como breve introdução a um tema tão vasto, será vantajoso descrever sumariamente a evolução das tipologias construtivas ao longo dos anos que pode permitir uma avaliação das necessidades que foram colmatadas e dos parâmetros de segurança e económicos adotados.

Será efetuada uma revisão da evolução da construção dos diferentes elementos das edificações, nomeadamente: das paredes de alvenaria, das fundações, dos elementos verticais e horizontais e das ligações entre os mesmos.

Dentro dos edifícios antigos de alvenaria e construção tradicional, distinguem-se os pré-pombalinos, os pombalinos e os gaioleiros. Seguindo-se cronologicamente os edifícios de alvenaria com elementos de betão armado, donde sobressaem os edifícios de placa e os edifícios de pequeno porte com alvenaria confinada. Por último, temos os edifícios com estrutura de betão armado donde se destacam os edifícios anteriores ao regulamento de dimensionamento sísmico, os posteriores ao Regulamento de Segurança das Construções Contra o Sismo (posteriores a 1958) e anteriores ao Regulamento de Segurança e Ações (anteriores a 1983), e os posteriores a este último regulamento.

A caracterização dos edifícios pode ser feita tendo em conta diversos fatores, procurando-se sintetizar aqui de forma esquemática os que se revelam mais importantes para o seu comportamento sísmico.

#### **2.1.2 Fundações**

As fundações adquirem especial importância uma vez que definem a ligação do edifício ao solo. Poderão ser fundações diretas, fundações semidirectas ou fundações indirectas, sendo visível alguns exemplos na Figura 2.1.

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

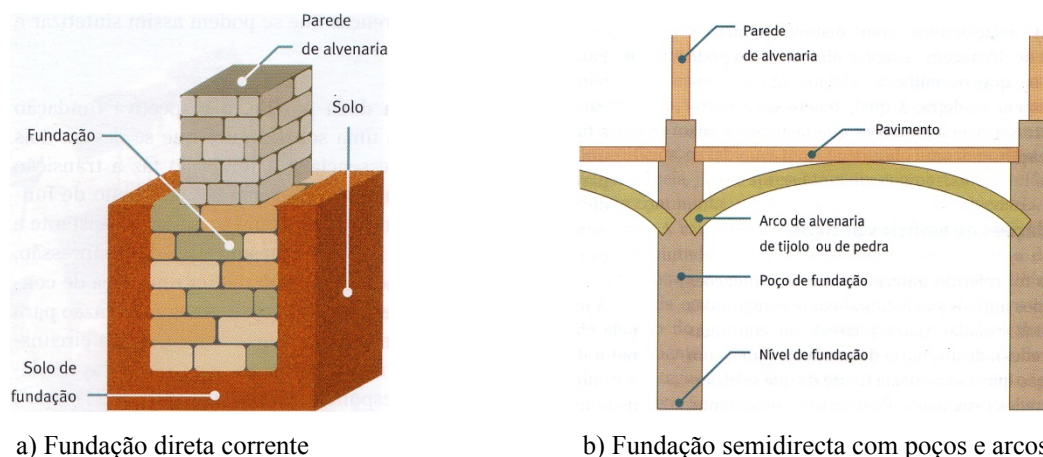


Figura 2.1 - Tipos de fundações de edifícios antigos de alvenaria (Appleton, 2003)

As fundações diretas eram utilizadas quando o terreno que se encontra à superfície possuía características suficientes para suportar os elementos estruturais (terreno de fundação), sendo constituídas por sapatas isoladas ou contínuas (com dimensões superiores aos elementos verticais), consoante apoiavam pilares ou paredes em alvenaria de pedra ou tijolo mais pobre do que a utilizada nas paredes.

As fundações semidirectas eram especialmente úteis quando o terreno de fundação não se encontrava à superfície, sendo escavados poços quadrangulares com cerca de um metro de lado e a profundidade necessária para atingir terreno adequado. Os poços eram cheios com boa alvenaria de pedra com arcos de tijolo maciço, pedra ou mistos construídos no seu topo, sobre os quais nasciam as paredes estruturais.

Finalmente as fundações indirectas utilizavam-se quando o terreno não apresentava características adequadas, sendo a fundação constituída por estacas de madeira cravadas, situação esta que é condicionada pela natureza das camadas de solo atravessadas pela estaca, antes de se atingir o firme, e pelo limite de resistência das estacas.

### 2.1.3 Elementos Verticais

Os elementos verticais nas construções de alvenaria eram constituídos fundamentalmente por paredes que se dividem essencialmente em dois grandes grupos: paredes principais ou mestras e paredes de compartimentação.

Existiam diversos métodos construtivos das paredes de alvenaria, em que as principais diferenças era o tipo de emparelhamento da pedra (Figura 2.2), composição dos constituintes e o número de faces ou panos (Figura 2.3).

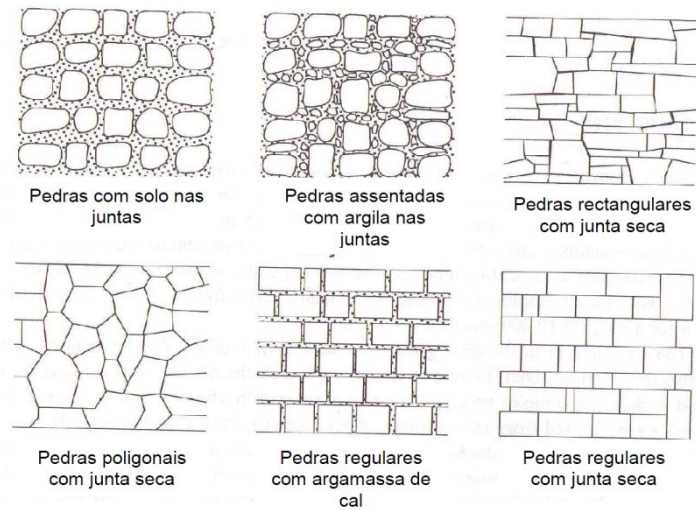


Figura 2.2 - Tipos de paredes de alvenaria de pedra de acordo com o emparelhamento da pedra (Drysdale, et al., 1999)

O tipo de emparelhamento da pedra, tem a ver com o desfasamento das juntas e o imbricamento das unidades de alvenaria. O tipo de emparelhamento pode dividir-se essencialmente em pedras com solo nas juntas, pedras assentes com argila nas juntas, pedras retangulares com junta seca, pedras poligonais com junta seca, pedras retangulares com junta argamassada, pedras regulares com junta seca.

Relativamente à composição dos constituintes das paredes, relaciona-se com o tipo de pedra da parede e o tipo de argamassa utilizada. Assim a argamassa pode ser hidráulica ou refratária, e as unidades de alvenaria pode ser tijolo, pedra aparelhada ou pedra irregular.

Relativamente ao número de panos na Figura 2.3 ilustrasse essa mesma classificação destacando as paredes de acordo com composição em espessura, tipo de paramento e imbricamento entre paramentos.

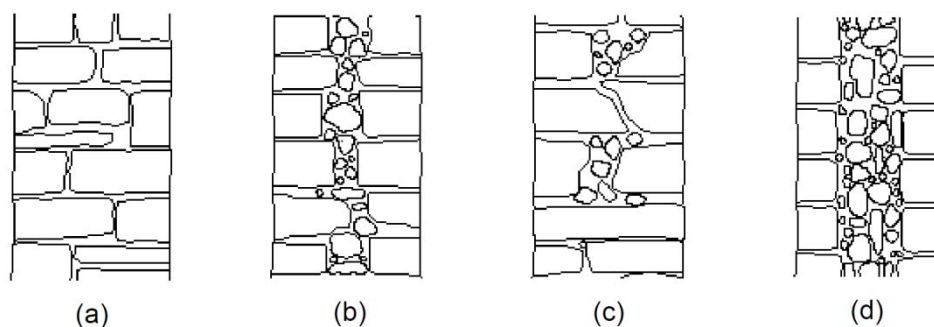


Figura 2.3 - Classificação das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de paramentos (GNDT, s.d.): (a) paramento simples; (b) dois paramentos sem ligação; (c) dois paramentos com ligação; (d) paramentos com núcleo de fraca qualidade

O exato conhecimento dos elementos constituintes da parede é fundamental para se poder avaliar o seu desempenho estrutural quando sujeita aos diferentes tipos de ações estáticas e dinâmicas.

As paredes-mestras, também designadas de paredes resistentes, apresentam uma maior espessura, devido a serem os principais elementos de sustentação do edifício sendo sujeitas a grandes esforços (fundamentalmente de compressão mas também de corte e flexão).

As paredes de compartimentação são geralmente tabiques, podendo desempenhar um papel importante no contraventamento horizontal no caso dos edifícios pré-pombalinos e pombalinos, devido à sua ligação às paredes-mestras.

As paredes de alvenaria desempenham um importante papel no comportamento sísmico do edifício, nomeadamente no que toca a edifícios em que as paredes constituam o elemento estrutural do mesmo (até aos edifícios de placa).

De acordo com programas de investigação realizados em Itália sobre edifícios históricos danificados pela ação dos sismos, foi efetuada a seguinte classificação relativa às paredes de alvenaria (Binda, et al., 2000):

- Paredes de paramento simples
  - de pedra transversal única;
  - de pedra transversal única com rebocos espessos;
  - de grande espessura;
- Paredes de dois paramentos
  - Paramentos sem ligação: paredes constituídas por dois paramentos completamente separados por uma junta vertical ao longo do interface de contacto seca ou preenchida por argamassa e cascalho (Figura 2.3d);

- Paramentos ligados (Figura 2.3 c):
  - Por simples sobreposição: as pedras dos paramentos sobrepõem-se ligeiramente (cerca de 2cm) no interface de contacto;
  - Por pedras transversais: utilização de pedras transversais alongadas que atravessam toda a secção, designadas por perpianhos ou travadouros;
- Paredes de três paramentos constituídas por uma secção resistente, não homogénea, composta por dois paramentos exteriores, com razoável regularidade, separados por uma camada interior de fraca qualidade (Figura 2.3 d).

Dentro do contexto nacional existe a classificação das paredes alvenaria estrutural de acordo com o EC6 na perspetiva do dimensionamento., segundo a sua origem e dividida de acordo com as características dos materiais constituintes.

### 2.1.4 Elementos Horizontais

Nas construções de alvenaria os elementos horizontais eram constituídos por pavimentos elevados compostos essencialmente por madeira sendo classificados de acordo com o tipo de suporte associado.

.A estrutura de suporte dos pavimentos elevados pode ser formada por arcos ou abóbadas constituídas por alvenaria, estruturas de madeira, ou estruturas com enchimento e revestimento de pedra ou cerâmico.

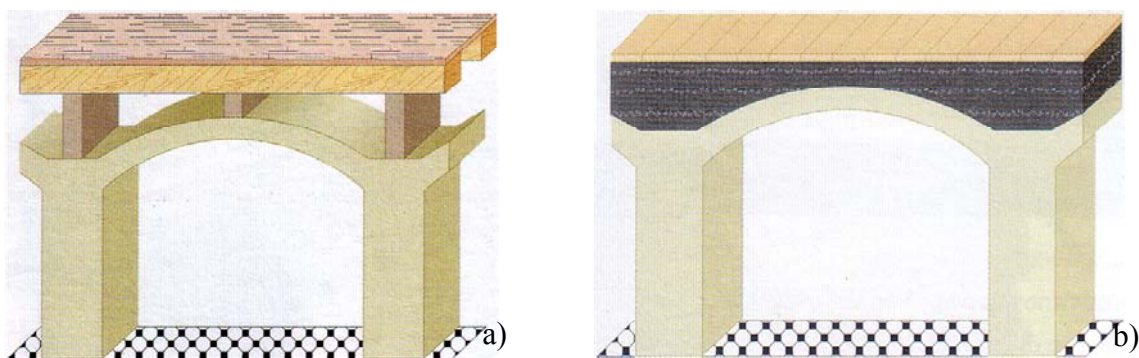


Figura 2.4 - Pavimento em arcos com estrutura de madeira que recebe soalho (a) e pavimento em arco com enchimento que recebe revestimento de pedra ou cerâmico (b) (Appleton, 2003)

O suporte dos pavimentos pode ainda ser um sistema de vigas, podendo este ser: um **sistema de vigas paralelas** apoiadas nas paredes resistentes, sendo geralmente o seu afastamento igual à sua altura (entre 0,3 a 0,4m); um **sistema de vigas com**

**tarugamento**, sendo este formado pelo conjunto de elementos colocados entre o vigaamento na direção perpendicular a este, impedindo assim a encurvadura das vigas por razões de natureza estrutural ou para minimizar os efeitos que ocorrem durante o período de secagem da madeira. Finalmente os pavimentos podem ainda ser constituídos por um sistema com vigas de ferro e abóbadas, em que a estrutura dos mesmos era constituída por vigas de ferro afastadas cerca de 0,50m com pequenas abóbadas numa pequena porção da área do piso.



Figura 2.5 - Sistema de pavimento com vigas paralelas sem tarugamento (a) e com tarugamento (b)

### 2.1.5 Ligações Paredes-Pavimentos

As ligações paredes-pavimentos revestem-se de especial importância no comportamento sísmico de um edifício, uma vez que a capacidade de travamento dos pavimentos relativamente às paredes conduz à diminuição do comprimento de encurvadura dos elementos verticais.

Na Figura 2.6 são esquematizados os três principais tipos de apoio de pavimentos de madeira em paredes de alvenaria

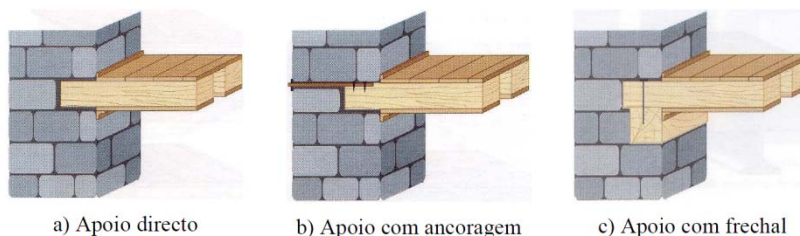


Figura 2.6 - Ligações entre pavimentos e respectivas paredes de apoio (Appleton, 2003)

De acordo com o apresentado, as ligações entre paredes de alvenaria e pavimentos de madeira podem ser:

- ✓ Apoio direto: sendo que o encaixe das vigas de madeira em aberturas dispostas nas paredes em posição e com a dimensão conveniente. No caso das paredes de alvenaria de pedra irregular, cada viga apoiava numa base para apoio criado por um bloco de pedra com a face superior aparelhada e horizontal;
- ✓ Apoio com ancoragem: consiste na incorporação de tirantes metálicos pregados às vigas de madeira e embebidos ou atravessando as paredes, ancorando na face exterior das paredes resistentes. Esta ligação consiste num melhoramento relativamente à ligação anterior uma vez que permite a mobilização de forças de atrito e compressão;
- ✓ Apoio com frechal: consiste na utilização de um frechal ancorado às paredes através de pregagens ou tirantes de madeira embebidos nas paredes, que serviria de encaixe para os pavimentos.

### 2.1.6 Coberturas

As coberturas dos os edifícios de alvenaria são fundamentalmente de dois tipos , coberturas em terraço, sendo o suporte à base de pedra e tijolo, formando frequentemente arcos e abóbadas, e coberturas inclinadas, suportadas por asnas de madeira com uma configuração em função da pendente das águas com a possibilidade de aproveitamento do sótão.



Figura 2.7 - Coberturas de águas e terraço na zona da Praça do Comércio, Lisboa

## 2.2 Desempenho sísmico de estruturas de alvenaria e mecanismos de colapso

### 2.2.1 Considerações Gerais

Como já referido anteriormente, a qualidade das construções foi evoluindo ao longo dos anos. No entanto, a utilização da alvenaria na construção permite avaliar o seu comportamento estrutural quando solicitado às ações verticais e horizontais, através da observação dos edifícios que perduraram até aos dias de hoje. É no entanto difícil fazer uma análise estrutural rigorosa, devido à heterogeneidade e desconhecimento do grau de ligação, entre unidades, entre paredes e entre elementos horizontais e verticais.






	<p>Danos negligenciáveis:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem danos estruturais</li> <li>• Ligeiros danos não estruturais</li> </ul>
	<p>Danos moderados:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais ligeiros</li> <li>• Danos não estruturais moderados</li> </ul>
	<p>Danos substanciais a severos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais moderados</li> <li>• Danos não estruturais severos</li> </ul>
	<p>Danos muito severos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais severos</li> <li>• Danos não estruturais muito severos</li> </ul>
	<p>Destruição:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Danos estruturais muito severos</li> </ul>

Figura 2.8 - Classificação de danos em edifícios de alvenaria (Grunthäl, 1998)

O comportamento estrutural das paredes de alvenaria é fortemente condicionado pela direção das ações, bem como a constituição e tipo destes elementos estruturais. São

elementos laminares que por isso apresentam um comportamento diferenciado segundo o seu no plano e para fora do seu plano.

Na Figura 2.9 apresentam-se os mecanismos de colapso mais comuns em edifícios de alvenaria verificando-se o comportamento diferenciado nas duas direções das paredes.

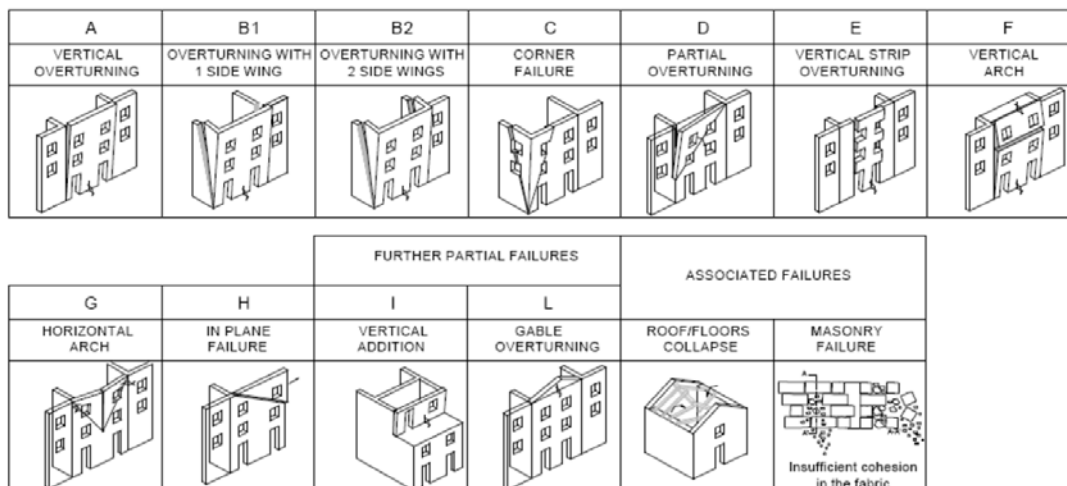


Figura 2.9 - Mecanismos de colapso em edifícios de alvenaria (D'Ayala, et al., 2002)

As paredes alinhadas com a direção da ação sísmica têm menor esbelteza da dimensão paralela a mesma e, sendo este o eixo de maior inércia absorvem a maior parte das forças que se geram durante o sismo, apresentando um comportamento essencialmente ao corte.

Por outro lado, as paredes alinhadas perpendicularmente à direção da ação sísmica são solicitadas segundo o eixo com maior esbelteza da secção horizontal e consequentemente, de menor inércia. A resposta estrutural das paredes nesta situação é condicionada pelo comportamento para fora do plano a que corresponde um equilíbrio por flexão composta.

Um fator de extrema importância para o estudo do comportamento das paredes, é também a ligação entre as paredes ortogonais que contribui para o contraventamento da estrutura, fortalecendo a sua capacidade resistente pela distribuição de esforços pelos elementos. Na Figura 2.10 apresenta-se o comportamento diferenciado de uma estrutura de alvenaria constituída por 4 paredes exteriores quando sujeita à ação sísmica, sem ligação nos cunhais (Figura 2.10a) e com ligação nos cunhais (Figura 2.10b). Verifica-se o acréscimo de resistência quando todos os elementos estruturais funcionam conjuntamente para equilibrar as ações atuantes.

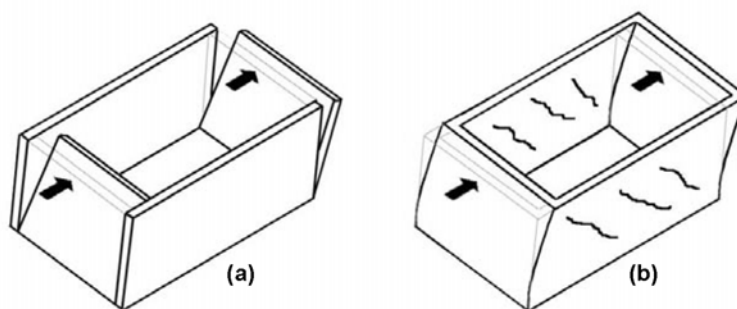


Figura 2.10 - (a) Danos para fora do plano da parede devidos a ação horizontal; (b) Danos no plano da parede devido a ação horizontal (Carvalho, et al., 1997)

De acordo com esta análise, será sistematizado seguidamente os esforços atuantes nos elementos resistentes das estruturas de alvenaria, relacionando-os a cada tipo de verificação da segurança associada a cada modo de rotura. Sendo as paredes os elementos resistentes neste tipo de estrutura, naturalmente será nestas que é avaliado os danos da estrutura. Na Figura 2.11 estão graficamente representadas as regiões para a localização dos danos ocorridos nas paredes resistentes.

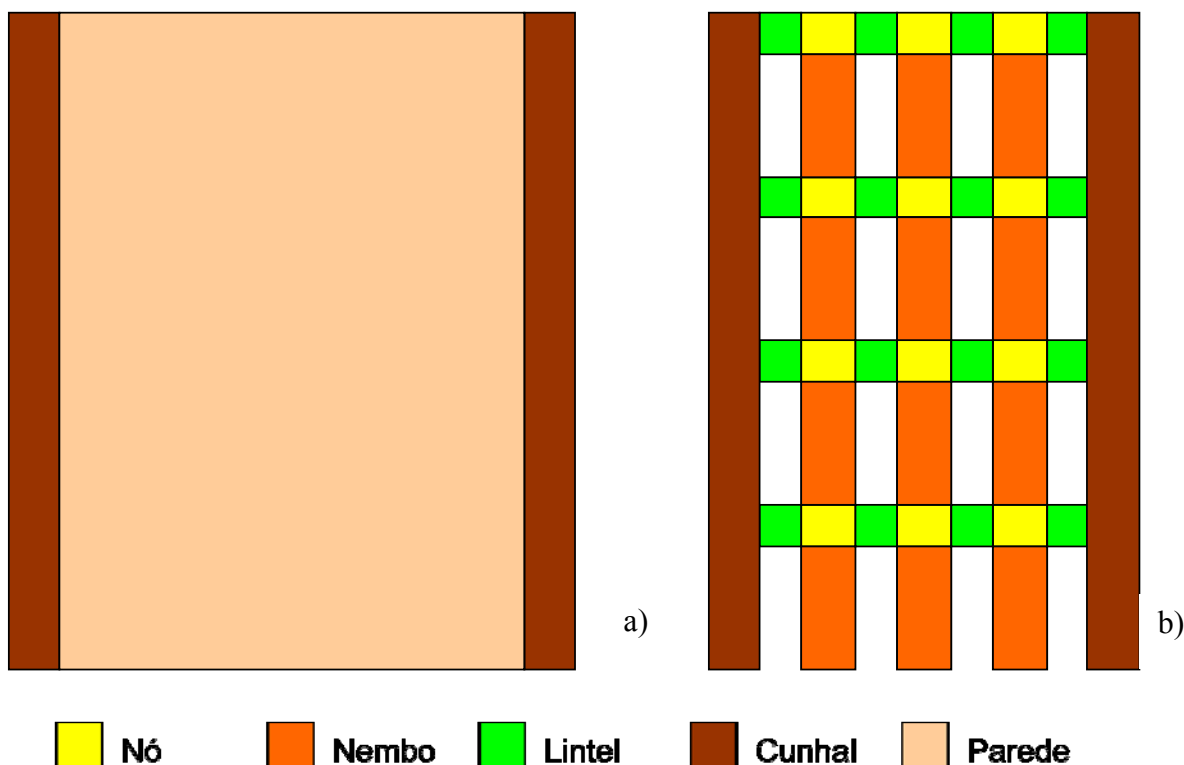


Figura 2.11 - Regiões utilizadas na identificação de padrões de danos nas empenas (a.) e nas fachadas (b) (Candeias, 2008)

### 2.2.2 Modelação das paredes solicitadas por ações segundo o seu plano

A resistência das paredes de alvenaria, quando solicitadas por ações segundo o seu plano, origina uma rotura por corte ou derrubamento.

Os mecanismos de rotura por corte correspondem ao deslizamento e à fendilhação diagonal. O mecanismo de rotura por derrubamento corresponde à rotura por flexão composta.

Na Figura 2.12 apresentam-se os mecanismos de colapso dos nembros para solicitações segundo o plano da parede, permitindo uma visualização gráfica dos tipos de deformação.

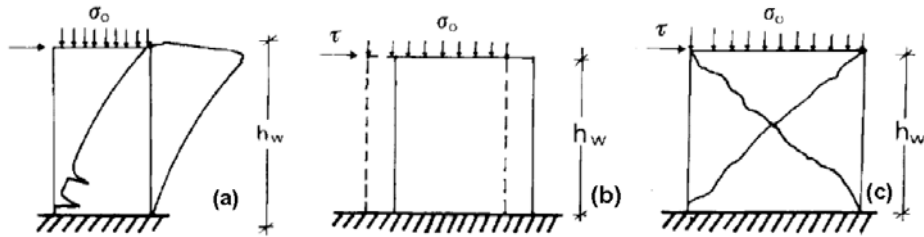


Figura 2.12 - Mecanismos de colapso nos nembros, segundo o plano da parede: (a) flexão composta; (b) deslizamento; (c) fendilhação diagonal (Pasticier, et al., 2007)

Na Figura 2.13 representa-se esquematicamente a distribuição de forças que se geram num pano de alvenaria para um equilíbrio em flexão composta no seu plano.

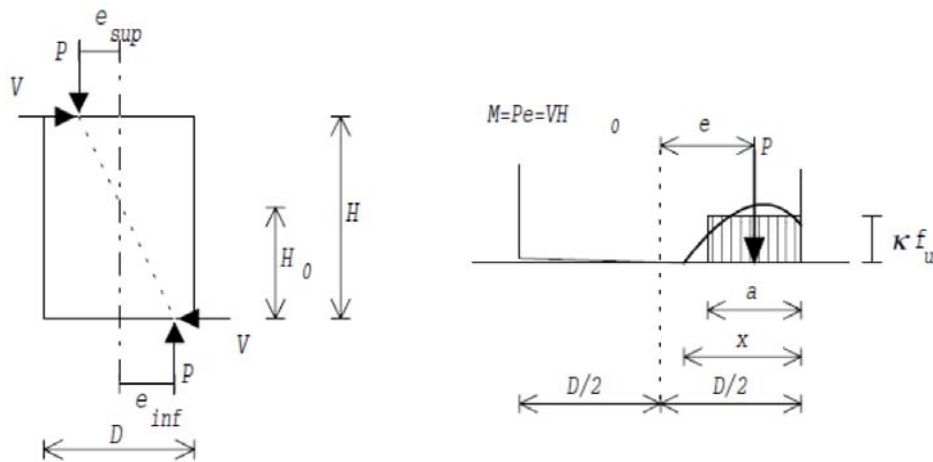


Figura 2.13 - Esquema das forças no painel da parede para um equilíbrio em flexão composta no seu plano (Magenes, et al., 2000)

$$\left. \begin{aligned} M &= P \cdot e \\ \sigma_0 &= \frac{P}{D \cdot t} \end{aligned} \right\} M = \sigma_0 \cdot D \cdot t \cdot e \\ \left. \begin{aligned} P &= a \cdot k \cdot f_d \cdot t \\ e &= D - \frac{D}{2} - \frac{a}{2} \end{aligned} \right\} e = \frac{1}{2} \left( D - \frac{P}{k \cdot f_d \cdot t} \right) \\ M_{rd} &= \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (2.1)$$

O cálculo do esforço transversal resistente, será obtido pelo quociente entre o momento resistente e a distância da secção em estudo à secção de momento nulo, representada por  $H_0$ :

$$\left. \begin{aligned} M_{Rd} &= V_{Rd} \cdot H_0 \\ M_{rd} &= \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d}\right) \end{aligned} \right\} V_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot D^2 \cdot t}{2 \cdot H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d}\right) \quad (2.2)$$

No caso do mecanismo de rotura originar fendilhação diagonal, a resistência ao corte pode ser calculada pela fórmula proposta por Turnšek e Sheppard (P. Sheppard, 1980):

$$V_{Rd} = \frac{1,5 \cdot c_u \cdot D \cdot t}{\xi} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot c_u}\right)} \quad (2.3)$$

$$\xi = \frac{H}{D} \quad (2.4)$$

sabendo-se que  $1,0 \leq \xi \leq 1,5$  e que  $c_u$  é a coesão do material e H a altura do nembro.

O esforço transversal resistente ao corte por deslizamento é dado pela expressão (2.5) indicada em seguida.

$$\left. \begin{aligned} \tau &= c_u + \sigma \cdot \tan \phi \\ \tau &= \frac{V}{D' \cdot t} \\ \sigma &= \frac{P}{D' \cdot t} \\ e &= D - \frac{D}{2} - \frac{D'}{3} \\ M &= V \cdot H_0 = P \cdot e \end{aligned} \right\} V = D' \cdot t \cdot c_u + P \cdot \tan \phi \quad \left. \begin{aligned} D' &= 3 \cdot \left(\frac{D}{2} - \frac{V \cdot H_0}{P}\right) \\ V_{Rd} &= \frac{1,5 \cdot c_u + \sigma_0 \cdot \tan \phi}{1 + \frac{3 \cdot H_0}{\sigma_0 \cdot D} c_u} \cdot D \cdot t \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

em que  $\phi$  o ângulo de atrito interno de resistência ao corte e  $D'$  corresponde à distância da secção em compressão (Figura 2.14).

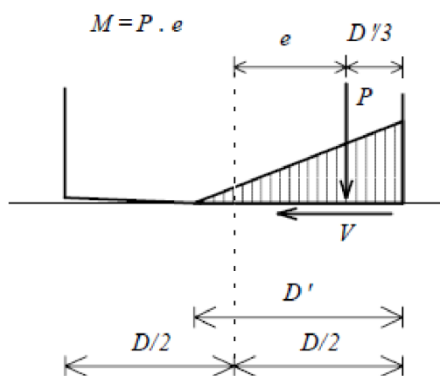


Figura 2.14 - Esquema de tensões normais na base da parede para o deslizamento por corte (Magenes, et al., 2000)

No caso dos lintéis, o colapso ocorre por um mecanismo de corte puro, cuja resistência deve-se apenas à coesão do material. A determinação da resistência ao corte dos lintéis quando sujeitos a ações no seu plano é dada pela seguinte expressão (2.6):

$$V_{Rd} = A \cdot c_u \quad (2.6)$$

sendo  $A$  a área da secção segundo o plano definido pelos eixos locais secundários do elemento.

A análise sísmica de uma estrutura é normalmente efetuada com base numa análise modal sendo posteriormente efetuada a sua combinação para obter a resposta estrutural. Primeiro são determinadas as frequências próprias, e os modos de vibração associados que correspondem a situações em que a estrutura entra em ressonância e conseqüentemente amplifica as ações originando esforços maiores. Com base nas frequências próprias e configurações modais determinadas, pode-se obter a resposta estrutural por combinação modal através da utilização de espetros de resposta.

É difícil estimar a resposta sísmica das estruturas de alvenaria devido essencialmente ao comportamento não-linear do material quando sujeito a tensões elevadas. A modelação numérica do comportamento não-linear do material das paredes de alvenaria poderá ser efetuado com o recurso à utilização de rótulas plásticas localizadas em pontos de esforços máximos.

Em função do que foi exposto, é importante a definição de rótulas plásticas, que permitem atribuir um comportamento caracterizado por uma curva força-deformação a qualquer ponto de um elemento barra. A utilização destas rótulas plásticas na modelação da estrutura de alvenaria é fundamental porque condicionam fortemente a resistência da estrutura, pelo que a sua localização e definição é de extrema importância na avaliação da sua capacidade sísmica.

A curva força-deformação característica de uma rótula plástica apresenta-se na Figura 2.15. São identificados cinco pontos notáveis, designados de A a E, e três estados limites identificados como IO (*Immediate Occupancy*), LS (*Life Safety*) e CP (*Collapse Prevention*). No troço de B até IO a rótula plástica passa o patamar de cedência mas ainda se encontra apenas sujeita à deformação causada pelo carregamento imediato. No troço de IO até LS a rótula apresenta uma deformação que ainda não põe em casa o seu desempenho estrutural. No troço de LS até CP a rótula apresenta uma deformação correspondente a uma fase de pré-colapso. No troço de CP até C a rótula está a entrar em colapso. No troço entre C e D a rótula já colapsou mas ainda apresenta uma capacidade residual. No patamar D-E a rótula já colapsou. Após o ponto E a rótula

está totalmente destruída não desempenhando qualquer influência na resistência do elemento.

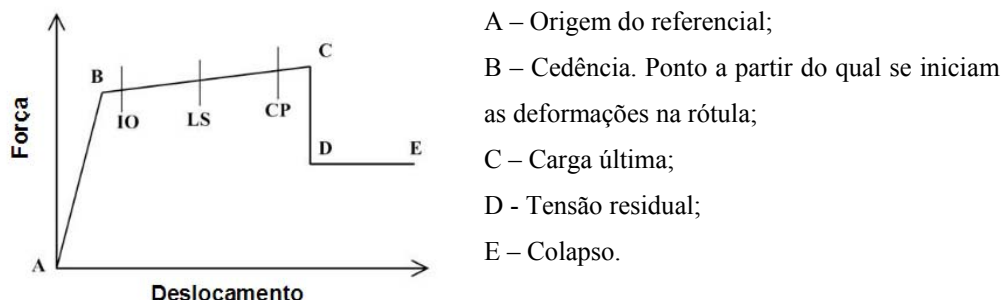


Figura 2.15 - Curva força-deformação característica de uma rótula plástica (CSI, 2007)

É no entanto necessário distinguir o comportamento atribuído às rótulas plásticas das colunas, que representam os nembos e das vigas que representam os lintéis.

Os nembos apresentam um comportamento elástico perfeitamente plástico, sendo as suas curvas momento-rotação semelhantes à Figura 2.16, mas sem o patamar de tensão residual antes do colapso (patamar D-E, Figura 2.15).

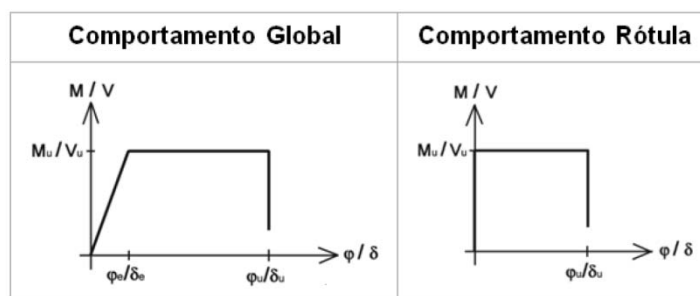


Figura 2.16 - Curvas momento-rotação e força-deformação para os nembos e rótulas plásticas respetivamente

A localização das rótulas plásticas deverá ser nos locais de esforço máximo, que como se constatar na Figura 2.17 será no início e no final de cada coluna para o momento fletor e a meio vão para o esforço transversal (Figura 2.18).

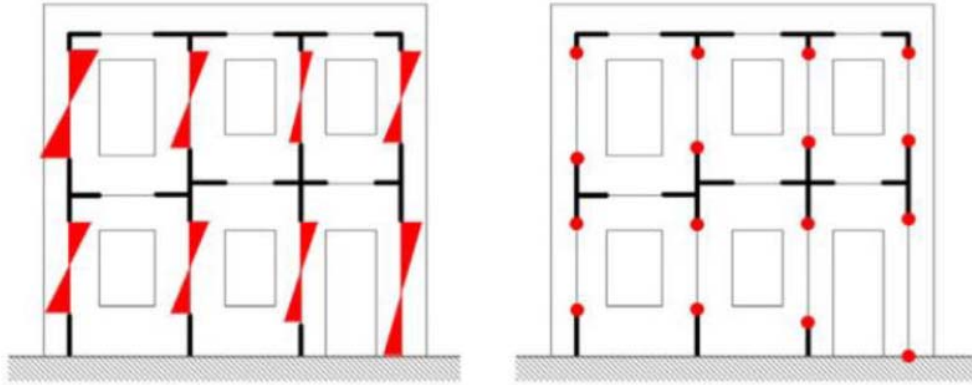


Figura 2.17 - Esquema de diagramas típicos de momento fletor e respectiva localização das rótulas plásticas nos pontos de esforço máximo

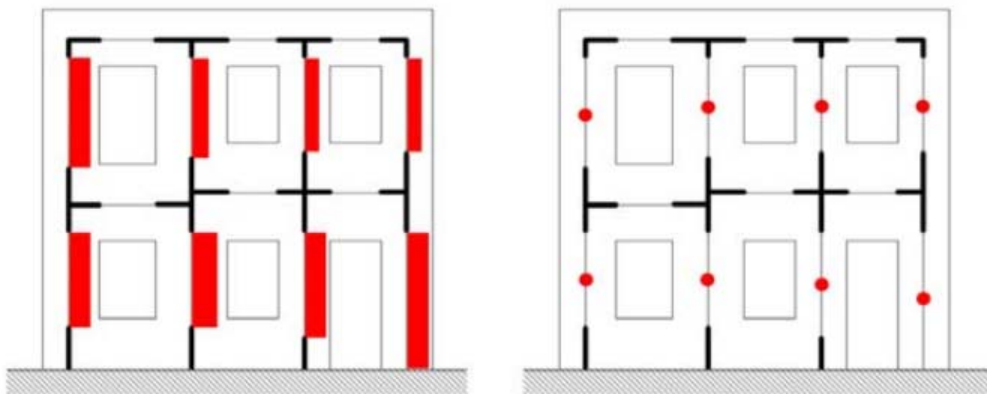


Figura 2.18 - Esquema de diagramas típicos de esforço transversal nas colunas e respectiva localização das rótulas plásticas de corte nos pontos de esforço máximo a  $\frac{1}{2} H_{eff}$

As vigas apresentam um comportamento elástico frágil com um patamar de resistência residual igual a 25% da resistência última, sendo as respectivas rótulas plásticas caracterizadas por um comportamento rígido-plástico frágil em que o ramo de carga elástico é muito próximo do ramo plástico de descarga, apresentando também uma componente residual de resistência ao corte como se pode verifica na Figura 2.19.

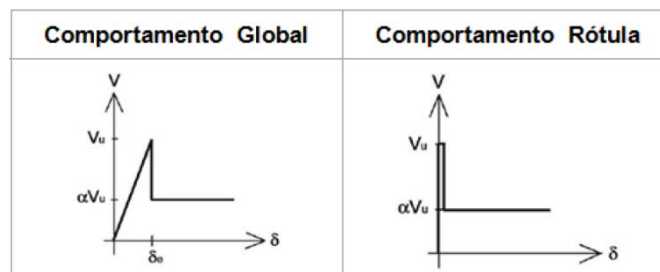


Figura 2.19 - Curvas força-deformação para os lintéis e rótulas plásticas respetivamente

À semelhança dos nembos, a localização das rótulas plásticas de corte nos nembos, o procedimento é semelhante nas vigas, como demonstrado na Figura 2.20 localizando-se as rótulas plásticas a  $\frac{1}{2} L_{eff}$ .

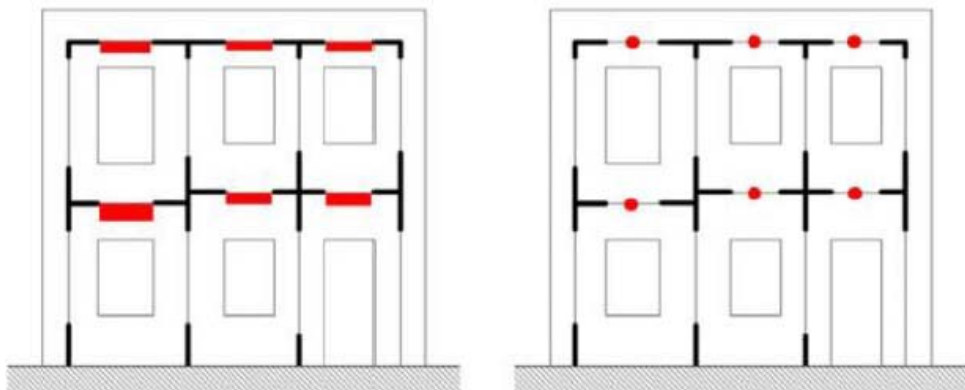


Figura 2.20 - Esquema de diagramas típicos de esforço transverso nos lintéis e respetiva localização das rótulas plásticas de corte nos pontos de esforço máximo  $\frac{1}{2} L_{eff}$

A utilização das rótulas plásticas, permite simular o comportamento não linear da estrutura, atribuindo a cada elemento da estrutura (nembos e lintéis) os comportamentos observados nos ensaios experimentais de elementos isolados, tentando assim obter um comportamento global mais fiel possível ao real.

No TREMURI, os macroelementos não lineares são representativos de uma parede de alvenaria completa, permitindo representar os dois principais mecanismos de colapso no plano, flexão composta e deslizamento (com atrito), com 8 graus de liberdade. Este modelo considera, no âmbito das variáveis internas, a evolução das forças de deslizamento, controlando a evolução da deterioração da rigidez.

Como alternativa aos macroelementos, o TREMURI apresenta também as vigas como elementos com comportamento bilinear, atribuindo a estas uma rigidez inicial dada por propriedades elásticas (calculadas em secção fissurada), comportamento bilinear com valores máximos de momento de corte e flexão calculados no Estado Limite Último, redistribuição dos esforços internos de acordo com o equilíbrio das forças do elemento, deteção dos estado limite de colapso considerando parâmetros de dano locais e globais, degradação da rigidez no parâmetro plástico, controlo da ductilidade pela definição do deslocamento no topo máximo, com base no mecanismo de colapso, de acordo com o regulamento sísmico italiano e o Eurocódigo 8.

### 3 MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

#### 3.1 Introdução

Ao longo da história da engenharia estrutural têm sido desenvolvidos diversos modelos numéricos para a simulação do comportamento estrutural da alvenaria com complexidade crescente, levando à introdução de formulações computacionais.

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios pode ser efetuada de acordo com dois tipos de métodos:

- ✓ Métodos de Vulnerabilidade Calculada, que se definem por métodos onde se avaliam em sequência, a resposta sísmica e os danos. Em alternativa os danos podem ser representados diretamente como uma função da excitação, incorporando logo a resposta sísmica, designando-se por **curvas de vulnerabilidade**;
- ✓ Métodos de Vulnerabilidade observada ou subjetiva, consistindo estes numa avaliação expedita, baseada em indicadores de vulnerabilidade a que se associam classes de vulnerabilidade (A, B, ..., F), sendo a classe A mais vulnerável e a F a menos vulnerável. As bases para este procedimento assentam frequentemente, em estatísticas de danos reais causados por sismos ou na opinião de especialistas em avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Relativamente aos métodos de análise estrutural de edifícios, estes podem ser classificados com base na relação entre parâmetros estáticos e cinemáticos, nomeadamente tensão-extensão ao nível dos materiais e força deslocamento ao nível da estrutura global do edifício.

Se o analista pretende estudar os estados de serviço da construção definidos pelo projetista, então as não-linearidades mecânicas, geométricas e restrições podem ser desprezadas (Parisi, 2010).

**Análise Linear de Estruturas:** Neste tipo de análise é assumido que os materiais têm comportamento elástico linear, com resistências infinitas. Uma vez que em estruturas antigas, nomeadamente de alvenaria, a capacidade resistente à tração é baixa, a adoção deste método deve cingir-se apenas aos estudos preliminares.

Este tipo de análise é mais adequada quando se tem o intuito de uma avaliação das condições de operacionalidade da construção, podendo-se assim desprezar as não-linearidades geométricas e restrições mecânicas da estrutura e dos materiais.

**Análise Não-Linear de Estruturas:** Adequa-se quando o objetivo é o estudo do risco de colapso e o estado limite último da estrutura sob condições de carga específicas, permitindo a simulação real do edifício.

Pode-se concluir que a análise linear e não-linear são complementares, uma vez que enquanto a primeira estuda o estado limite de utilização do edifício, a segunda estuda o estado limite último da estrutura (Parisi, 2010).

Sendo a alvenaria um material não homogêneo e com comportamento sísmico não linear, existem também vários tipos de abordagem para a sua modelação:

**Macro-modelação/Modelo contínuo:** A alvenaria é encarada como um material composto, homogêneo, anisotrópico e contínuo. É aplicável quando a estrutura é composta por paredes com dimensões tais que a tensão ao longo do elemento pode ser considerada uniforme.

**Micro-modelação/Modelo descontínuo:** É aplicável quando se pretende averiguar pormenorizadamente o comportamento específico da alvenaria, contemplando as juntas entre a alvenaria e a argamassa de assentamento.

**Micro-modelação simplificada/Modelo descontínuo:** Este tipo de modelação considera-se a argamassa de assentamento e a interface unidades/argamassa como elementos contínuos e o coeficiente *Poisson* nulo.

Na Figura 3.1 apresenta-se um exemplo gráfico dos graus de detalhe para uma amostra de alvenaria.

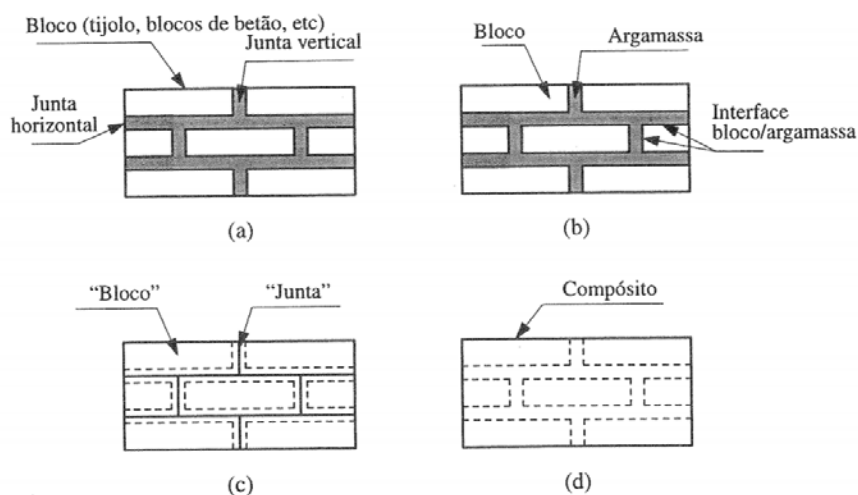


Figura 3.1 - Representação possível para estruturas de alvenaria: (a) amostra de alvenaria; (b) micro-modelação detalhada; (c) micro-modelação simplificada; (d) macro-modelação (Lourenço, 2002)

Dentro da macro-modelação temos dois métodos principais, derivados um do outro: o método POR (Tomažević, 1978) em que não é considerada a ocorrência de rotura nas vigas, fazendo uma análise piso a piso por forma a simplificar a análise não linear e não contemplando o colapso nas vigas; e o método SAM (Magenes, et al., 2000) resultante da evolução do método POR, considerando a possibilidade de rotura nas vigas e análise de todos os pisos em simultâneo. Este método permite ainda a ocorrência de diversos mecanismos de colapso num mesmo elemento, permitindo assim simular os principais mecanismos de rotura dos elementos da estrutura, condicionados por critérios de resistência adequados.

A análise não linear, “*pushover*” pode ser considerada como uma evolução mais precisa da análise pelo Método POR, pois avalia-se o comportamento global do edifício em vez de uma avaliação de piso a piso e considera-se, para além da rotura por corte por fendilhação diagonal, a rotura por flexão composta e corte por deslizamento.

A análise *pushover* consiste num incremento monotónico de uma sollicitação horizontal sobre uma estrutura, com o intuito de avaliar a sua capacidade resistente a ações sísmicas (horizontais).

Para tal, são definidas curvas, designadas por curvas de capacidade, que relacionam, nessa situação da estrutura sollicitada por uma ação horizontal crescente monotonicamente a força de corte basal resultante com o deslocamento horizontal observado num determinado ponto de controlo (usualmente coincidente com o centro de massa do ultimo nível). Para cada incremento da sollicitação é obtido um ponto da curva de capacidade.

Neste trabalho será utilizada a macro modelação, em que a alvenaria será considerada como um material uniforme, com base em resultados experimentais, e relativamente aos pavimentos de madeira o serão calculadas as propriedades uniformizadas.

## **3.2 Enquadramento legal**

### **3.2.1 Considerações Gerais**

Graças ao desenvolvimento de técnicas de análise, diagnóstico e caracterização experimental das construções antigas, o Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitetónico [ISCARSAH] do Conselho Internacional sobre Monumentos e Sítios [ICOMOS] preparou um conjunto de

recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitetónico, destinadas a serem utilizadas por todos os agentes envolvidos nestas atividades relativas ao património construído de valor cultural. Estas recomendações apresentam os conceitos fundamentais de conservação, bem como as regras e a metodologia que o projetista deve seguir, não descuidando a necessidade de adoção por parte do projetista, de um processo iterativo entre as etapas de aquisição de dados, comportamento estrutural, bem como de diagnóstico e segurança.

Na Figura 3.2 apresenta-se o fluxograma proposto no ICOMOS com um conjunto de procedimentos, princípios, técnicas e políticas com o objetivo de uniformizar a qualidade na proteção, conservação e valorização de monumentos, conjuntos e sítios.

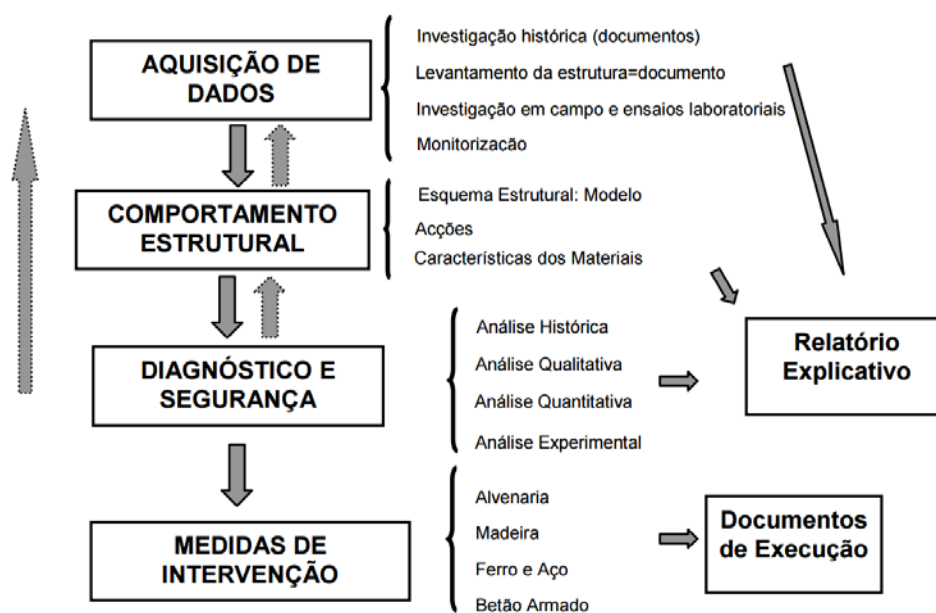


Figura 3.2 - Fluxograma com a metodologia para intervenções estruturais proposta pela ICOMOS (Lourenço, 2005)

Na regulamentação italiana, norma OPCM 3274 de Maio de 2003 revista pela norma OPCM 3431 de Maio de 2005 (Casanova, 2009), é contemplado o conceito de “melhoramento” sísmico para edifícios de alvenaria existentes, através do dimensionamento e avaliação de segurança baseada no desempenho. Este conceito permite a correção dos erros observados empiricamente baseado na análise das estruturas afetadas pelo sismo de Umbria-Marche em 1997 (Lourenço, 2005).

A nível internacional, a ISO 13822 (ISO, 2010) fornece os requisitos gerais para a avaliação de estruturas existentes com base nos princípios de fiabilidade estrutural e na análise das consequências de colapso. No entanto, tal como as regulamentações norte-americanas, nomeadamente a ASCE/SEI 31-03, ASCE/SEI 41-06 e FEMA 547, apesar

de estarem direcionadas para edifícios existentes, nomeadamente na avaliação sísmica e técnicas de reabilitação sísmica, além do facto de não estarem adaptadas à realidade nacional, estão direcionadas para estruturas de betão armado, com elementos estruturais lineares, menosprezando os edifícios de alvenaria que constituem a maioria do património edificado e património arquitetónico, com elementos estruturais de área.

#### 3.2.2 Definição da Ação Sísmica

O Eurocódigo 8 (CT115, 2010) é o regulamento europeu que cobre as exigências para construção em zonas sísmicas em conformidade com os restantes regulamentos europeus. Com este intuito, a Parte 1 do Eurocódigo 8 define quatro classes de importância de acordo com as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso.

- ✓ Classe de Importância I corresponde a um edifício de menos importância para a segurança pública, como por exemplo agrícolas, etc.;
- ✓ Classe de Importância II corresponde a edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias;
- ✓ Classe de Importância III corresponde a edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.;
- ✓ Classe de importância IV corresponde a edifícios cuja integridade física em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

A cada classe de importância é atribuído um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , que na Tabela 3.1, estão transcritos de acordo com o tipo de ação sísmica e classe de importância do edifício.

Tabela 3.1 - Quadro NA.II do Eurocódigo 8: Coeficientes de importância  $\gamma_I$  (CT115, 2010)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

No Eurocódigo 8, a definição das ações sísmicas depende da zona sísmica, do tipo de terreno e da fonte sismogénica.

A fonte sismogénica pode ser de dois tipos, de acordo com o zonamento sísmico definido no anexo nacional, definidos com base na perigosidade sísmica, à semelhança do que já acontecia no R.S.A. (Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio). Assim, na regulamentação atual deverão ser considerados os seguintes tipos de sismo na análise sísmica de estruturas:

- ✓ **Sismo afastado ou sismo tipo I** que consiste num sismo interplacas, de maior magnitude a uma maior distância focal. Este sismo tem uma duração da parte estacionária de 30 segundos;
- ✓ **Sismo próximo ou sismo tipo II** que consiste num sismo intraplacas, de magnitude moderada e pequena distância focal. Este sismo tem uma duração da parte estacionária de 10 segundos.

Através do zonamento sísmico, é possível atribuir a cada zona sísmica um valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, para cada tipo de ação sísmica. Na Figura 3.3 apresenta-se o zonamento sísmico do território nacional por forma a permitir a determinação da aceleração máxima de referência para cada tipo de ação sísmica. O valor desta aceleração varia entre  $0,35 \text{ m/s}^2$  para a zona sísmica 1.6 (sismo tipo I) e  $2,5 \text{ m/s}^2$  para as zonas 1.1 e 2.1 (sismo tipo I e tipo II, respetivamente), como se pode constatar na Tabela 3.2.

### 3 MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

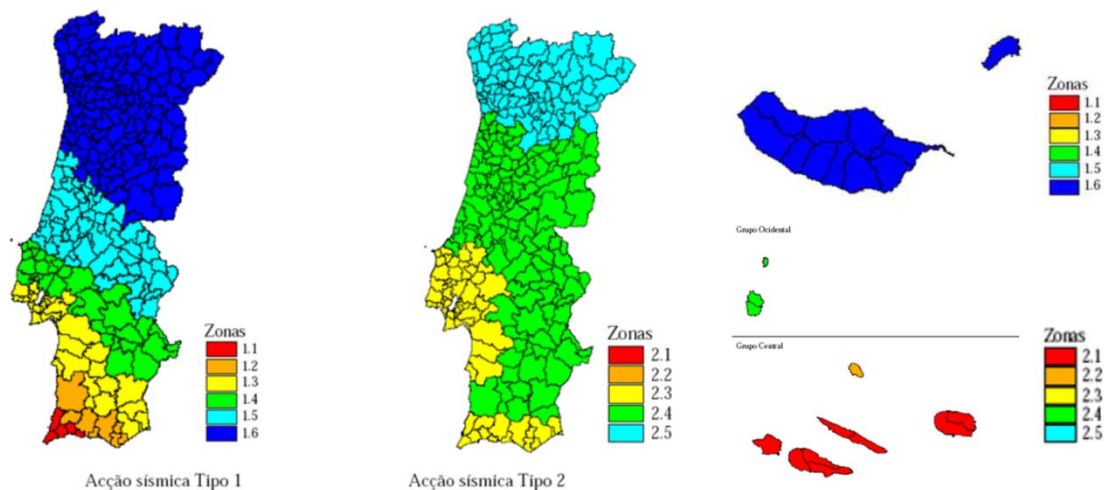


Figura 3.3 - Figuras NA I; NA II e NA III do Eurocódigo 8 referentes ao zonamento sísmico em Portugal Continental, Arquipélago da Madeira e Arquipélago dos Açores – Grupo Ocidental e Grupo Central (Acção Sísmica Tipo 1 e 2) (CT115, 2010)

Tabela 3.2 - Quadro NA.I do Eurocódigo 8: Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  ( $m/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas (CT115, 2010)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Na Tabela 3.3, apresenta-se a classificação do tipo de terreno de fundação, em que se subdivide em sete tipos classificados por letras, de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte ( $v_{s,30}$ ), e/ou do número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ ).

Tabela 3.3 - Quadro 3.1 do Eurocódigo 8: Classificação dos tipos de Terreno (CT115, 2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Relativamente aos tipos de terreno  $S_1$  e  $S_2$  da Tabela 3.3, deve ser considerada a possibilidade de rotura do terreno sob a ação sísmica, implicando a realização de estudos especiais para a definição da ação sísmica.

No âmbito do Eurocódigo 8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície é geralmente representado por um espectro de resposta da aceleração na base, denominando-se espectro de resposta elástico.

Este espectro de resposta elástico é descrito por duas componentes ortogonais independentes e apresenta a mesma forma para os dois níveis de ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso e para o requisito de limitação de danos (CT115, 2010).

Na Figura 3.4 apresenta-se a forma geral do espectro de resposta elástica bem como os pontos significativos do gráfico.

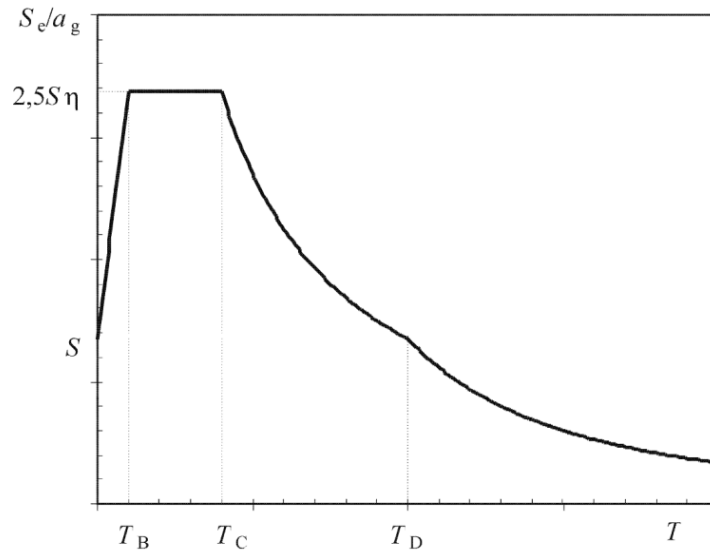


Figura 3.4 - Espectro de resposta elástica do Eurocódigo 8(CT115, 2010)

Analiticamente o espectro de resposta elástica para as **componentes horizontais da ação sísmica**, é definido pelos valores calculados através das expressões do Eurocódigo 8:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

A componente vertical da ação sísmica deverá ser determinada utilizando as expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.8)$$

em que:

$S_e(T)$  – espectro de resposta elástica;

$S_{ve}(T)$  – espectro de resposta elástica vertical;

$T$  – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma I \cdot a_{gR}$ );

$a_{vg}$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $ag = \gamma I \cdot agR$ );

$T_B$  – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  – coeficiente de solo;

$\eta$  – coeficiente de correlação do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso.

Na Tabela 3.4 são apresentados os parâmetros definidores do espectro de resposta de acordo com o tipo de terreno e o tipo de ação sísmica.

Tabela 3.4 - Quadros NA 3.2 e NA 3.3 do Eurocódigo 8: Valor dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para cada tipo de ação sísmica (CT115, 2010)

Acção sísmica Tipo 1					Acção sísmica Tipo 2				
Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0	A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	E	1,8	0,1	0,25	2,0

Na modelação não linear de estruturas de alvenaria é possível a utilização de vários tipos de elementos, de acordo com o tipo de comportamento a simular.

A curva de *pushover* é definida pela força de corte basal da estrutura e o deslocamento de um nó de controlo posicionado no centro geométrico do topo da estrutura, quando esta é sujeita a uma solicitação monotónica horizontal.

De acordo com o EC8 (CT115, 2010), as solicitações deverão ser aplicadas de duas formas:

- Distribuição de carga uniforme em altura

$$F_i = F_b \frac{s_i \cdot W_i}{\sum s_j \cdot W_j} \quad (3.9)$$

em que:  $F_i$  é a força horizontal atuando no piso  $i$ ;  $F_b$  a força sísmica de corte na base;  $s_i$  e  $s_j$  os deslocamentos das massas  $m_i$  e  $m_j$  na configuração do modo fundamental; e  $W_i$  e  $W_j$  os pesos das massas  $m_i$  e  $m_j$ .

### 3 MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

- Distribuição de carga proporcional ao modo de vibração fundamental da estrutura

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j} \quad (3.10)$$

em que  $z_i$  e  $z_j$  é a altura das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação).



## 4 ANÁLISE BIDIMENSIONAL

### 4.1 Considerações Gerais

Para permitir uma familiarização com os conceitos de análise estática não linear e análise *pushover*, foi realizado inicialmente a análise de um pórtico plano. Foi utilizado um exemplo de modelação e análise estática não linear de uma parede de Alvenaria em SAP2000 (Simões, et al., 2013)

O modelo proposto é constituído por lintéis e nembos modeladas com elementos de barra suscetíveis ao corte e deformações axiais, ligadas entre si por elementos de ligação infinitamente rígidos e resistentes.

A parede estrutural é uma estrutura plana (bidimensional), no entanto a soma das curvas de capacidade, com base no pressuposto de igualdade no deslocamento no topo, permite analisar todo um edifício e desenvolver curvas de capacidade.

### 4.2 Geometria do Modelo

A parede plana estudada é constituída por 4 pisos e desenvolve-se ao longo de 5 aberturas (Figura 4.1a). O conjunto de lintéis e nembos que constituem a parede estrutural são representados numa estrutura equivalente que permite converter o elemento de área, com as respetivas aberturas, em elementos numéricos de barra (Figura 4.1b).

Desta forma foram modelados todos os elementos de área através de elementos de barra, como vigas e colunas equivalentes, com as respetivas dimensões equivalentes.

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

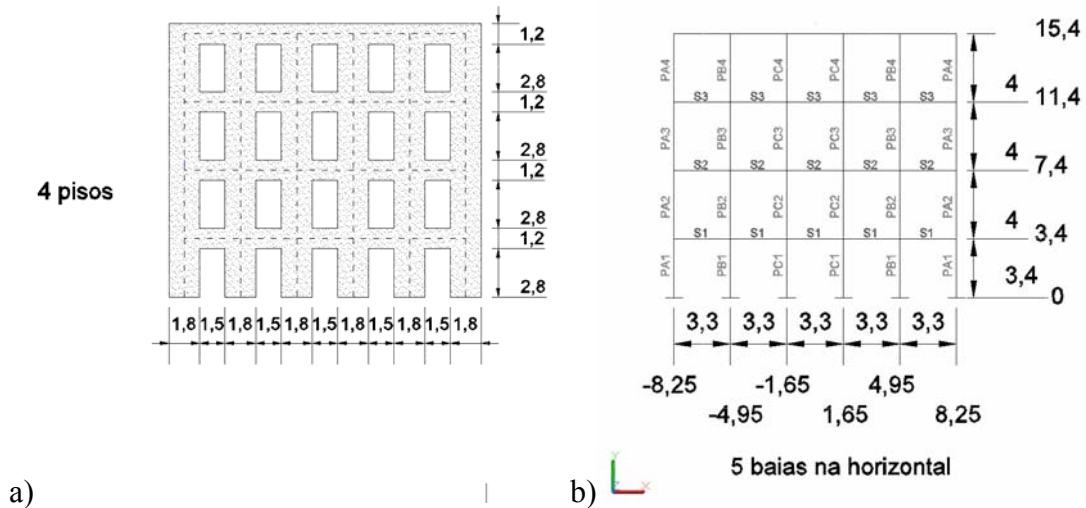


Figura 4.1 – Parede estrutural (a) e discretização em pórtico equivalente e respetivas medidas para inserção no programa SAP2000 (b) (unidades metros)

Devido à grande dimensão das vigas de alvenaria nas extremidades das colunas, a modelação destes elementos são constituídos por uma zona deformável e dois troços infinitamente rígidos em ambas as extremidades. Para a determinação dos troços rígidos de cada um dos elementos barra, tendo em consideração que estes são na realidade uma simplificação dum elemento de área, a altura eficaz correspondente à extensão deformável, poderá ver-se esquematicamente na Figura 4.2.

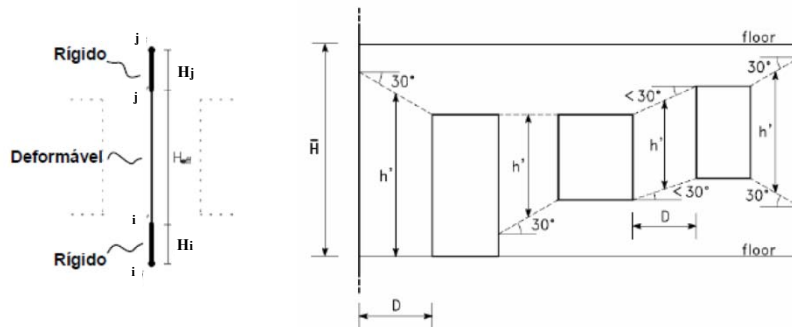


Figura 4.2 - Determinação da altura efetiva das colunas (Pereira, 2009)

O cálculo do comprimento deformável ou altura efetiva  $H_{eff}$ , é determinado pela seguinte expressão:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(\bar{H} - h')}{h'} \quad (4.1)$$

em que:  $h'$  é a altura resultante das relações geométricas;  $\bar{H}$  é a altura entre pisos e  $D$  é a largura da coluna.

Em relação às vigas, a determinação dos troços rígidos e consequentemente dos seus comprimentos deformáveis deve ter em conta a dimensão das colunas e o seu alinhamento vertical, como está representado esquematicamente na Figura 4.3.

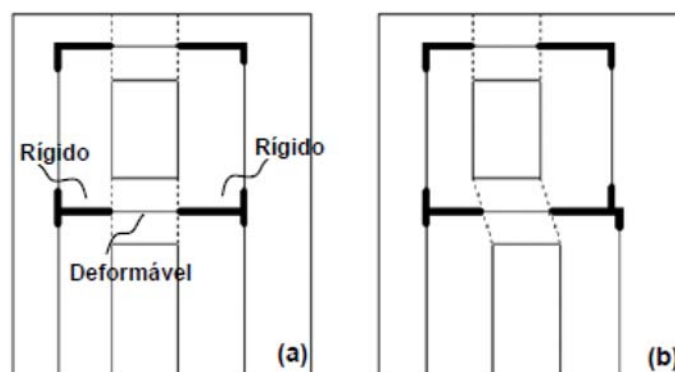


Figura 4.3 - Definição do comprimento efetivo das vigas quando as aberturas em pisos consecutivos são alinhadas (a) ou desalinhadas (b) (Pereira, 2009)

Estes conceitos foram aplicados ao exemplo apresentado, em que não existem aberturas desalinhadas, e como se trata de uma estrutura simétrica, as colunas terão as mesmas características simetricamente.

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores geométricos considerados na determinação da altura efetiva das colunas.

Tabela 4.1 - Valores considerados para a determinação dos comprimentos deformáveis e troços rígidos dos elementos de barra que simulam as colunas do pórtico plano

Colunas	D(m)	B (m)	$\bar{H}$ (m)	$h'$ (m)	$h_i$ (m)	$h_j$ (m)	$H_{eff}$ (m)	t (m)
PA1	1,80	1,50	3,40	3,40	0,00	0,00	3,40	0,80
PA2	1,80	1,50	4,00	3,40	0,60	0,00	3,40	0,75
PA3	1,80	1,50	4,00	3,40	0,60	0,00	3,40	0,70
PA4	1,80	1,50	4,00	3,40	0,60	0,00	3,40	0,65
PB1	1,80	1,50	3,40	2,80	0,00	0,34	3,06	0,80
PB2	1,80	1,50	4,00	2,80	0,60	0,34	3,06	0,75
PB3	1,80	1,50	4,00	2,80	0,60	0,34	3,06	0,70
PB4	1,80	1,50	4,00	2,80	0,60	0,34	3,06	0,65
PC1	1,80	1,50	3,40	2,80	0,00	0,34	3,06	0,80
PC2	1,80	1,50	4,00	2,80	0,60	0,34	3,06	0,75
PC3	1,80	1,50	4,00	2,80	0,60	0,34	3,06	0,70
PC4	1,80	1,50	4,00	2,80	0,60	0,34	3,06	0,65

Na Tabela 4.2 apresentam-se os valores deformáveis e troços rígidos admitidos no modelo para as barras que simulam as vigas.

Tabela 4.2 - Comprimentos deformáveis e troços rígidos dos elementos de barra que simulam as vigas

Vigas	D (m)	L (m)	$L_i$ (m)	$L_j$ (m)	$L_{eff}$ (m)	t (m)
S1	1,20	3,30	0,90	0,90	1,50	0,80
S2	1,20	3,30	0,90	0,90	1,50	0,75
S3	1,20	3,30	0,90	0,90	1,50	0,70
S4	1,20	3,30	0,90	0,90	1,50	0,65

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

Na Figura 4.4 apresenta-se o modelo bidimensional desenvolvido no SAP2000.

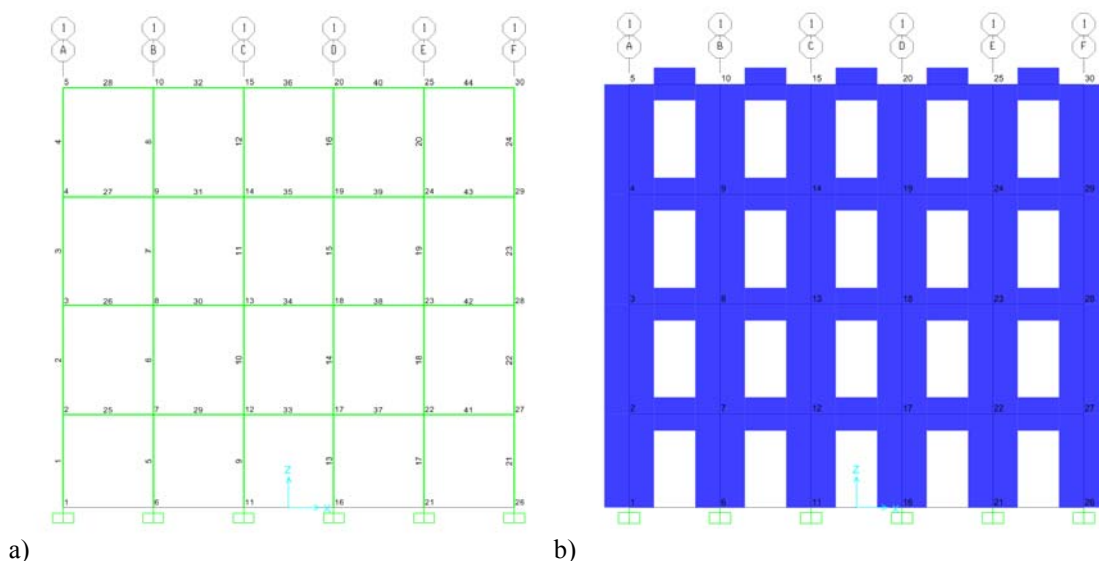


Figura 4.4 - Modelos do SAP 2000 com elementos de barra

### 4.3 Propriedades dos materiais

Considerou-se a alvenaria, um material homogêneo, cujas propriedades se apresentam na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Propriedades dos materiais consideradas no modelo de SAP2000

Alvenaria de Pedra Irregular		
Peso Volúmico	$\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	20
Módulo de Elasticidade	E (kN/m <sup>2</sup> )	1 230 000
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,2
Resistência a Compressão	$F_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	2500
Resistência ao Corte por Fendilhação Diagonal	$\tau_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	43
Resistência ao Corte por Deslizamento	$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	82
	$\mu$	0,56

Para efeitos de modelação, considerou-se ainda a simplificação do modelo, substituindo o peso volúmico dos materiais, por cargas pontuais no topo dos pilares como é apresentado na Figura 4.5.

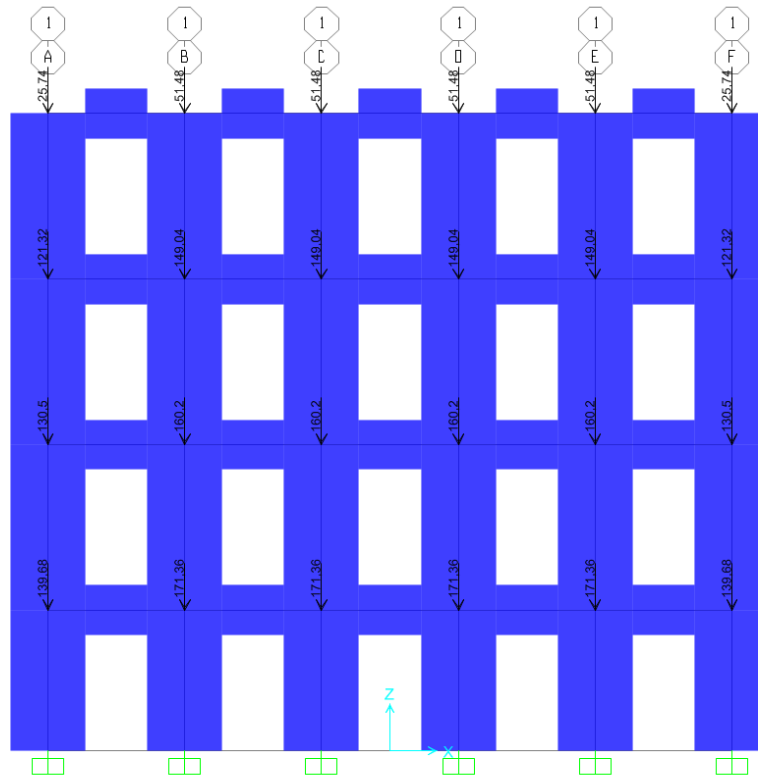


Figura 4.5 - Cargas pontuais consideradas no modelo, representativas do peso próprio

#### 4.4 Modelação do comportamento Não-Linear

A análise elástica não linear possibilita a obtenção da resposta estrutural completa, desde o troço inicial elástico, cedência e respetiva fendilhação, plastificação e rotura, no entanto a heterogeneidade da alvenaria induz a uma resposta não linear da estrutura.

O comportamento mecânico da alvenaria caracteriza-se por uma aceitável resistência à compressão e deficiente resistência à tração, sendo por isso considerado um material apropriado para resistir a ações verticais mas não apropriado para ações horizontais,

O Eurocódigo 6 apresenta uma forma genérica de um diagrama de tensões-extensões da alvenaria que representa uma aproximação do comportamento mecânico dos elementos de alvenaria através de diagrama parábola-retângulo (Figura 4.6)

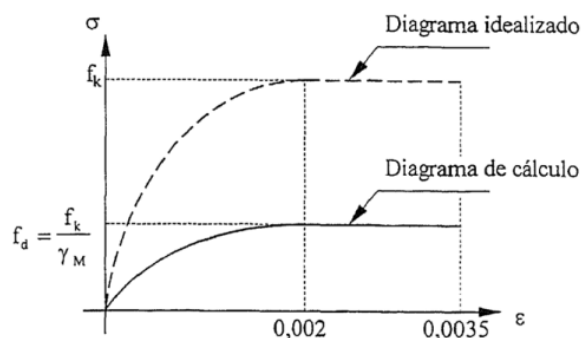


Figura 4.6 - Relação tensões-extensões para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão

Para a definição das rótulas plásticas, é necessário determinar previamente as tensões normais de compressão resultantes da estrutura devidas ao peso próprio. Após a obtenção dos diagramas de esforços, representados na Figura 4.7, é possível proceder ao cálculo dos esforços resistentes de cada um dos elementos de acordo com a formulação apresentada no capítulo anterior do presente trabalho.

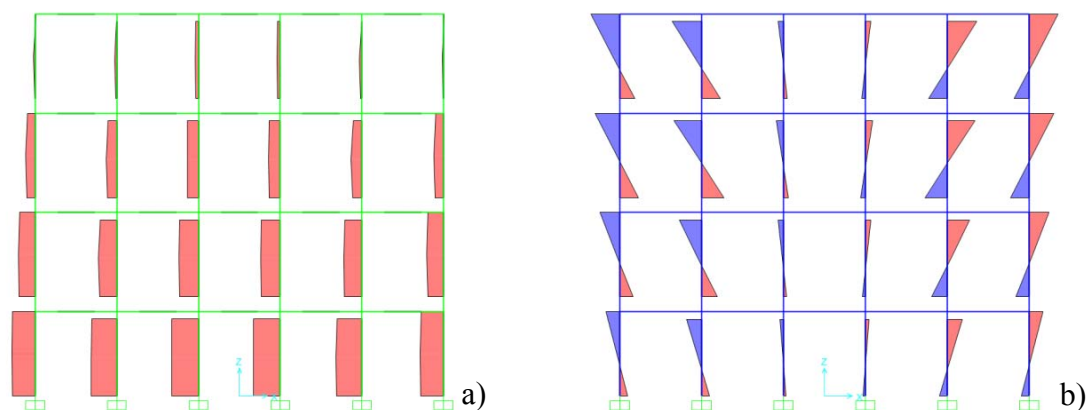


Figura 4.7 - Diagrama de esforço normal (a), e diagrama de momento fletor (b) (a rótula plástica fica assim na secção de momento máximo)

Com base nos diagramas de esforços devidos ao peso próprio, foi retirado o valor da tensão normal nas colunas, a altura da coluna até à secção de momento nulo, para a determinação dos esforços resistentes, que se apresentam nas Tabela 4.4 e Tabela 4.5.

Tabela 4.4 - Valores dos esforços resistentes nas colunas do pórtico

Colunas	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_u$ (kN.m <sup>2</sup> )	$H_0$	$V_{Rd,flex comp}$ (kN)	$\xi$	$V_{Rd,fend, diag}$ (kN)	$V_{Rd,desliz}$ (kN)	$V_u$ (kN)
PA1	290,60	325,11	1,43	227,53	1,00	324,79	246,09	227,53
PA2	206,32	226,34	1,92	117,96	1,00	271,70	141,80	117,96
PA3	117,19	125,56	2,08	60,49	1,00	216,57	69,48	60,49
PA4	22,00	22,93	1,87	12,26	1,00	156,25	12,55	12,26
PB1	368,21	394,51	1,32	298,20	1,00	353,96	317,93	298,20
PB2	266,00	282,73	1,82	155,67	1,00	295,30	189,92	155,67
PB3	158,28	166,12	1,93	85,92	1,00	234,36	99,89	85,92
PB4	43,56	44,93	1,89	23,77	1,00	167,46	24,89	23,77
PC1	369,77	395,83	3,76	105,34	1,00	354,52	198,97	105,34
PC2	267,45	284,05	2,02	140,38	1,00	295,85	181,04	140,38
PC3	159,35	167,15	2,23	74,88	1,00	234,81	91,75	74,88
PC4	44,07	45,44	1,84	24,69	1,00	167,72	25,76	24,69

Tabela 4.5 - Valores dos esforços resistentes nas vigas do pórtico

Vigas	D (m)	t (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_u$ (kN)
S1	1,20	0,80	82	78,72
S2	1,20	0,75	82	73,80
S3	1,20	0,70	82	68,88
S4	1,20	0,65	82	63,96

Para a definição das rótulas plásticas, cabe-nos definir os esforços resistentes, as deformações associadas, sendo estas a deformação plástica ( $\delta_{plástico}$ ) e elástica ( $\delta_{elástico}$ ) associada ao esforço transversal último, bem como a deformação associada ao momento último.

$$K = \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{12EI} + \frac{H_{eff}}{AG}} \quad (4.2)$$

$$F = K \cdot \delta \rightarrow V_u = K \cdot \delta_{elástico} \rightarrow \delta_{elástico} = \frac{V_u}{K} \quad (4.3)$$

$$\varphi_{elástico} = \frac{\delta_{elástico}}{H_{eff}} \quad (4.4)$$

Os limites de deformação dos elementos estruturais de acordo com os valores da norma OPCM3274 são:

$$\varphi_{último} = 0,8\% \cdot h_{eff} \quad (4.5)$$

$$\delta_{último} = 0,4\% \cdot h_{eff} \quad (4.6)$$

$$\delta_{plástico} = \delta_{último} - \delta_{elástico} \quad (4.7)$$

$$\varphi_{plástico} = \varphi_{último} - \varphi_{elástico} \quad (4.8)$$

Na Tabela 4.6 apresenta-se um resumo dos dados utilizados e resultados na determinação das deformações.

Tabela 4.6 - Valores das deformações das colunas do pórtico plano

Colunas	V <sub>u</sub> (kN)	I	K	δ <sub>elast</sub> (m)	δ <sub>plast</sub> (m)	φ <sub>elast</sub> (rad)	φ <sub>plast</sub> (rad)
PA1	227,53	0,0768	25458,33	0,0089	0,0047	0,0026	0,0246
PA2	117,96	0,0633	21279,25	0,0055	0,0081	0,0016	0,0256
PA3	60,49	0,0515	17537,18	0,0034	0,0102	0,0010	0,0262
PA4	12,26	0,0412	14222,15	0,0009	0,0127	0,0003	0,0269
PB1	298,20	0,0768	34073,62	0,0088	0,0035	0,0029	0,0216
PB2	155,67	0,0633	28564,02	0,0054	0,0068	0,0018	0,0227
PB3	85,92	0,0515	23607,64	0,0036	0,0086	0,0012	0,0233
PB4	23,77	0,0412	19197,16	0,0012	0,0110	0,0004	0,0241
PC1	105,34	0,0768	34073,62	0,0031	0,0091	0,0010	0,0234
PC2	140,38	0,0633	28564,02	0,0049	0,0073	0,0016	0,0228
PC3	74,88	0,0515	23607,64	0,0032	0,0091	0,0010	0,0234
PC4	24,69	0,0412	19197,16	0,0013	0,0109	0,0004	0,0240

#### 4.5 Resultados

Na análise modal do pórtico plano, verificou-se que a totalidade da massa é mobilizada nos primeiros 7.

Nas Tabela 4.7 estão representadas as frequências próprias. O primeiro modo do modelo ocorre para uma frequência de 4,01 Hz, mobilizando cerca de 85% da massa total.

Tabela 4.7 – Frequências próprias e percentagens de massa modal mobilizada determinadas no modelo plano (SAP 2000)

Modo Numérico	Configuração	Frequência (Hz)	Massa X	Massa Z
1	1º modo	4,01	0,854	0,000
2	2º modo	11,65	0,114	0,000
5	3º modo	18,82	0,031	0,000
6	4º modo	23,32	0,003	0,000

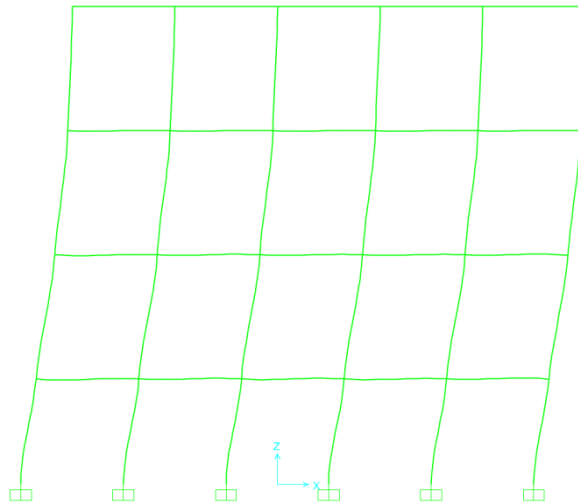


Figura 4.8 - Configuração modal referente ao primeiro modo de vibração

A análise *pushover* consiste na aplicação de uma sollicitação monotónica horizontal sobre uma estrutura, por forma a avaliar a sua capacidade resistente a ações sísmicas (horizontais). Com base na resposta da estrutura a estas sollicitações, são definidas curvas de capacidade, que traduzem graficamente uma relação entre a sollicitação horizontal que se impõe à estrutura num determinado ponto de controlo (que geralmente é definido como o centro de massa do último nível) e a força de corte basal da estrutura resultante do deslocamento horizontal referido.

Desta forma e de acordo com a metodologia descrita, apresenta-se da Figura 4.9 as curvas de capacidade para as situações modal e uniforme.

A análise *pushover* uniforme consiste na aplicação de uma força uniforme na estrutura desenhando assim uma curva que relaciona a força de corte basal com o deslocamento de um nó de referência definido previamente à análise, que pretende-se que esteja no centro geométrico do topo da estrutura.

A análise *pushover* modal consiste na aplicação de uma carga uniforme ao primeiro modo de vibração da estrutura mantida constante ao longo da análise.

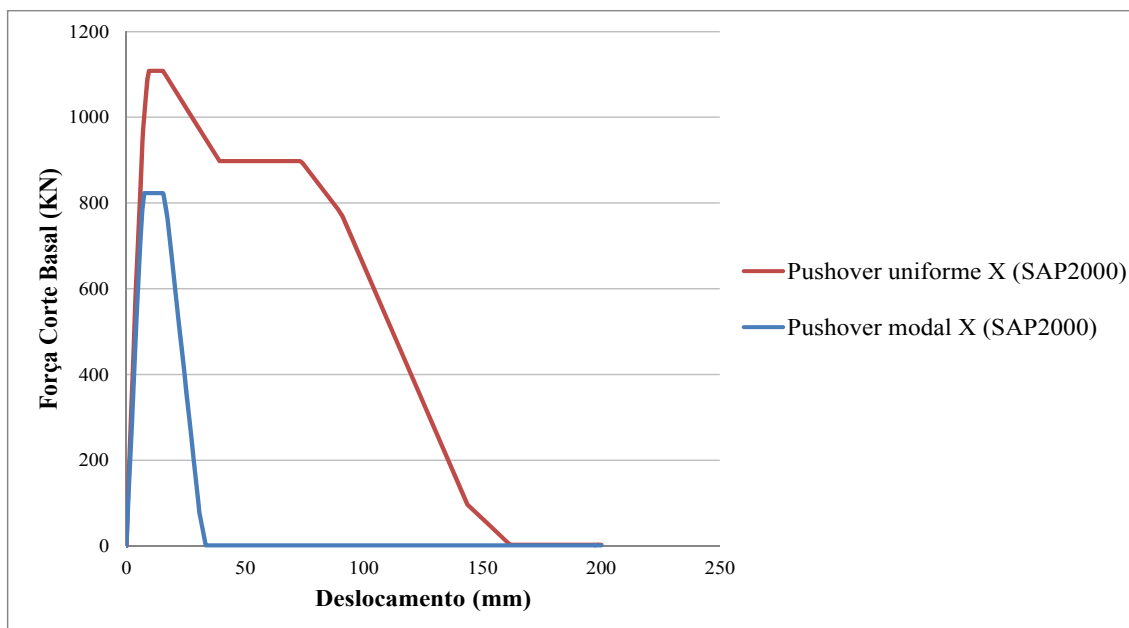


Figura 4.9 - Curvas de capacidade relativas aos casos *Pushover* Modal e *Pushover* Uniforme

É assim verificado que a análise *pushover* uniforme atinge valores de força de corte basal e de deslocamento do ponto de controlo superiores que a análise *pushover* modal (823,3kN para o *pushover* modal e 1108,6kN para o *pushover* uniforme).

Da Figura 4.11 à Figura 4.13 apresenta-se a evolução da análise de *pushover* modal, destacando-se os passos em que se verificou a formação de novas rótulas ou alteração do estado das já existentes, com a indicação do deslocamento no ponto de controlo designado abreviadamente por dx, e a força de corte basal designada abreviadamente como Fx.

As cores relativas às rótulas plásticas relacionam-se com os estados limite do elemento, indicados na Figura 2.15.

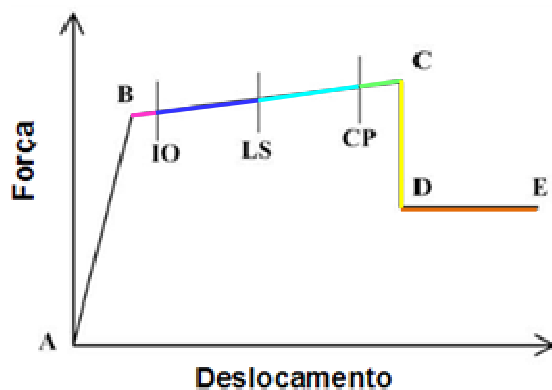
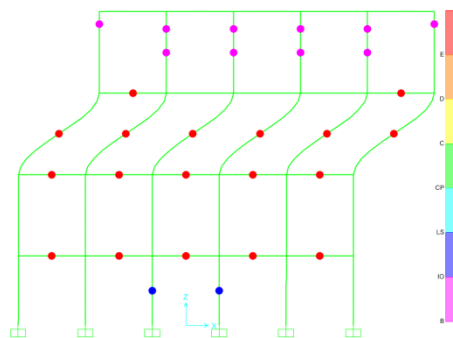
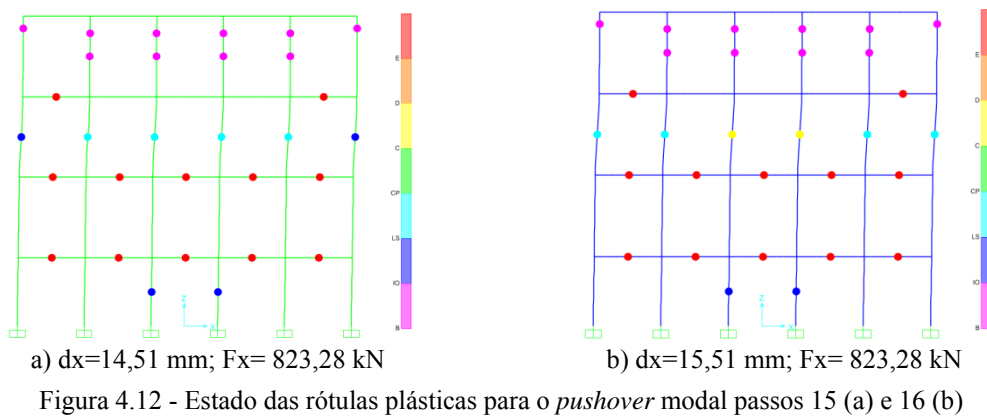
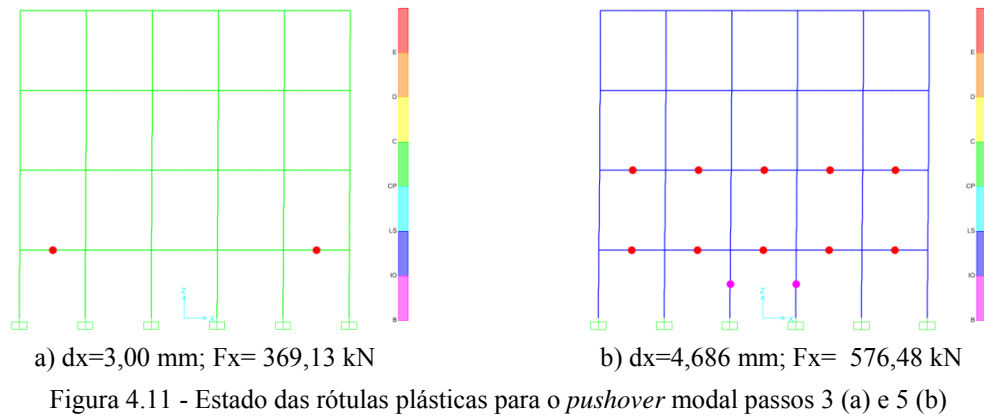


Figura 4.10 - Relação do diagrama força-deformação com a escala gráfica das rótulas plásticas do SAP2000

Analisando os deslocamentos ao nível do nó de controlo, verificamos a evolução da formação de rótulas plásticas que entram em rotura na análise modal.



A evolução do dano das rótulas para o *pushover* modal está representada na Figura 4.14 sobrepostas com a curva de capacidade resultante por forma a identificar no seu andamento os instantes acima demonstrados.

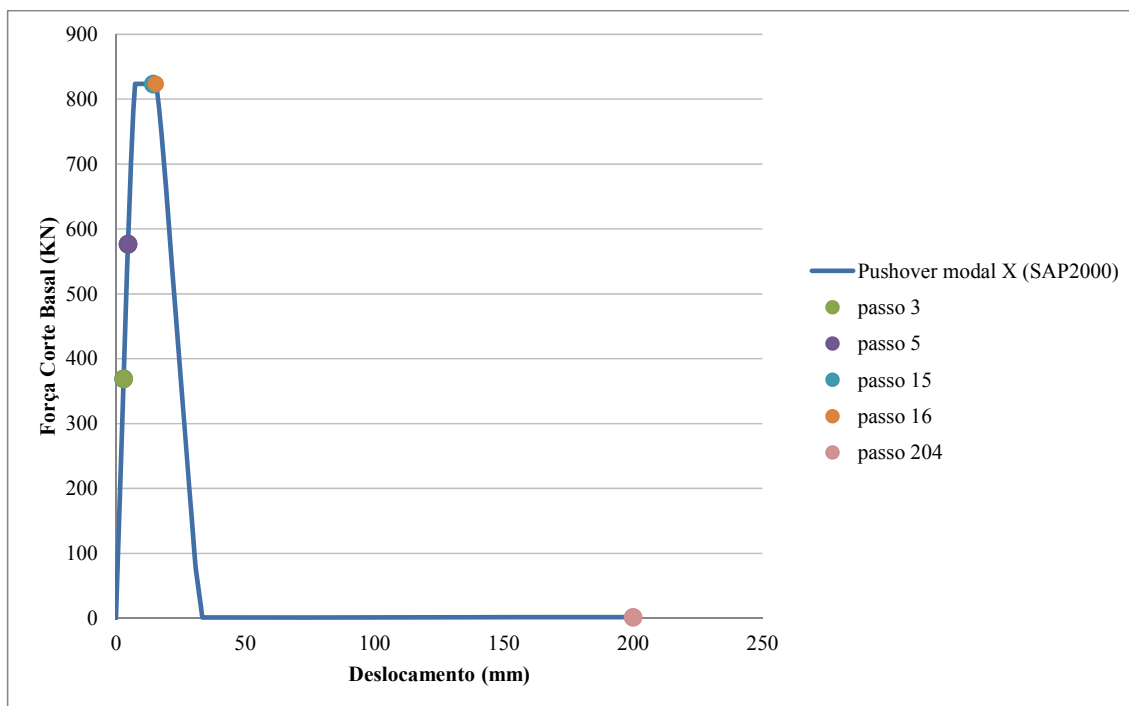


Figura 4.14 - Curva de capacidade obtida na análise de *pushover* modal com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas

Pela análise da sequência de figuras, as rótulas de corte são as primeiras a se formar ao nível dos lintéis dos pisos inferiores evoluindo posteriormente para a formação de rótulas de flexão nos elementos verticais dos pisos superiores.

O desenvolvimento da curva de capacidade para a análise *pushover* modal atinge o valor máximo de força de corte basal de 823,3kN num patamar de valores de deslocamento do ponto de controlo dos 13,5mm a 15,5mm.

Da Figura 4.15 à Figura 4.18 está representada a mesma sequência de formação de rótulas para a análise de *pushover* uniforme.

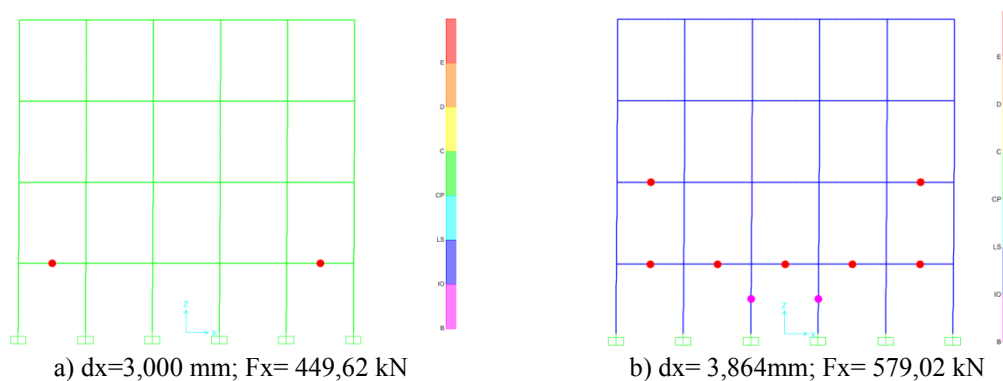


Figura 4.15 - Estado das rótulas plásticas para o *pushover* uniforme, passos 3 (a) e 4 (b)

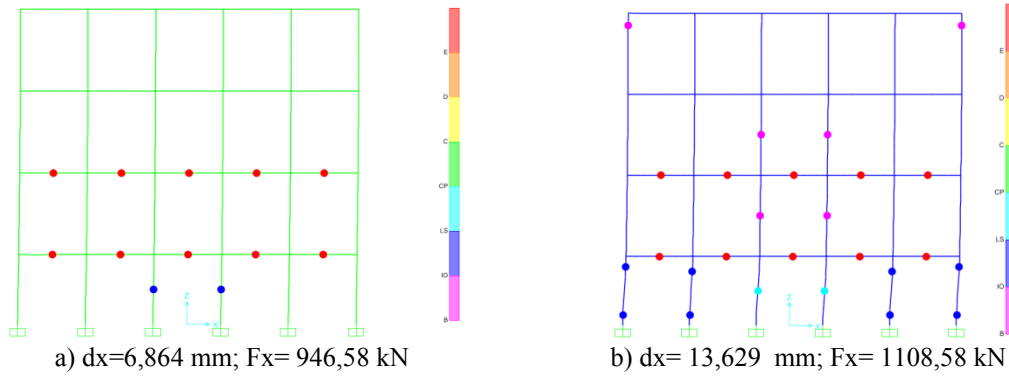


Figura 4.16 - Estado das rótulas plásticas para o *pushover* uniforme, passos 7 (a) e 15 (b)

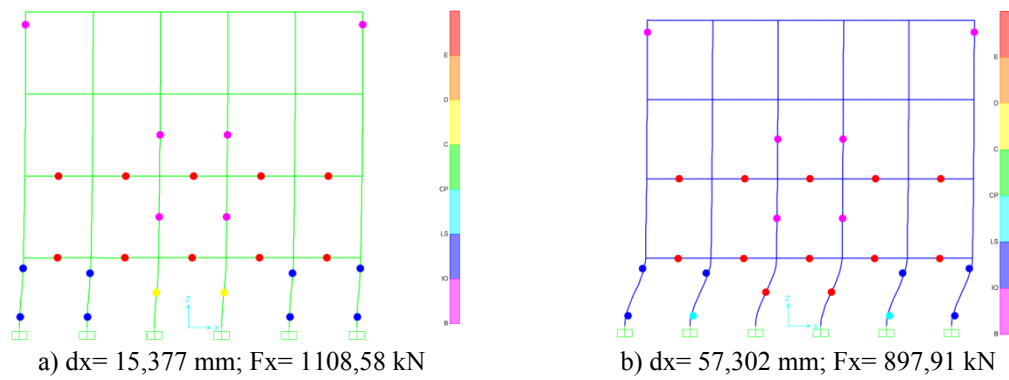


Figura 4.17 - Estado das rótulas plásticas para o *pushover* uniforme, passos 17 (a) e 60 (b)

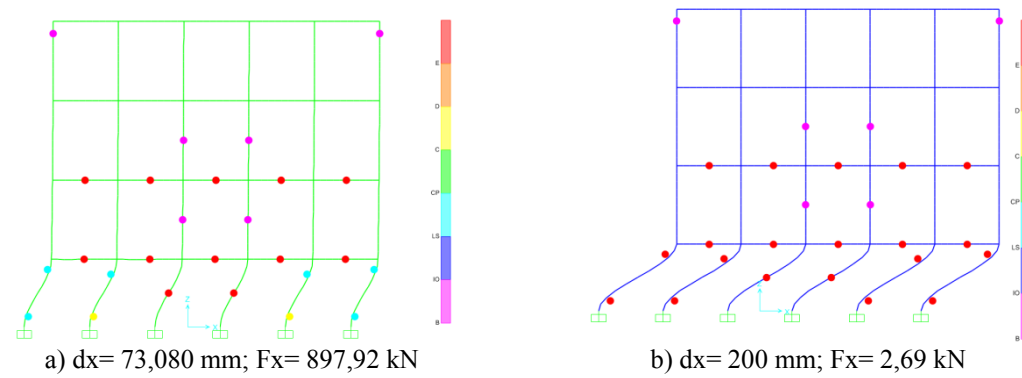


Figura 4.18 - Estado das rótulas plásticas para o *pushover* uniforme, passos 76 (a) e 205 (b)

Na Figura 4.19 está a curva de capacidade resultante da análise *pushover* uniforme segundo X com indicação dos passos mais significativos para a alteração do dano nas rótulas plásticas.

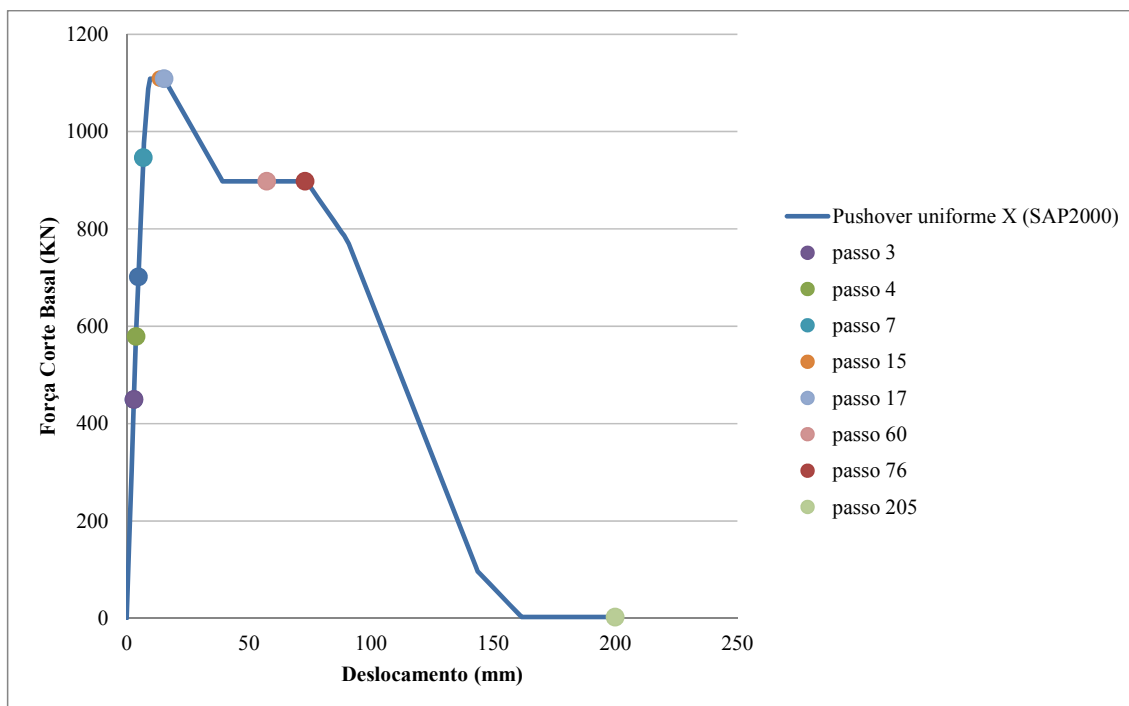


Figura 4.19 - Curva de capacidade obtida na análise de *pushover* uniforme com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas

A curva de capacidade da análise *pushover* uniforme atinge o valor máximo de força de corte basal de 1108,6kN num patamar para um intervalo de valores de deslocamentos de 14,6mm a 15,4mm, formando dois patamares, um para a força de corte basal máxima e outro para uma força de corte basal de 897,9kN num intervalo de valores de deslocamento desde os 47,3mm a 59,3mm.

## 5 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

### 5.1 Considerações gerais

Neste capítulo será efetuada a análise de um edifício de alvenaria, através do desenvolvimento de vários modelos numéricos, comparando os resultados com os valores obtidos experimentalmente num ensaio realizado na mesa sísmica do LNEC (Candeias, 2008).

A análise tridimensional é de um modelo físico ensaiado em plataforma sísmica, permitindo assim fazer uma comparação direta de resultados entre os resultados experimentais e numéricos.

Os modelos numéricos desenvolvidos basearam-se na utilização de elementos finitos que consiste uma poderosa ferramenta para análise estrutural mas exige tempo e uma grande quantidade de dados.

Os modelos com base em modelos discretos ou contínuos possuem uma grande dependência das ligações e requerem um grande número de parâmetros que podem ou não ser diretamente extraídos da análise estrutural.

Estes elementos são definidos em termos de leis de momento-rotação não-lineares.

A análise sísmica da estrutura foi efetuada com recurso a uma análise *pushover*, em que um algoritmo simplificado para sistemas com efeito de interação é apresentado através de uma correção de equilíbrio em cada etapa de cálculo. A análise é realizada por meio de uma força controlada. A mudança de indicador num elemento estrutural apenas é permitida no intervalo elástico. No intervalo inelástico isto conduz à paragem da análise.

Neste capítulo é apresentado o modelo experimental do edifício ensaiado na plataforma sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Candeias, 2008) e é realizada uma aproximação entre a metodologia numérica para ensaio deste edifício. Os modelos realizados foram através do programa SAP2000, onde é feita uma análise *pushover* do edifício na direção transversal e longitudinal e posteriormente no programa TREMURI, de forma análoga.

## 5.2 Modelo experimental

### 5.2.1 Descrição do modelo físico

A seleção deste edifício foi baseada num protótipo que tivesse maior representatividade perante os edifícios com paredes resistentes de alvenaria de pedra e maior distribuição geográfica com base num estudo realizado num quarteirão de Lisboa (Appleton, 2005).

O edifício de estudo consiste num edifício típico com paredes resistentes de alvenaria de pedra, com quatro pisos e cobertura, procurando representar de forma generalista um edifício isolado de planta regular, com duas fachadas opostas com aberturas numa percentagem de 28,6% da área das fachadas, duas empenas cegas e cobertura de duas águas inclinadas com pendente no sentido das fachadas (Candeias, 2008).

Devido às dimensões e capacidade das instalações experimentais disponíveis no LNEC, foi necessário efetuar um modelo reduzido do edifício. Atendendo às dimensões em causa e à natureza dinâmica dos fenómenos envolvidos foi efetuado um modelo reduzido à escala 1:3.

Na Figura 5.1 apresenta-se esquematicamente a geometria do edifício experimental bem como as principais dimensões e elementos, em planta e alçado. O alçado principal e de tardoz são idênticos.

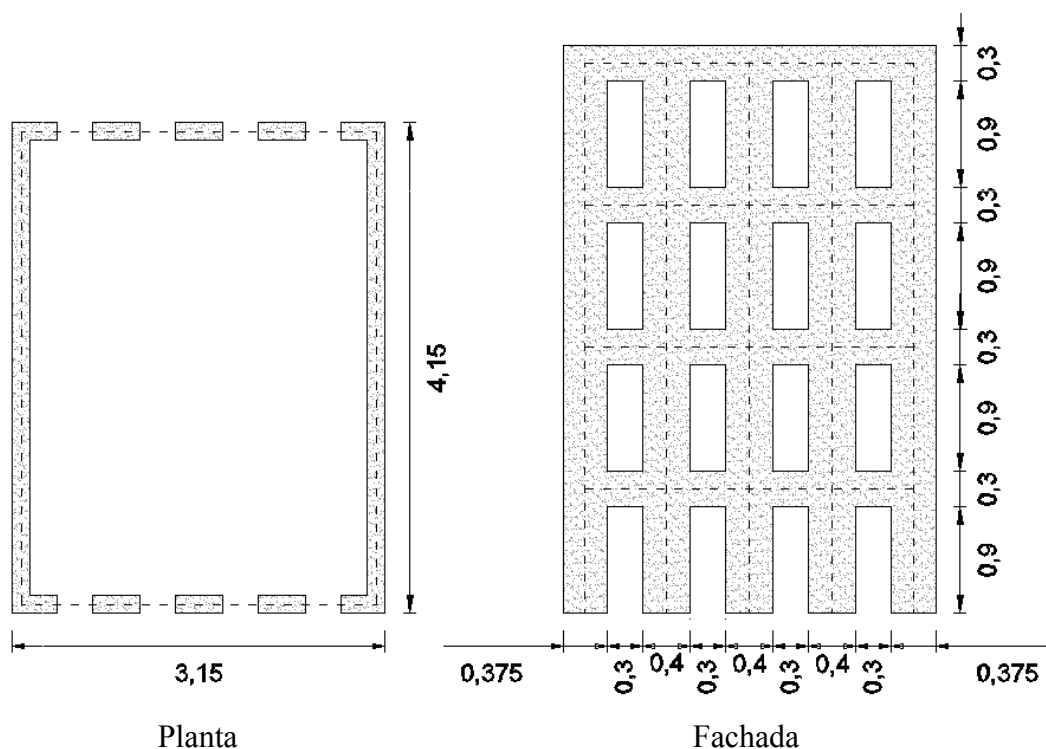


Figura 5.1 – Definição geométrica do edifício experimental (unidades metros)

Os pisos do modelo são constituídos por uma estrutura de madeira, construída com barrotes de madeira de pinho agrupados em conjuntos de três dispostos na menor dimensão em planta, com secção transversal total de 0,100m x 0,075m, espaçados de 0,25m (na Figura 5.2).

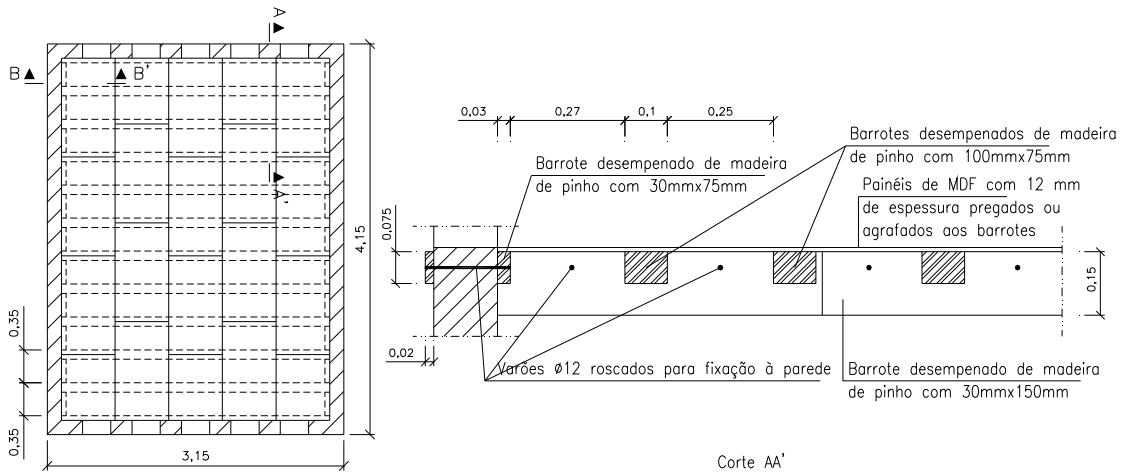


Figura 5.2 - Geometria da estrutura de pavimento utilizado no modelo experimental (Candeias, 2008)

Os barrotes são apoiados em vigas denteadas de madeira que são ligadas às paredes de alvenaria por varões roscados. Estes varões atravessam a parede sendo colocados tacos de madeira no lado exterior para confinar a viga à parede simulando assim um apoio simples dos barrotes.

O revestimento foi efetuado com a aplicação de painéis de MDF de 12 mm de espessura, peças de 0,57m x 1,05m colocadas de forma desencontrada com juntas de 1mm. Este material tem como objetivo simular a flexibilidade do soalho de madeira dos modelos reais, com as respetivas relações de semelhança associada.

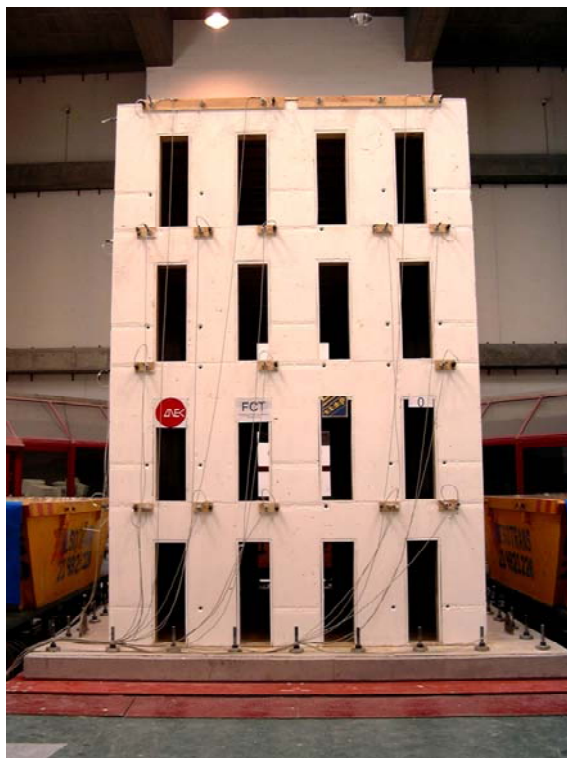


Figura 5.3 - Modelo ensaiado colocado na plataforma sísmica (Candeias, 2008)

A plataforma sísmica triaxial do LNEC onde foi ensaiado o modelo tem uma dimensão de 4,6m x 5,6m, e uma capacidade máxima de quarenta toneladas.

O modelo foi alinhado de modo a que a sua direção longitudinal coincidissem com a direção NS da plataforma sísmica, e a direção transversal com a direção EW (Figura 5.4). Em termos de posicionamento do edifício em relação a um sistema de eixos cartesianos, considerou-se que a direção transversal (EW) coincidissem com o eixo X, e a direção longitudinal (NS) com o eixo Y. Esta definição será utilizada no desenvolvimento dos modelos numéricos.

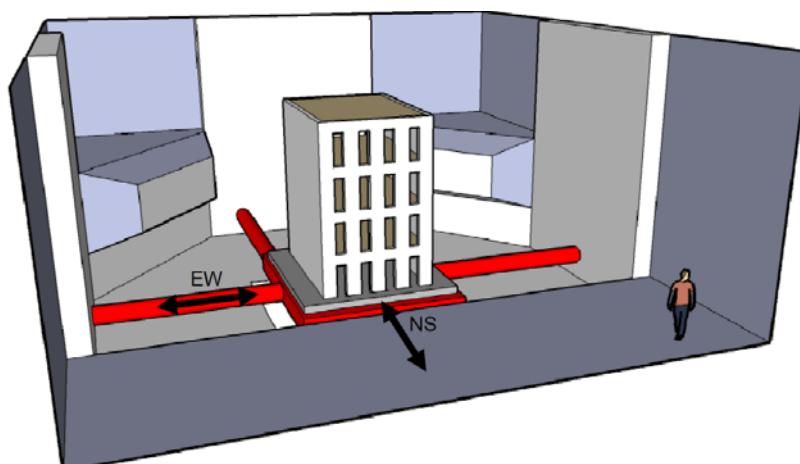


Figura 5.4 - Esquema ilustrativo do modelo experimental na plataforma sísmica do LNEC e direções da ação imposta (Candeias, 2008)

### 5.2.2 Propriedades dos materiais

Devido à dificuldade em reproduzir no modelo as técnicas de construção das paredes de alvenaria resistente, foram construídas utilizando uma argamassa especialmente desenvolvida para simular o comportamento das paredes de alvenaria (Candeias, 2008). Para a caracterização das propriedades mecânicas da argamassa utilizada no modelo físico, foram realizados ensaios no DM-NB sobre provetes cúbicos obtendo-se os resultados apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Resultados dos ensaios de compressão de provetes cúbicos de argamassa 2 com 150mm de aresta (Candeias, 2008)

Número de provetes		4
Idade dos provetes		28 dias
Tensão de rotura [MPa]	Média	0,88
	Desvio padrão	0,07
	Coefficiente de variação	8,30 %
Massa volúmica [kg/m <sup>3</sup> ]	Média	2081,2
	Desvio padrão	0,00
	Coefficiente de variação	0,00 %

### 5.2.3 Resultados

O ensaio foi realizado em mesa sísmica triaxial do LNEC com aplicação de acelerogramas nas duas direções horizontais com intensidades crescentes.

Foram realizados quatro ensaios de identificação modal, uma vez que o modelo ficou bastante danificado após o último ensaio de solicitação sísmica e, por esse motivo, não é possível conhecer o seu estado final no que diz respeito às propriedades dinâmicas (Candeias, 2008). Na Tabela 5.2 são indicadas as frequências próprias de vibração do modelo experimental.

Tabela 5.2 - Frequências próprias de vibração identificadas no Modelo 00 (Candeias, 2008)

Modo	Modal 0	Modal 1	Modal 2	Modal 3
1º Transversal	4,1	3,3	2,8	2,6
2º Transversal	15,5	14,5	12,5	8,1
1º Longitudinal	11,2	9,5	7,6	5,2
2º Longitudinal	15,1	12,5	11,7	9,4
3º Longitudinal	19,7	18,6	17,2	15,6
1º Rotação/Distorção	7,0	6,9	6,4	5,7

Denota-se nas frequências apresentadas a tendência decrescente dos valores em consequência da ação sísmica crescente imposta ao modelo.

Foram realizados quatro ensaios de solicitação sísmica que causaram nas paredes os danos que se demonstram na Figura 5.7. Refira-se que este modelo apresentava um conjunto de deficiências iniciais importantes, tais como aberturas nas fachadas parcialmente preenchidas (Candeias, 2008).

As curvas de capacidade experimentais, estimadas com base nas forças de inércia calculadas durante os ensaios de solicitação sísmica e na envolvente dos deslocamentos máximos no topo da estrutura, são apresentadas nas figuras seguintes. Na Figura 5.5, a curva de capacidade para a direção transversal, i.e., direção X, e na Figura 5.6, a curva de capacidade para a direção longitudinal, i.e., segundo Y.

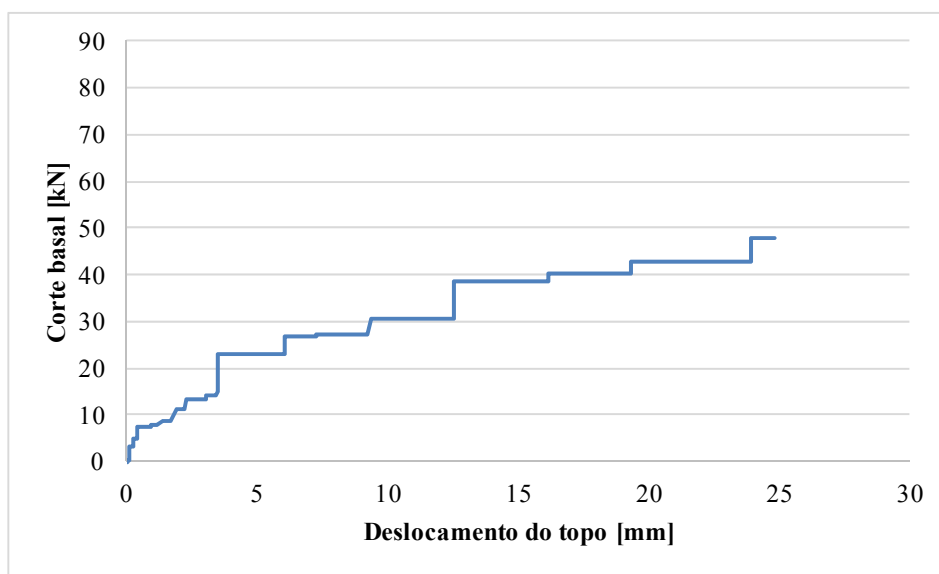


Figura 5.5 - Curva de capacidade experimental para o modelo em estudo na direção X

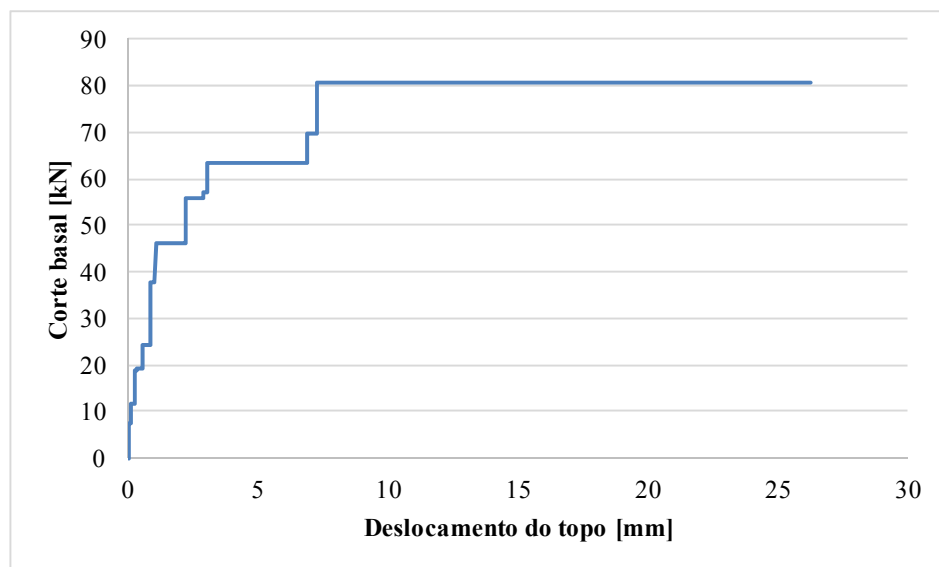


Figura 5.6 - Curva de capacidade experimental para o modelo em estudo na direção Y

Na Figura 5.7 é possível visualizar os mecanismos de colapso que ocorreram na estrutura em análise. Os danos na fachada sul são muito idênticos aos da fachada norte, apenas não se encontram representados porque não há registo exato dos mesmos. No entanto os pavimentos ficaram incólumes, com as vigas de madeira intactas e os painéis de MDF ainda pregados.

Contudo, já depois do final do ensaio, o piso 4 caiu, devido a ter perdido o apoio do lado da empena, bem como o piso 3, configurando uma situação de colapso progressivo (Candeias, 2008).

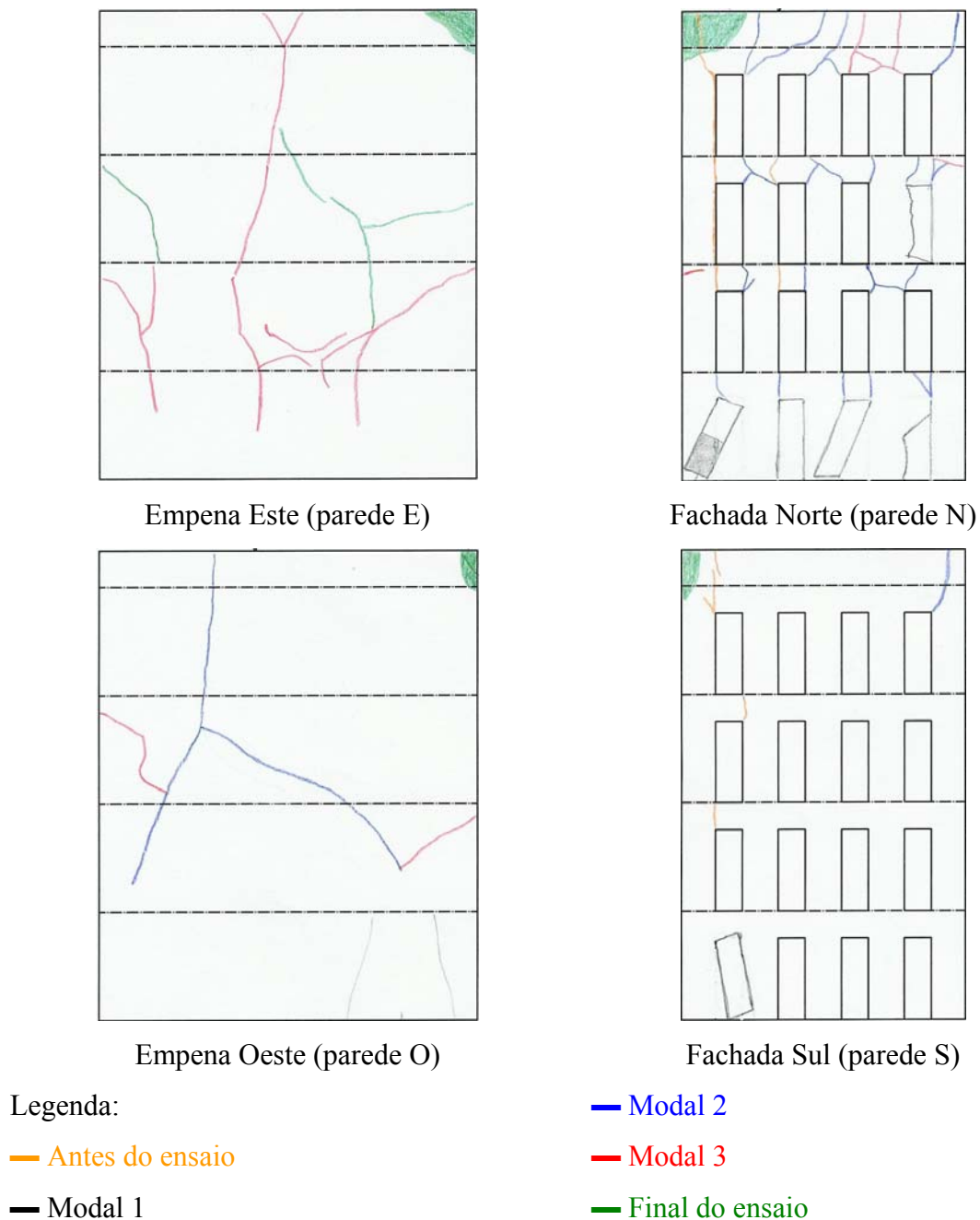


Figura 5.7 - Registo de danos no Modelo 00 (Candeias, 2008)

### 5.3 Modelo SAP2000

#### 5.3.1 Descrição do modelo numérico

A modelação numérica do edifício experimental foi efetuada com base na elaboração de um modelo tridimensional de elementos finitos de barra. Em cada alinhamento de paredes foi considerado o respetivo pórtico equivalente, que corresponde à colocação dos elementos de barra no centro geométrico dos elementos estruturais de alvenaria. Após a obtenção do pórtico equivalente, atribuiu-se a cada elemento da estrutura os respetivos comprimentos rígidos e deformáveis. Para a análise modal o SAP2000 utiliza a rigidez elástica, não considerando a degradação progressiva de rigidez bem como a variação das características dinâmicas da estrutura ao longo da análise.

Para a identificação dos elementos estruturais, optou-se por simplificar a estrutura, agrupando os elementos por grupos equivalentes, apresentando-se na Figura 5.8 a estrutura em 3D de acordo com a numeração do programa SAP2000, onde se pode identificar o eixo 1 como o eixo onde está a fachada principal e o eixo 5 como o eixo onde está o alçado de tardoz.

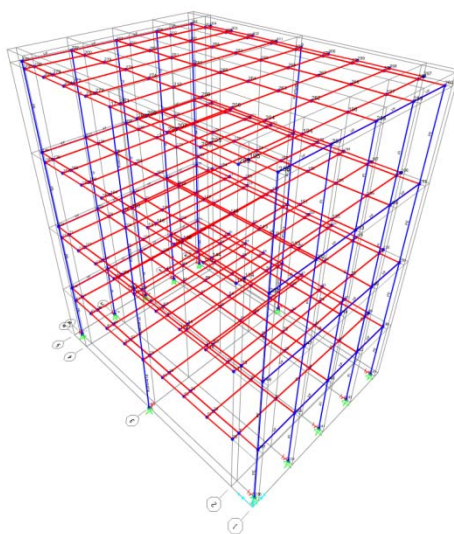


Figura 5.8 - Vista tridimensional do modelo numérico com identificação dos eixos

A estrutura é simétrica em X relativamente a um nêbo central, originando especial atenção na quantificação dos esforços resistentes, como adiante será referido.

Devido ao facto da estrutura ser simétrica, poderá ser simplificada a apresentação de dados e resultados, assim os elementos simétricos foram designados com o mesmo nome como está representado na Figura 5.9.

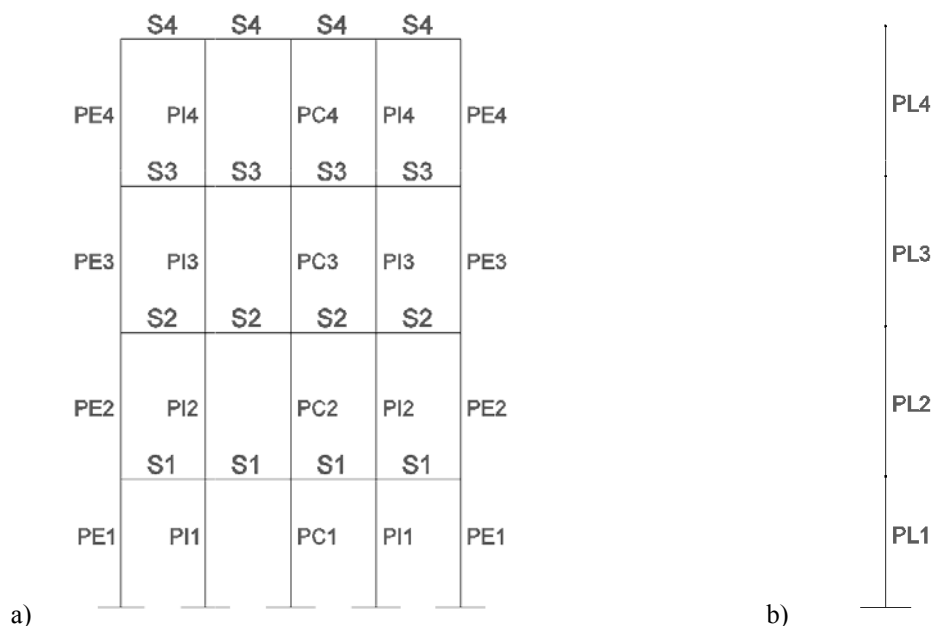


Figura 5.9 - Simplificação da numeração dos elementos para os alçados a) e as empenas b) do modelo tridimensional

A empena do edifício é uma parede cega, sem aberturas, pelo que foi modelada através de um elemento de barra. A cada andar corresponde um elemento, nomeadamente aos elementos PL1 a PL4, como se pode ver numerado na Figura 5.9.

Na Tabela 5.3 e Tabela 5.4 é apresentada a definição geométrica dos elementos estruturais incluindo os troços rígidos nas extremidades.

Tabela 5.3 - Definição geométrica dos elementos estruturais das colunas

Colunas	D(m)	b (m)	H (m)	h' (m)	h <sub>i</sub> (m)	h <sub>j</sub> (m)	H <sub>eff</sub> (m)	t (m)
PE1	0,375	1,500	1,050	1,050	0,000	0,000	1,050	0,15
PI1	0,400	1,500	1,050	0,900	0,000	0,128	0,922	0,15
PC1	0,400	1,500	1,050	0,900	0,000	0,128	0,922	0,15
PE2	0,375	1,500	1,200	0,900	0,000	0,258	0,942	0,15
PI2	0,400	1,500	1,200	0,900	0,075	0,181	0,944	0,15
PC2	0,400	1,500	1,200	0,900	0,075	0,181	0,944	0,15
PE3	0,375	1,500	1,200	0,900	0,000	0,258	0,942	0,15
PI3	0,400	1,500	1,200	0,900	0,075	0,181	0,944	0,15
PC3	0,400	1,500	1,200	0,900	0,075	0,181	0,944	0,15
PE4	0,375	1,500	1,200	0,900	0,000	0,258	0,942	0,15
PI4	0,400	1,500	1,200	0,900	0,075	0,181	0,944	0,15
PC4	0,400	1,500	1,200	0,900	0,075	0,181	0,944	0,15
PL1	0,15	1,500	1,200	1,200	0,000	0,000	1,200	4,150
PL2	0,15	1,500	1,200	1,200	0,000	0,000	1,200	4,150
PL3	0,15	1,500	1,200	1,200	0,000	0,000	1,200	4,150
PL4	0,15	1,500	1,200	1,200	0,000	0,000	1,200	4,150

Tabela 5.4 - Definição geométrica dos elementos estruturais das vigas

Vigas	h (m)	D (m)	L (m)	L <sub>i</sub> (m)	L <sub>j</sub> (m)	L <sub>eff</sub> (m)	t (m)
S1	1,2	0,3	3,3	0,9	0,9	1,5	0,15
S2	1,2	0,3	3,3	0,9	0,9	1,5	0,15
S3	1,2	0,3	3,3	0,9	0,9	1,5	0,15
S4	1,2	0,3	3,3	0,9	0,9	1,5	0,15

### 5.3.2 Propriedades dos materiais e dos elementos

Como já referido anteriormente, a argamassa utilizada no modelo foi desenvolvida para representar o mais aproximadamente possível as propriedades mecânicas da alvenaria de pedra. Devido à heterogeneidade de resultados dos ensaios de caracterização do material de construção do modelo, os valores adotados no modelo numérico foram calibrados por forma a obter as frequências próprias do modelo experimental (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 - Propriedades mecânicas da alvenaria do modelo numérico

<b>Alvenaria</b>		
Massa Volúmica	$m_{vol}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 081,2
Módulo de Elasticidade	E (kN/m <sup>2</sup> )	1 000 000
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,2
Resistência a Compressão	$F_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	880
Resistência ao Corte por Deslizamento	$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	80
	$\mu$	0,449

Os pavimentos são constituídos por uma estrutura de madeira, que consiste em barrotes desempenados de madeira com 100 mm x 75 mm afastados de 25 cm entre si, e de 27 cm nos extremos, dispostos segundo a menor dimensão do modelo em planta.

Na Tabela 5.6 apresentam-se as propriedades mecânicas dos barrotes de madeira

Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas dos barrotes de pinho bravo

<b>Barrotes de Pinho Bravo</b>		
Massa Volúmica	$m_{vol}$ (kg/m <sup>3</sup> )	580
Módulo de Elasticidade	E (kN/m <sup>2</sup> )	12 000 000
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0

No pavimento foram utilizados painéis de MDF com 12 mm de espessura (Tabela 5.7), que conjugado com os barrotes de madeira originou um efeito de diafragma flexível no comportamento global do edifício. O pavimento foi simulado no modelo numérico através da consideração de elementos laminares de área. Devido a esta simplificação na modelação do pavimento, foi necessário proceder à homogeneização da seção para que o elemento laminar do modelo representasse o comportamento estrutural do conjunto barrotes e painéis de MDF.

Estes barrotes são ligados às paredes de alvenaria apoiados em vigas denteadas de madeira ligadas às paredes de alvenaria simulando um apoio simples.

Tabela 5.7 - Propriedades mecânicas dos painéis de MDF utilizados no modelo

Painéis MDF		
Massa Volúmica	$m_{vol}$ (kg/m <sup>3</sup> )	760
Módulo de Elasticidade	E (kN/m <sup>2</sup> )	4 000 000
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0

Como já foi referido os pavimentos são ortotrópicos e flexíveis, essencialmente devido à grande diferença de rigidez para as paredes de alvenaria e ao tipo de apoio. Assim, a homogeneização da secção para obter os valores a considerar no modelo numérico foi efetuada com base na rigidez axial. Partindo da igualdade da expressão 5.1, considerando-se um pavimento constituído por n materiais, sabemos que a soma das rigidezes axiais dos constituintes do pavimento será igual à rigidez global do pavimento.

$$\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i = E_{pavimento} \cdot A_{pavimento} \quad (5.1)$$

Particularmente para esta situação, para a direção x, temos:

$$E_{barrote} \cdot A_{barrote} + E_{MDF} \cdot A_{MDF} = E_{pavimento} \cdot A_{pavimento} \quad (5.3)$$

De acordo com a Figura 5.2 temos as seguintes áreas segundo x:

$$A_{barrote} = 0,1 \times 0,075 \times 3 = 0,0225m^2$$

$$A_{MDF} = 0,012 \times 1 = 0,012m^2 \quad (5.4)$$

Admitindo um valor de 9GPa para o módulo de elasticidade segundo X e utilizando as expressões anteriores obtém-se os valores apresentados na Tabela 5.8. Devido à disposição dos barrotes, estes pavimentos têm um comportamento ortotrópico que foi simulado no modelo numérico através da utilização de valores de propriedades ajustados para a direção Y com base na geometria do pavimento.

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

Tabela 5.8 - Propriedades mecânicas para o material homogeneizado do pavimento utilizado no modelo numérico

Pavimentos homogeneizados		
Massa Volúmica	$m_{vol}$ (kg/m <sup>3</sup> )	0,8474
Módulo de Elasticidade	$E_x$ (kN/m <sup>2</sup> )	9 000 000
	$E_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	1 420 000
Coeficiente de Poisson	$\nu$	0,2
Espessura	Esp (m)	0,033

Para a determinação dos esforços resistentes dos elementos de alvenaria segundo as duas direções horizontais de atuação da ação sísmica é necessário uma estimativa das tensões de compressão internas devido ao peso próprio. Este procedimento é análogo ao já efetuado para o pórtico plano, no entanto, no presente exemplo os esforços resistentes dependem da direção de sollicitação dos elementos estruturais. Na determinação dos esforços resistentes tem de haver especial cuidado com as dimensões dos elementos que são utilizadas, sendo D a dimensão do elemento que se encontra na direção da ação, e t a dimensão perpendicular.

Para análise não-linear segundo a direção X, não é possível determinar o valor momento resistente do nêmo central da fachada (PCi) devido ao facto de estar localizado no eixo de simetria do edifício. Esta localização origina momentos fletores nulos devido ao peso próprio, não existindo por isso flexão composta.

Também na Tabela 5.9 é possível observar a simetria da estrutura pelo cálculo dos esforços resistentes para a situação da aplicação do *pushover* segundo a direção X.

Tabela 5.9 - Valores de cálculo dos esforços resistentes nos nêmos e paredes de empena para a situação da aplicação do *pushover* segundo a direção X

Elementos	$V_{Rd,f,diag}$ [kN]	$V_{u,desl}$ [kN]	$V_{Rd flex comp}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$M_u$ [kN.m]
PE1	6,370	5,925	8,671	5,925	1,066
PI1	6,923	7,229	12,420	6,923	1,286
PC1	6,960	10,795	-	6,960	1,307
PE2	5,956	2,059	1,753	1,753	0,837
PI2	6,411	2,348	2,001	2,001	0,987
PC2	6,442	9,791	-	6,442	1,005
PE3	5,452	1,307	1,189	1,189	0,548
PI3	5,855	1,365	1,222	1,222	0,647
PC3	5,875	8,810	-	5,875	0,660
PE4	4,880	0,524	0,509	0,509	0,216
PI4	5,249	0,559	0,536	0,536	0,273
PC4	5,264	7,855	-	5,264	0,282
PL1	-	7,887	3,075	3,075	3,690
PL2	-	7,514	4,450	4,450	2,788
PL3	-	1,971	2,671	1,971	1,748
PL4	-	0,079	1,338	0,079	0,623

Os valores em falta relativamente ao esforço transversal resistente para um equilíbrio de flexão composta está relacionado com o facto de os elementos coincidirem com o eixo de simetria da estrutura, originando momento nulo devido à ação do peso próprio o que inviabiliza a determinação dos esforços resistentes.

Relativamente aos elementos sem valores para o esforço transversal resistente devido a fendilhação diagonal, justifica-se pelo facto da ação para fora do plano da parede, gerar um esforço resistente com valores demasiado elevados relativamente aos restantes tipos de colapso.

Apresentam-se na Tabela 5.10 o cálculo dos esforços resistentes para a situação da aplicação do *pushover* segundo a direção Y. O cálculo do esforço transversal resistente por fendilhação diagonal nos elementos estruturais das fachadas perdem significado uma vez que a direção da ação é perpendicular às paredes, estando os mecanismos de colapso reduzidos ao derrubamento ou esmagamento do elemento.

Tabela 5.10 - Valores de cálculo dos esforços resistentes nos nembros e paredes de empena para a situação da aplicação do *pushover* segundo a direção Y

Elementos	$V_{Rd,f,diag}$ [kN]	$V_{u,desl}$ [kN]	$V_{Rd flex comp}$ [kN]	$V_u$ [kN]	$M_u$ [kN.m]
PE1	-	5,925	8,671	1,623	0,431
PI1	-	7,228	12,419	7,228	0,482
PC1	-	10,465	-	10,465	0,490
PE2	-	2,059	1,753	1,753	0,338
PI2	-	2,348	2,001	2,001	0,370
PC2	-	9,791	-	9,791	0,377
PE3	-	1,307	1,189	1,189	0,219
PI3	-	1,365	1,222	1,222	0,243
PC3	-	8,810	-	8,810	0,247
PE4	-	0,524	0,509	0,509	0,087
PI4	-	7,228	12,419	6,922	0,482
PC4	-	7,855	-	5,264	0,106
PL1	67,397	56,307	85,067	56,307	102,081
PL2	69,162	59,858	123,106	59,858	77,139
PL3	53,730	43,809	73,903	43,809	48,350
PL4	35,151	26,333	37,023	26,333	48,350

Para o cálculo dos esforços resistentes nas vigas, é necessário ter em conta os mecanismos de colapso dos elementos, que se resumem ao derrubamento por flexão composta e o ao corte (tal como representado na Figura 2.12). Desta forma, os esforços resistentes apresentados na Tabela 5.11 são calculados por aplicação direta da expressão  $V_{Rd} = A \cdot c_u$  (2.6) já mencionada.

Tabela 5.11 - Valores de cálculo dos esforços resistentes de esforço transversal nos lintéis

Elementos	D (m)	t (m)	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V_u$ (kN)
S1	0,3	0,15	80	3,6
S2	0,3	0,15	80	3,6
S3	0,3	0,15	80	3,6
S4	0,3	0,15	80	3,6

Os lintéis apresentam as mesmas capacidades resistentes independentemente da sua localização no edifício, sendo o seu comportamento definido pelas condições de fronteira.

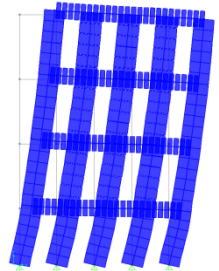
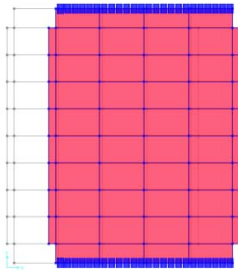
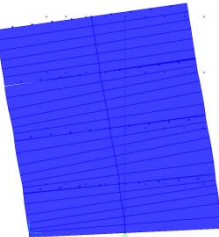
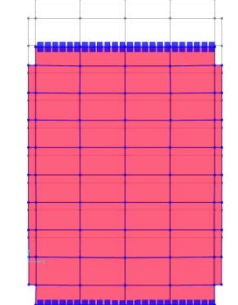
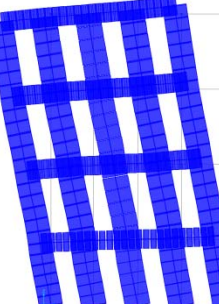
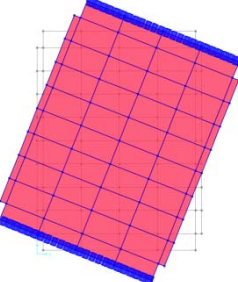
### 5.3.3 Resultados

Numa primeira fase foram determinadas as frequências próprias e respetivas configurações modais cujos resultados principais são apresentados nas Tabela 5.12 e Tabela 5.13, respetivamente. O primeiro modo global do modelo corresponde à translação segundo X para uma frequência de 4,13 Hz, mobilizando cerca de 88,6% da massa total. Segue-se um modo de rotação para uma frequência de 10,58 Hz, e o primeiro modo de translação segundo Y surge para uma frequência de 11,20 Hz, mobilizando cerca de 78,2% da massa total. Devido ao grande número de graus de liberdade do modelo, e ao facto dos pavimentos serem flexíveis, origina a existência de um grande número de modos locais correspondendo essencialmente a configurações verticais dos elementos laminares que simulam os respetivos pavimentos. Devido a este facto, foram determinados os 30 primeiros modos em que se obteve uma mobilização de massa de 99,7% em X, 78,3% em Y e 38,8% em Z. Como será efetuada uma análise por *pushover* com a configuração correspondente aos primeiros modos de translação em cada direção, o número de modos determinados numericamente é um pouco irrelevante.

Tabela 5.12 – Frequências próprias e percentagens de massa modal mobilizada determinadas no modelo numérico do SAP 2000

Modo numérico	Configuração	Frequência (Hz)	Massa X	Massa Y	Massa Z
1	1º modo de translação segundo X	4,13	0,886	0,000	0,000
6	1º modo de rotação	10,58	0,000	0,000	0,000
7	1º modo de translação segundo Y	11,20	0,000	0,782	0,000
12	2º modo de translação segundo X	12,96	0,100	0,000	0,000
21	3º modo de translação segundo X	24,77	0,012	0,000	0,000

Tabela 5.13 – Primeiras 3 configurações modais determinadas com o modelo numérico do SAP2000

Modo e frequência	Alçado Principal	Planta
1º modo de translação segundo X 4,13 Hz		
1º modo de translação segundo Y 11,20 Hz		
1º modo de rotação 10,58 Hz		

Posteriormente foi efetuada uma análise por *pushover* em cada direção horizontal, considerando duas situações correspondentes a uma aplicação uniforme e outra à primeira configuração modal de translação respectiva. Para efetuar esta análise foi necessário inserir no modelo as rótulas plásticas com os esforços resistentes apresentados anteriormente. Com base nestes elementos foi possível obter as curvas de capacidade que se apresentam na Figura 5.10 relativamente à direção X e na Figura 5.11 em relação à direção Y.

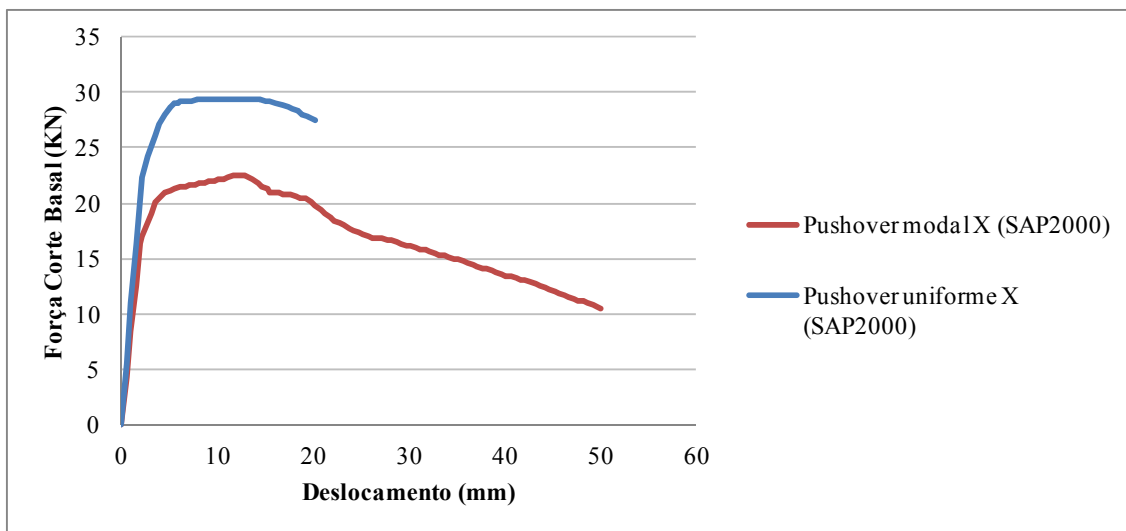


Figura 5.10 - Curvas de capacidade relativas às situações de *pushover* modal e uniforme segundo a direção X

Verifica-se que a curva de capacidade na direção X (transversal) devida ao *pushover* uniforme apresenta uma força de corte basal superior, atingindo o valor máximo de 29,4kN para um deslocamento do nó de controlo de 13,6mm, enquanto aplicando o primeiro modo de translação obtém-se uma força de corte basal máxima de 22,6kN para um deslocamento do nó de controlo de 12,5mm. As forças máximas de corte basal ocorrem sensivelmente para o mesmo deslocamento, com uma diferença inferior a 10%. Prosseguindo o cálculo o colapso total da estrutura ocorre, para a situação do *pushover* uniforme para um deslocamento de 49,9mm e uma força de 10,5kN, e para a situação do *pushover* modal para um deslocamento de 20,3mm para uma força de corte basal de 27,4kN.

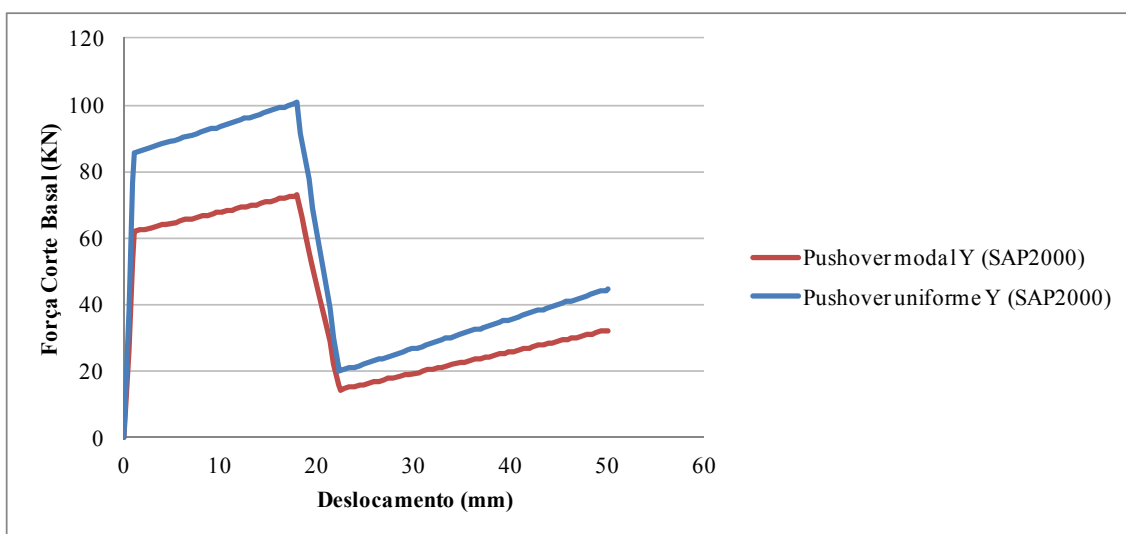


Figura 5.11 - Curvas de capacidade relativas às situações de *pushover* modal e uniforme segundo a direção Y

Na situação de análise segundo a direção Y, ocorre o oposto do observado para a direção X uma vez que a curva de capacidade gerada pela análise de *pushover* uniforme revela uma força de corte basal superior à curva de capacidade gerada pela análise de *pushover* modal. Através da análise de *pushover* modal obtém-se um valor máximo de força de corte basal de 72,9kN para um deslocamento do ponto de controlo de 17,9mm, e o deslocamento a atingir os 50,0mm, valor limite considerado no cálculo, sem originar o colapso da estrutura.

A curva de capacidade da análise uniforme apresenta um valor máximo da força de corte basal da estrutura de 100,6kN para um deslocamento do ponto de controlo de 17,9mm. O deslocamento máximo do ponto de controlo foi também de 50mm à semelhança do referido para a análise uniforme.

Os valores máximos de força de corte basal apesar de um pouco diferentes ocorrem para o mesmo valor de deslocamento.

Da Figura 5.12 à Figura 5.16 apresenta-se a evolução da análise de *pushover* modal segundo a direção X, destacando-se os passos em que se verificou a formação de novas rótulas ou alteração do estado das já existentes, com a indicação do deslocamento no ponto de controlo designado abreviadamente por dx, e a força de corte basal designada abreviadamente como Fx.

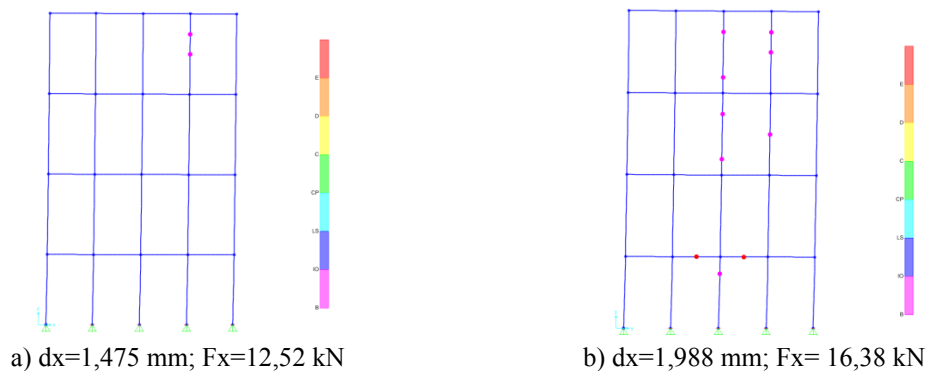


Figura 5.12 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção X, passos 1 (a) e 3 (b)

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

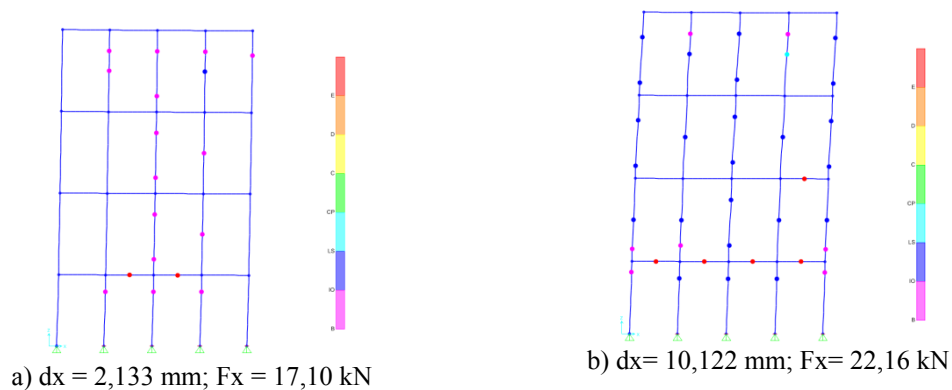


Figura 5.13 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção X, passos 5 (a) e 20 (b)

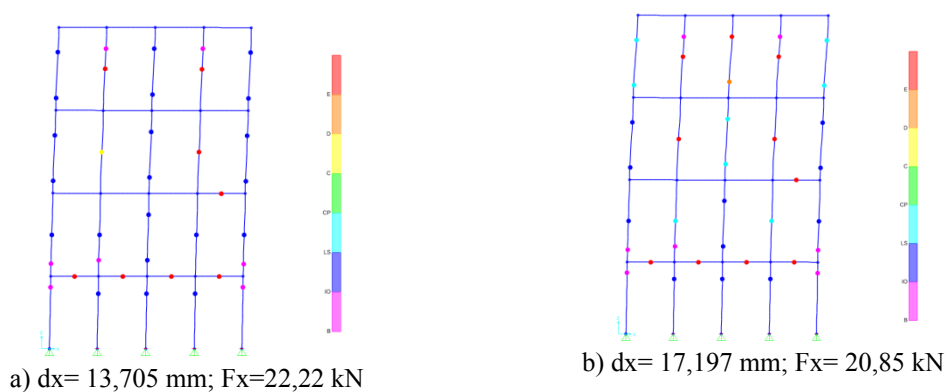


Figura 5.14 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção X, passos 27 (a) e 35 (b)

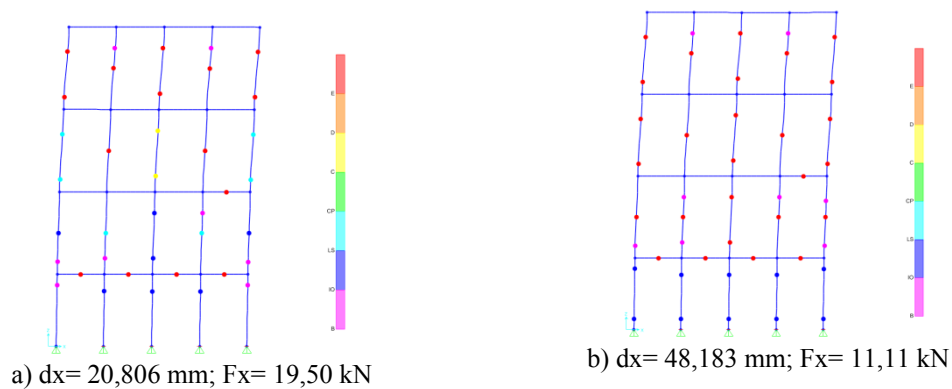


Figura 5.15 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção X, passos 43 (a) e 98 (b)

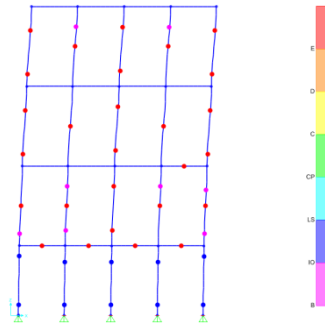


Figura 5.16 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção X, passo 102 ( $dx=49,954$  mm,  $F_x=10,53$  kN)

Esta evolução do dano das rótulas para o *pushover* modal segundo X, estão na Figura 5.17 sobrepostas com a curva de capacidade resultante por forma a identificar no seu andamento os instantes acima demonstrados.

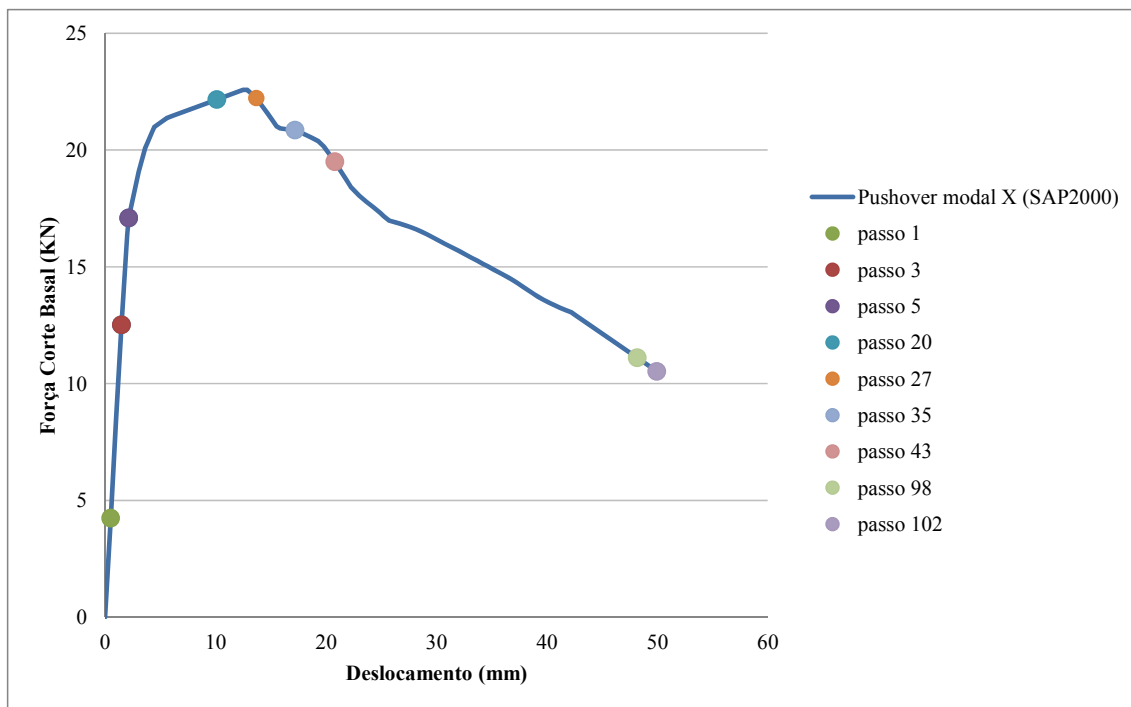


Figura 5.17 - Curva de capacidade obtida pelo *pushover* modal segundo a direção X com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas

Relativamente às empenas, não ocorreu a formação de rótulas plásticas durante toda a análise.

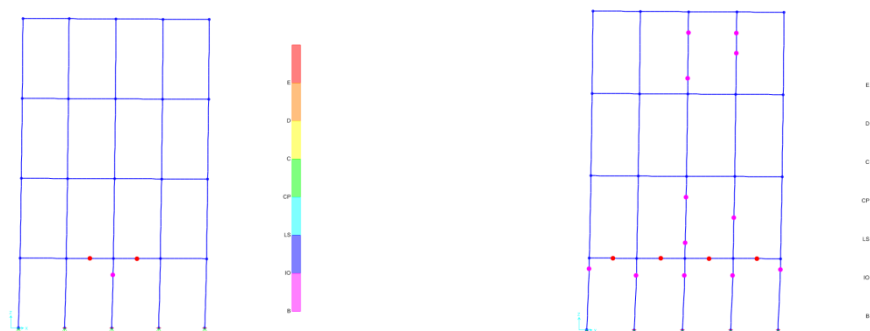
Verifica-se que as rótulas de corte são as primeiras a serem formadas nos elementos verticais do topo da estrutura, surgindo logo de seguida o colapso das rótulas plásticas nos dois elementos horizontais ligados ao nêmo central do piso 1. A formação de rótulas plásticas continua ao longo de todos os lintéis da fachada do primeiro piso seguindo-se rótulas de flexão ao nível dos nêmos do segundo piso (S1).

Verifica-se assim que no final do *pushover* modal a estrutura apresenta a maioria dos danos ao nível dos pisos elevados e nos nembos coincidentes com o eixo de simetria da fachada.

Comparativamente com os danos registados no modelo experimental, confirma-se os danos ocorridos ao nível do último piso, no entanto difere os danos verificados ao nível do piso térreo, uma vez que no modelo numérico, a análise *pushover* modal termina sem danos relevantes nestes elementos.

A curva de capacidade do *pushover* modal segundo a direção X atinge o valor de força de corte basal máxima de 22,6kN para um deslocamento de 12,5mm.

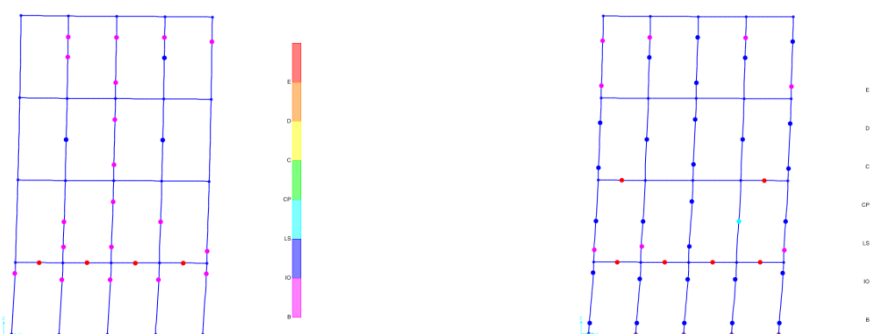
No *pushover* uniforme segundo a direção X o comportamento das rótulas plásticas está representado da Figura 5.18 à Figura 5.20.



a)  $dx= 1,669$  mm;  $F_x= 18,26$  kN

b)  $dx= 2,205$  mm;  $F_x= 22,33$  kN

Figura 5.18 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme segundo a direção X, passos 4 (a) e 5 (b)



a)  $dx= 3,454$  mm;  $F_x= 26,09$  kN

b)  $dx= 10,640$  mm;  $F_x= 29,39$  kN

Figura 5.19 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme segundo a direção X, passos 7 (a) e 23 (b)

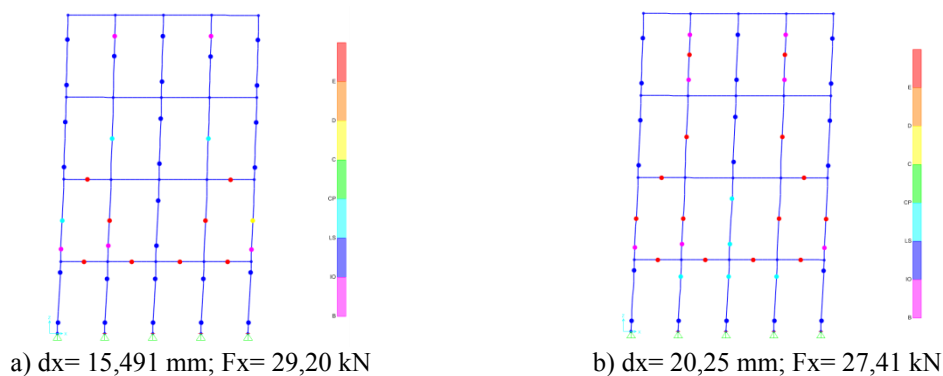


Figura 5.20 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme segundo a direção X, passos 33 (a) e 43 (b)

Na Figura 5.22, à semelhança do procedimento indicado para o *pushover* modal segundo a direção X, é possível identificar os passos mais significativos onde houve formação ou alteração do estado das rótulas plásticas da estrutura ao longo do desenvolvimento da curva de *pushover*.

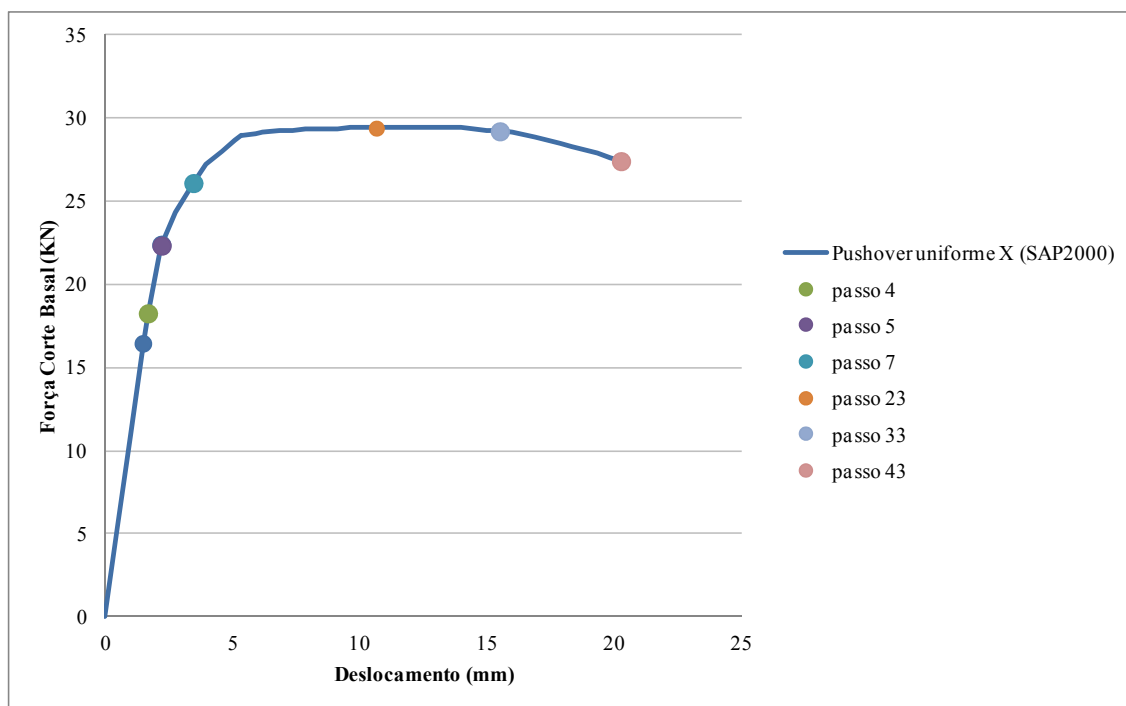


Figura 5.21 - Curva de capacidade obtida pelo *pushover* uniforme segundo a direção X com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas

À semelhança do verificado na análise anterior, no *pushover* uniforme na direção X não ocorreu a formação de rótulas plásticas nas empenas durante toda a análise. Também nesta situação as rótulas de corte são as primeiras a serem formadas incidindo

novamente sobre o eixo de simetria da fachada ocorrendo de seguida o colapso nas rótulas dos lintéis.

O comportamento das rótulas plásticas é semelhante ao já verificado na análise de *pushover* modal, no entanto, neste modelo ocorre o colapso de menos rótulas mas a rotura é mais brusca e precoce.

Comparativamente aos danos do modelo experimental, repete-se as diferenças relativamente aos danos ocorridos nos lintéis do piso térreo (S1), no entanto, confirma-se a grande ocorrência de danos ao nível do último piso, com a diferença de que enquanto o modelo experimental apresentava danos essencialmente ao nível dos lintéis, este modelo numérico apresenta danos apenas ao nível dos nembos.

Pela análise *pushover* uniforme segundo X, a curva de capacidade atinge o valor máximo de força de corte basal de 29,44kN para um deslocamento de 13,635mm.

Relativamente à direção Y, o desenvolvimento das rótulas plásticas encontra-se representado da Figura 5.22 à Figura 5.25 ao longo *pushover* modal segundo a direção Y. Nestas figuras está representado o deslocamento no ponto de controlo na direção Y,  $d_y$ , e  $F_y$  representa o valor do corte basal na mesma direção Y.

Optou-se por apresentar primeiro a ocorrência das rótulas plásticas nas empenas uma vez que estas estão no plano de ação, enquanto as fachadas apenas serão solicitadas para fora do plano ao longo nas análises *pushover* em Y.

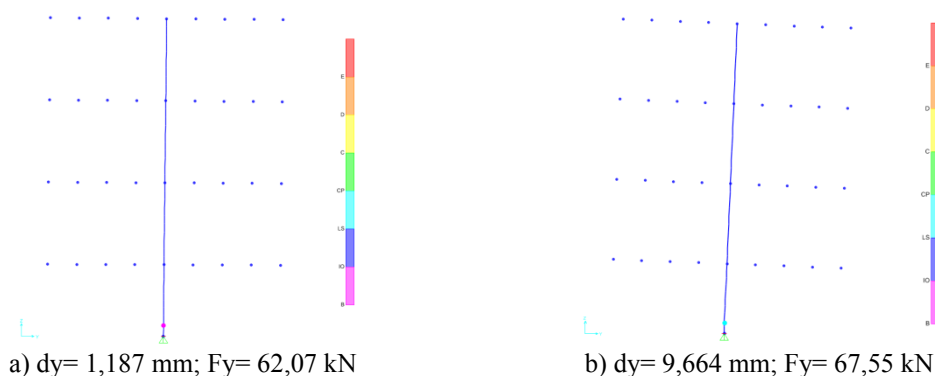


Figura 5.22 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o *pushover* modal segundo a direção Y, passos 3 (a) e 18 (b)

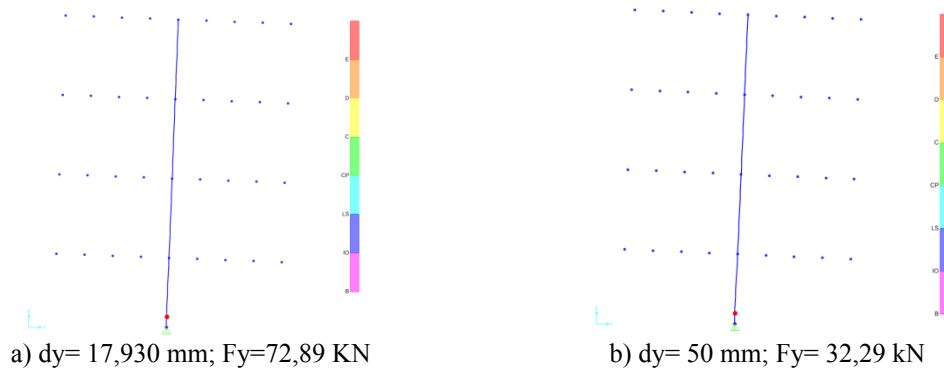


Figura 5.23 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o *pushover* modal segundo a direção Y, passos 35 (a) e 98 (b)

Relativamente à ocorrência de rótulas plásticas nas fachadas ao longo da análise *pushover* modal segundo a direção Y, o colapso apenas ocorre devido ao derrubamento ou deslizamento, por esta razão as rótulas plásticas não apresentam um andamento significativo, estando representadas na Figura 5.24 e Figura 5.25.

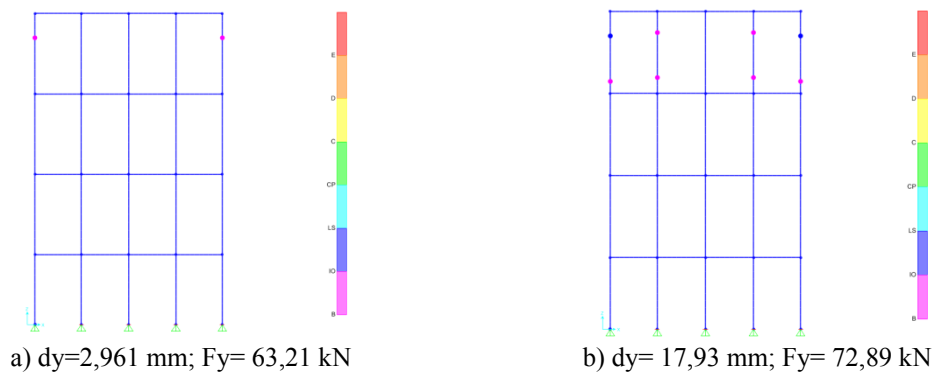


Figura 5.24 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção Y, passos 6 (a) e 30 (b)

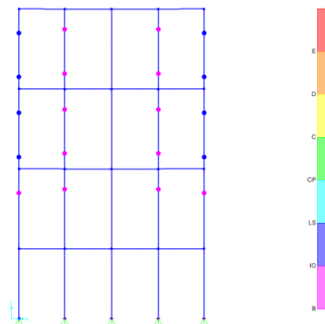


Figura 5.25 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* modal segundo a direção Y, passo 98 ( $dy= 50 \text{ mm}$ ;  $F_y= 32,29 \text{ kN}$ )

Na Figura 5.26, são identificados os instantes em que ocorrem a formação ou a alteração de estado das rótulas plásticas da estrutura ao longo do desenvolvimento da curva de *pushover*.

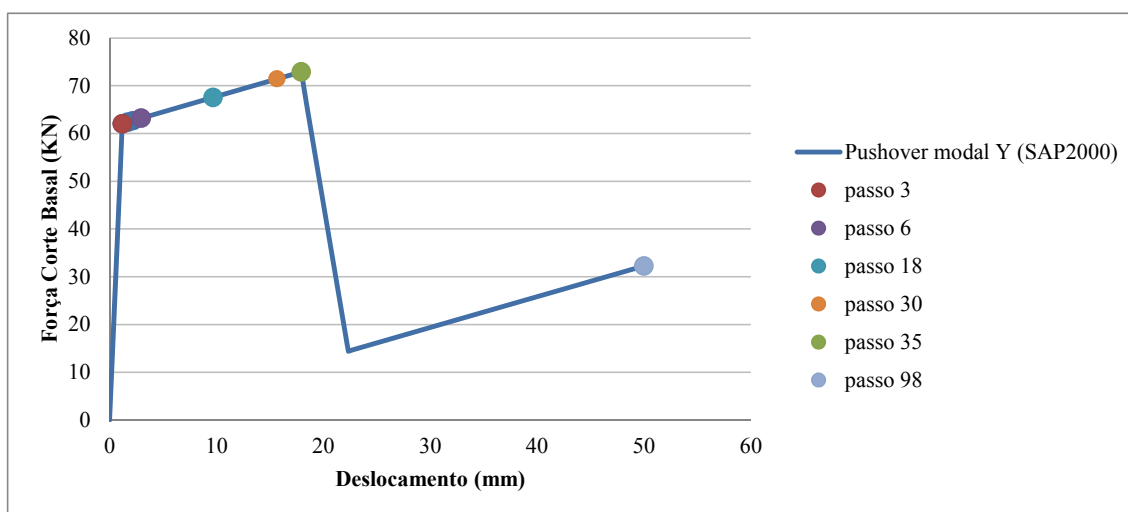


Figura 5.26 – Curva de capacidade obtida pelo *pushover* modal segundo a direção Y com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas

Na análise *pushover* modal segundo a direção não se verificou a formação de rótulas plásticas de flexão nas empenas, no entanto, e ao contrário do que aconteceu na análise segundo X, nos elementos das fachadas do edifício formou-se essencialmente rótulas de flexão, não ocorrendo o colapso em nenhuma delas.

O desenvolvimento da curva de capacidade do modelo para a análise modal segundo a direção Y atinge o valor máximo de 72,9kN para um deslocamento de 17,9mm.

A inclinação demonstrada após o colapso das rótulas das empenas, deve-se à rigidez das paredes da fachada.

Para a análise *pushover* uniforme segundo Y, a sequência da formação das rótulas plásticas expõem-se da Figura 5.27 à Figura 5.30.

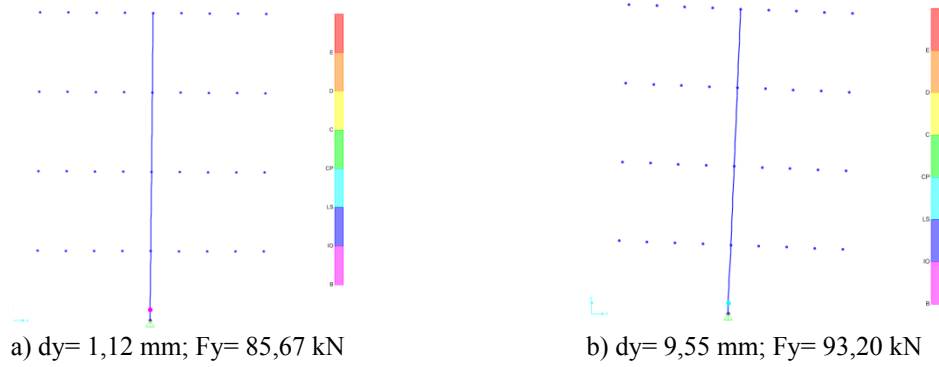


Figura 5.27 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o *pushover* uniforme segundo a direção Y, passos 3 (a) e 18 (b)

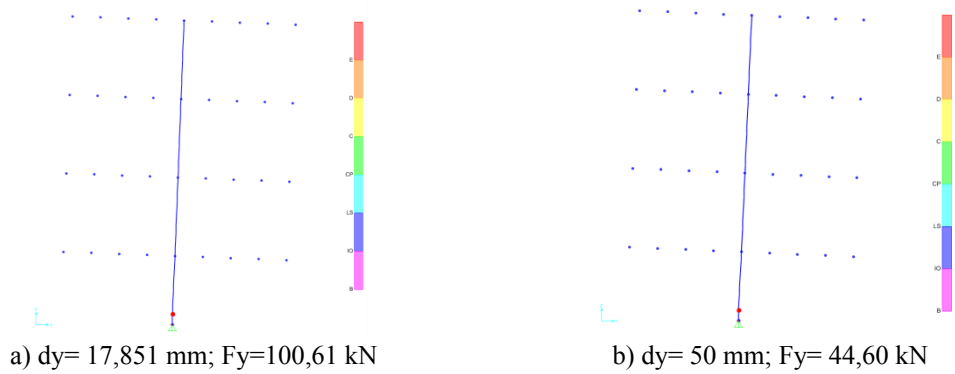


Figura 5.28 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de empena para o *pushover* uniforme segundo a direção Y, passos 35 (a) e 99 (b)

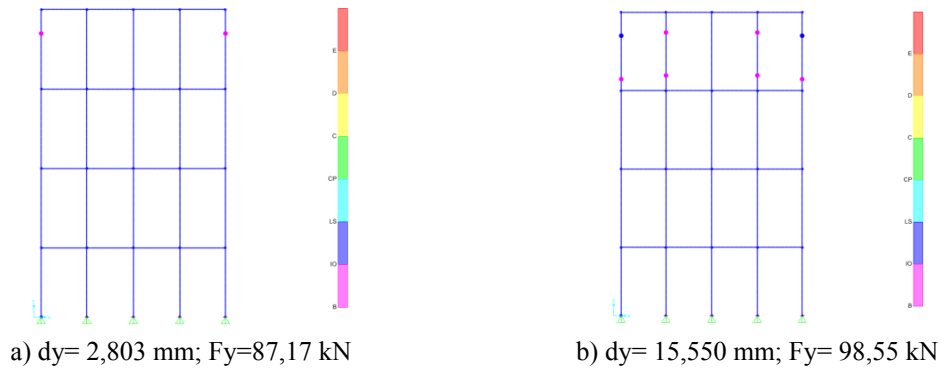


Figura 5.29 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme segundo a direção Y, passos 6 (a) e 30 (b)

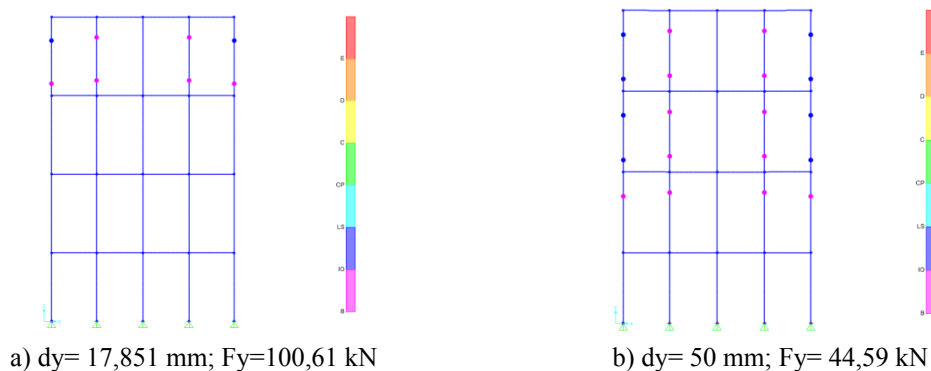


Figura 5.30 – Estado das rótulas plásticas nos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme segundo Y, passos 35 (a) e 99 (b)

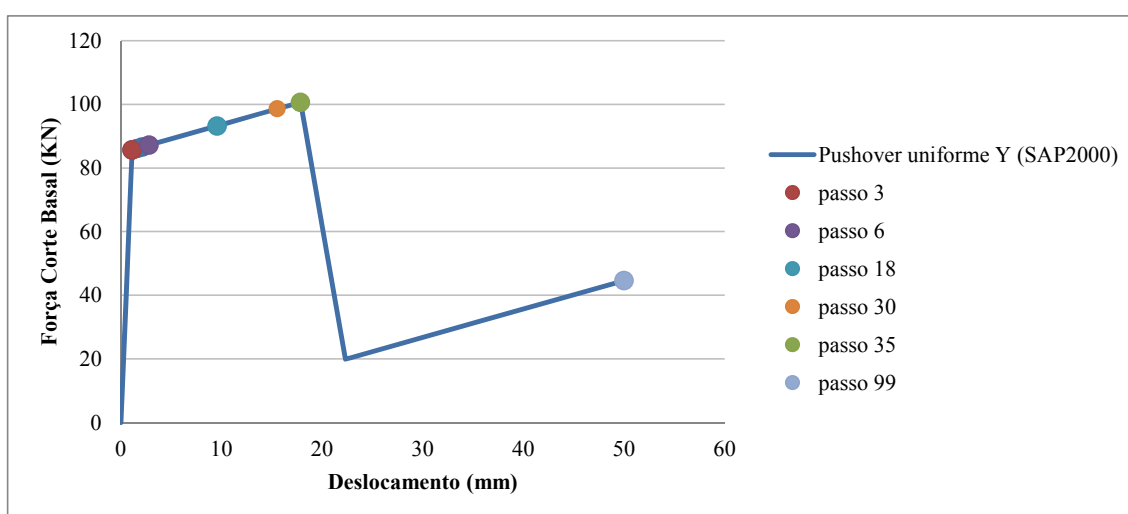


Figura 5.31 - Curva de capacidade obtida pelo *pushover* uniforme segundo a direção Y com indicação dos instantes onde ocorrem as rótulas plásticas

Nos elementos da empena só são formadas rótulas plásticas de corte e colapso no elemento junto à base, para um deslocamento de cerca de 50 mm. Pode-se verificar que as rótulas plásticas surgem e alteram-se nos mesmos passos da análise modal, fazendo prever um comportamento semelhante ao nível das fachadas, visíveis nas figuras apresentadas.

Como nas situações anteriores ocorre essencialmente a formação de rótulas de flexão nos nembos do topo das fachadas, não havendo evolução significativa ou colapso de nenhuma das rótulas. No final da análise (Figura 5.28b) não ocorre o colapso de nenhuma das rótulas.

Através da análise da curva de capacidade com indicação das rótulas plásticas, verifica-se que a estrutura altera fortemente a sua capacidade após o surgimento da primeira rótula plástica na empena (Figura 5.27a) desenvolvendo-se um patamar linear até atingir

a força de corte basal máxima ( $F_y=100,6\text{kN}$ ) onde ocorre o colapso da única rótula plástica formada.

## 5.4 Modelo TREMURI

### 5.4.1 Descrição do modelo numérico

O programa TREMURI está direcionado para estruturas com paredes resistentes de alvenaria de pedra, pelo que deixa de ser necessário a criação de pórticos equivalentes, e a determinação dos valores dos esforços resistentes dos elementos para a definição das rótulas plásticas, facilitando por isso a análise da estrutura podendo aumentar a fiabilidade dos resultados.

Este programa é composto unicamente pelo módulo de processamento e visualização de resultados, pelo que é necessário efetuar o pré-processamento dos dados, que poderá ser realizado com o módulo 3Muri. Este módulo facilita a geração do ficheiro de dados para o módulo de processamento (TREMURI), sendo inseridos todos os dados para a definição da estrutura, como sejam, geometria dos elementos verticais e horizontais, propriedades dos diferentes materiais, etc. Na Figura 5.32 apresenta-se uma vista do modelo numérico desenvolvido no TREMURI.

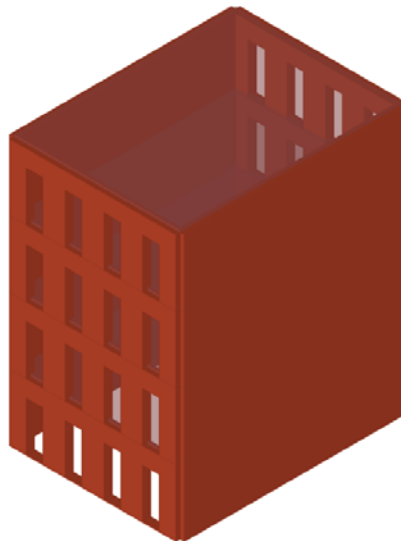


Figura 5.32 - Vista modelo numérico desenvolvido no TREMURI

Na Figura 5.33 e Figura 5.34 está representada a numeração dos elementos, constituintes dos pórticos de fachada e de empena, respetivamente. Nestas figuras estão representados os elementos de alvenaria verticais e horizontais, os nós, etc.

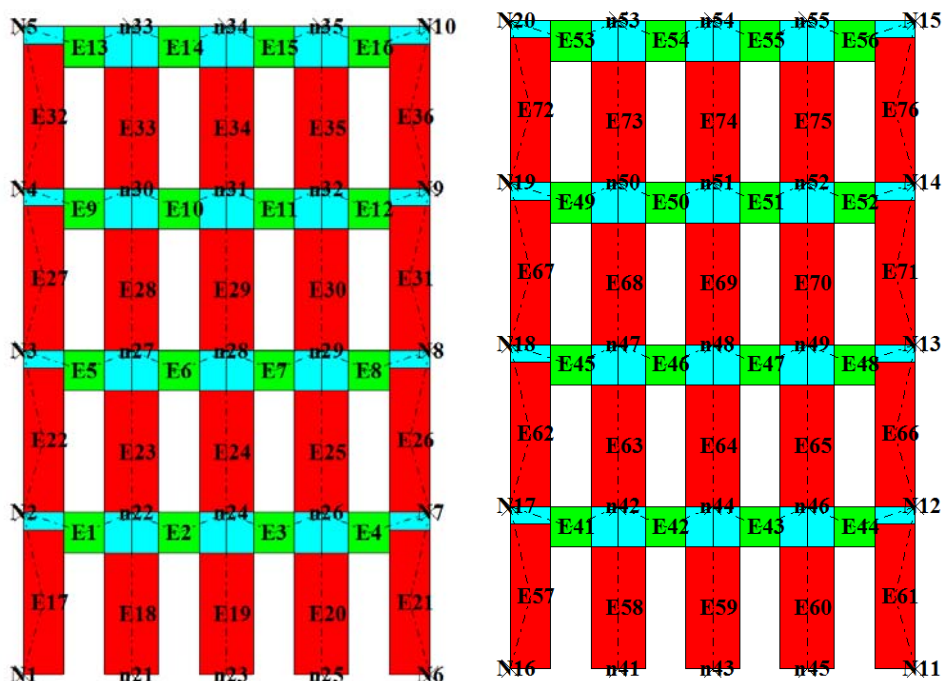


Figura 5.33 – Numeração dos elementos dos pórticos das fachadas principal e de tardoz do modelo do TREMURI

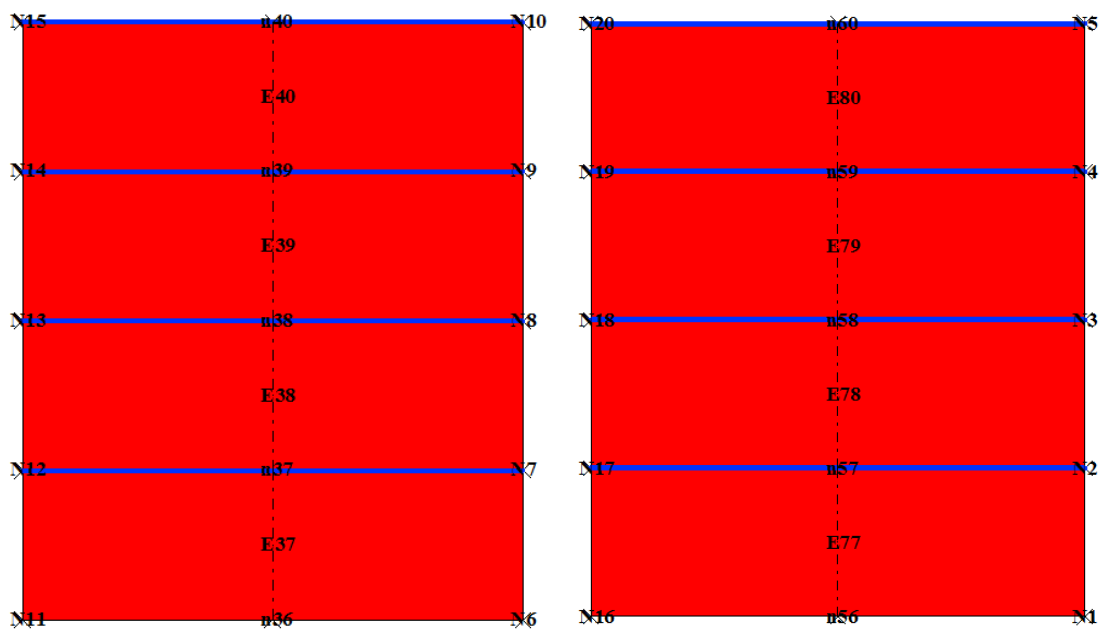


Figura 5.34 - Numeração dos elementos dos pórticos das empenas do modelo do TREMURI

Após a geração do modelo no 3Muri que gera um ficheiro ASCII, é necessário inserir as opções do tipo de cálculo para que seja possível a sua análise. No presente estudo foi efetuada a análise modal, e das duas análises *pushover* (uniforme e triangular).

### 5.4.2 Propriedades dos materiais e dos elementos

Na Tabela 5.14 resumem-se as propriedades mecânicas consideradas nos elementos de alvenaria do modelo numérico. Os valores considerados tiveram por base os ensaios de caracterização do material usado na construção do modelo experimental, sendo posteriormente manipulados por forma a aproximar os resultados da análise modal aos obtidos experimentalmente.

Tabela 5.14 - Propriedades mecânicas consideradas nos elementos de alvenaria do modelo numérico

Alvenaria		
Massa Volúmica	$m_{vol}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 081,2
Módulo de Elasticidade	E (kN/m <sup>2</sup> )	750 000
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,0
Resistência a Compressão	$F_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	880
Resistência ao Corte por Deslizamento	$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	80
	$\mu$	0,449

Relativamente aos pavimentos, o 3Muri permite a introdução dos dados relativos aos pavimentos com propriedades ortotrópicas, no entanto a introdução dos dados foi feita de forma análoga à realizada no capítulo 5.3.1 e introduzida no ficheiro txt gerado pelo *software* 3Muri.

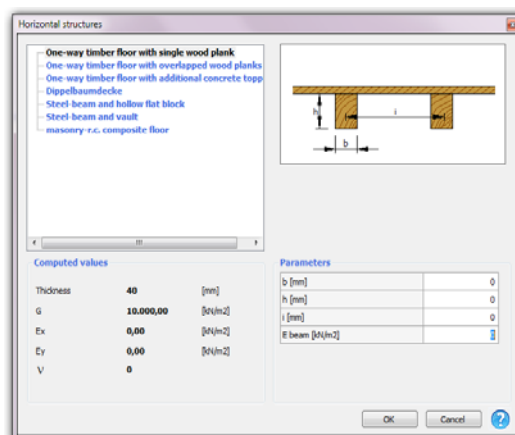


Figura 5.35 - Janela de introdução das propriedades mecânicas de pavimentos ortotrópico

O facto de não ser necessário a introdução exhaustiva dos valores dos esforços resistentes para a definição das rótulas plásticas contribui para uma diminuição do erro na análise, rapidez do processo, minimização das aproximações e estimativas das leis de comportamento dos elementos estruturais.

As propriedades mecânicas consideradas no modelo numérico foram calibradas de modo a ajustar a análise modal com os resultados obtidos experimentalmente.

### **5.4.3 Resultados**

Numa primeira fase foram determinadas as frequências próprias e respectivas configurações modais cujos resultados principais são apresentados nas Tabela 5.15 e Tabela 5.16, respectivamente. O primeiro modo global do modelo corresponde à translação segundo X para uma frequência de 4,13 Hz, mobilizando cerca de 79,6% da massa total. O segundo modo corresponde a uma configuração de rotação para uma frequência de 7,41 Hz, e o primeiro modo de translação segundo Y surge para uma frequência de 9,48 Hz, mobilizando cerca de 71,6% da massa total.

Tabela 5.15 - Frequências próprias e percentagens de massa modal mobilizada determinadas no modelo numérico do TREMURI

Modo	Configuração	Frequência (Hz)	Massa X	Massa Y	Massa Z
1	1º modo de translação segundo X	4,13	0,796	0,000	0,000
2	1º modo de rotação	7,41	0,000	0,000	0,000
3	1º modo de translação segundo Y	9,48	0,000	0,716	0,000
4	2º modo de translação segundo X	12,01	0,097	0,000	0,000
5	3º modo de translação segundo X	18,87	0,023	0,000	0,000
6	2º modo de rotação	20,72	0,000	0,000	0,000
10	2º modo de translação segundo Y	26,88	0,000	0,165	0,000
11	3º modo de rotação	30,68	0,000	0,000	0,000
13	3º modo de translação segundo Y	41,12	0,000	0,009	0,000

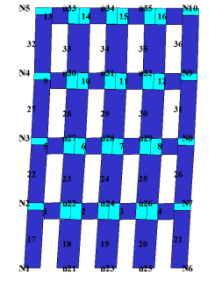
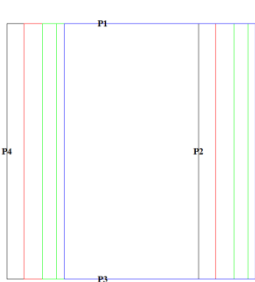
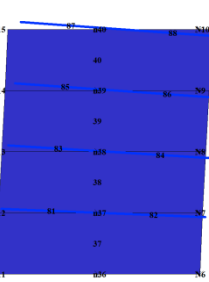
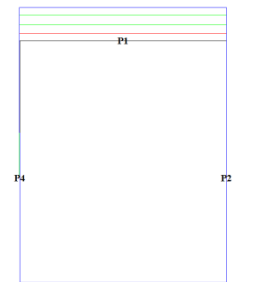
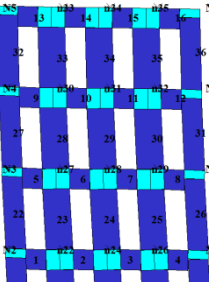
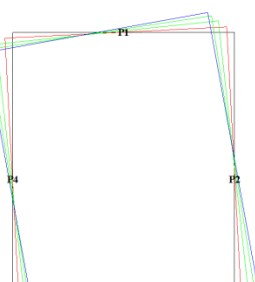
Demonstrando os valores resultantes da análise modal obtida no programa TREMURI, verificamos que a frequência de vibração correspondente ao modo transversal coincide, sendo esta a mais significativa para uma análise deste tipo.

Relativamente aos restantes modos, os valores díspares justificam-se pelo facto de, além dos elementos não representarem com o rigor devido o comportamento das empenas uma vez que foi considerado um macroelemento para cada andar da parede de empena, o tipo de análise realizada é diferente em virtude dos modelos numéricos utilizados serem diferentes.

Na análise modal realizada foram mobilizadas percentagens de massa acumulada no total dos 30 modos de 92,2% de massa em X, 92,1% de massa em Y e 89,3% de massa em Z.

As configurações modais dos primeiros modos de vibração são apresentadas na Figura 5.16. Devido à impossibilidade do TREMURI permitir a visualização tridimensional das configurações modais, apresenta-se vistas planas relativas aos alçados principal e à planta do modelo.

Tabela 5.16 - Primeiras 3 configurações modais determinadas com o modelo numérico do TREMURI

Modo e frequência	Alçado	Planta
<p>1º modo de translação segundo X 4,13 Hz</p>	 <p>Fachada</p>	
<p>1º modo de translação segundo Y 9,48 Hz</p>	 <p>Empena</p>	
<p>1º modo de rotação 7,41 Hz</p>	 <p>fachada</p>	

No TREMURI foram realizadas dois tipos de análise *pushover*, uma com um perfil de acelerações uniforme em altura, idêntica à realizada no SAP2000, e outra com um perfil de acelerações triangular dado que o programa não oferece a possibilidade de realizar uma análise de *pushover* do tipo modal tal como no SAP2000.

Na Figura 5.36 apresentam-se as curvas de capacidade do modelo sujeito às análises *pushover* uniforme e triangular segundo a direção X.

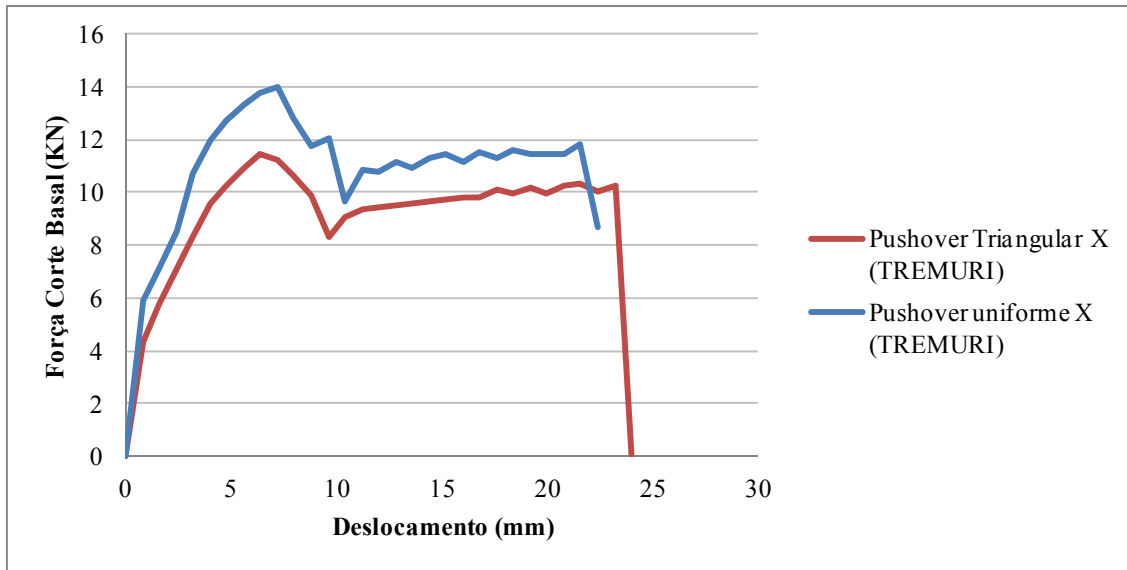


Figura 5.36 - Curvas de capacidade relativas às situações de *pushover* triangular e uniforme segundo a direção X

Observando a Figura 5.36, verifica-se que a análise de *pushover* uniforme conduz a valores da força de corte basal superiores ao caso da análise de *pushover* triangular.

Para a análise *pushover* uniforme atingiu-se um valor máximo da força de corte basal de 14,0kN para um deslocamento de 7,2mm, enquanto na análise triangular atingiu-se um valor máximo de 11,5kN, para um deslocamento de 6,4mm. Os valores de deslocamento máximo no ponto de controlo são semelhantes para as duas análises, tendo-se atingido 22,4mm e 24mm para as situações triangular e uniforme, respetivamente.

Relativamente à direção Y, foram efetuadas os mesmos tipos de análise cujas curvas de capacidade são apresentadas na Figura 5.37.

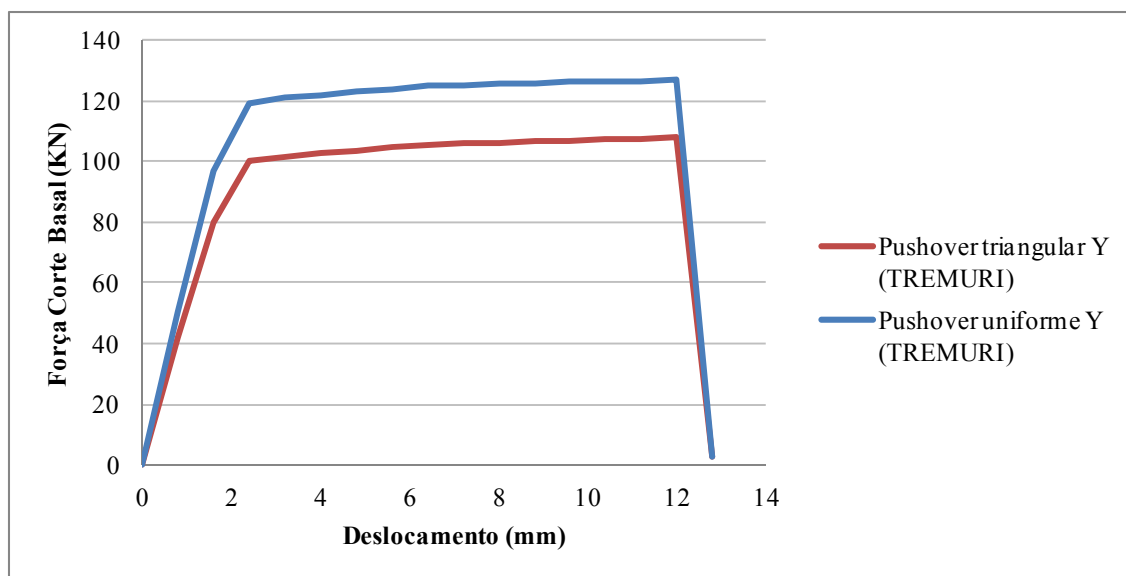


Figura 5.37 - Curva de capacidade relativas às situações de *pushover* triangular e uniforme segundo a direção Y

A análise uniforme mantém-se com valores de força de corte basal superiores à análise triangular, tendo neste caso valores de deslocamento iguais. A análise *pushover* uniforme atinge um valor máximo de corte basal de 126,85 kN para um deslocamento de 12,0mm, enquanto na análise *pushover* triangular desenvolve-se até um valor máximo de força de corte basal de 107,9kN para um deslocamento correspondente de 12mm.

Da Figura 5.39 à Figura 5.41 apresenta-se a evolução do cálculo de *pushover* triangular segundo a direção X, com representação do estado de cada elemento. A representação foi efetuada de acordo com escala cromática apresentada na Figura 5.39.

- Rotura por corte;
- Rotura por flexão;
- Elementos sem compressão;
- Nó rígido;
- Dentro do patamar elástico

Figura 5.38 – Legenda cromática da representação de danos (Lagomarsino S., 2013)

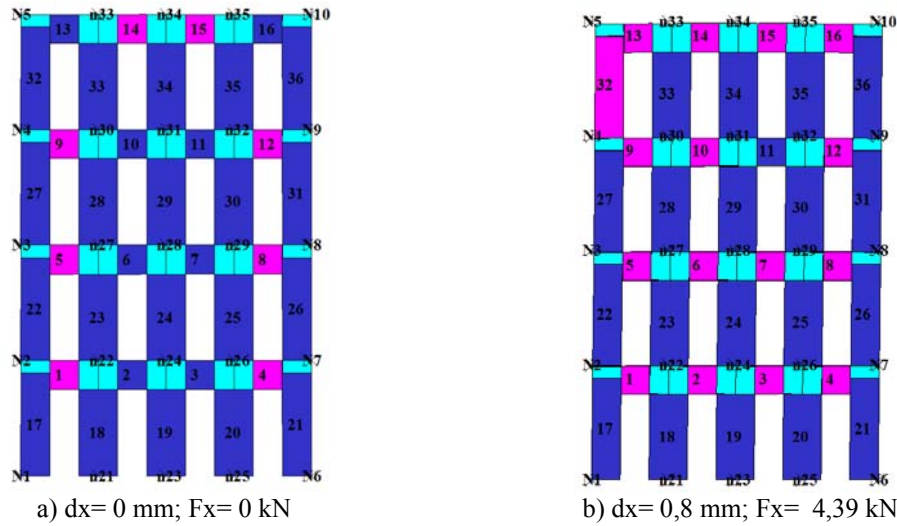


Figura 5.39 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* triangular na direção X, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 1 (b)

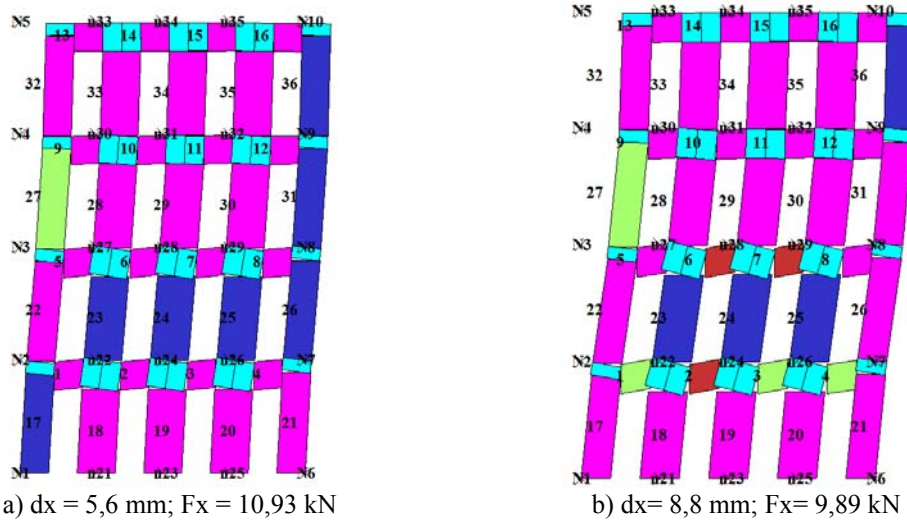


Figura 5.40 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* triangular na direção X, passo 2; sub-passo 7 (a) e passo 2; sub-passo 11 (b)

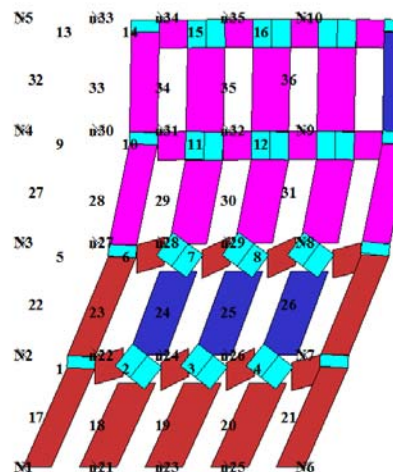


Figura 5.41 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* triangular na direção X, passo 2; sub-passo 30  $dx=24$  mm;  $F_x=0,12$  kN

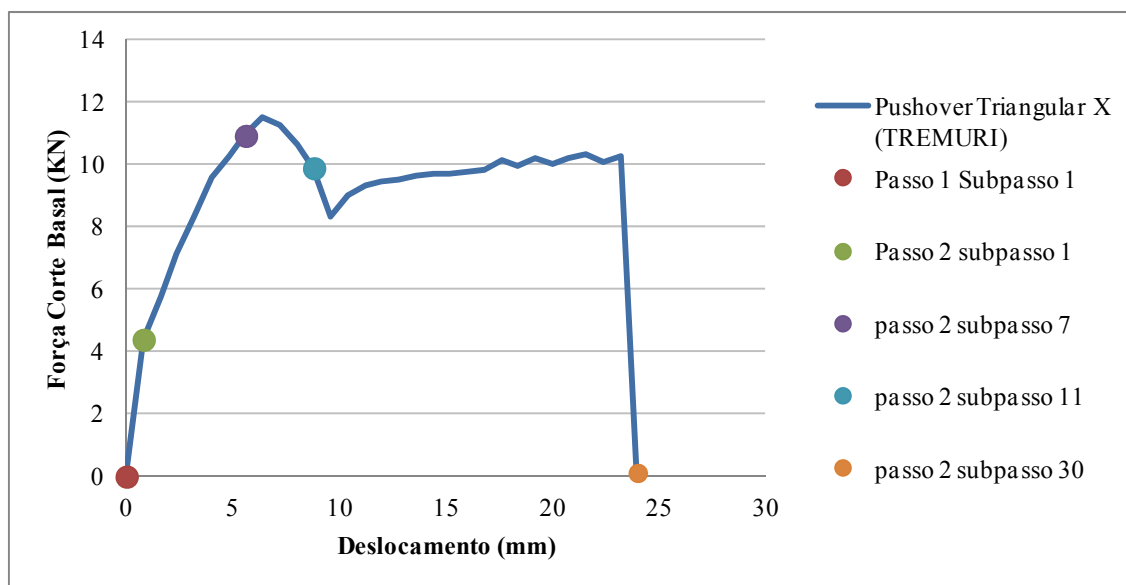


Figura 5.42 - Curva de capacidade obtida na análise de *pushover* triangular segundo a direção X no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas

Nas empenas, não ocorre a formação de rótulas plásticas durante a análise *pushover* triangular, não se justificando por isso a sua representação tal como ocorreu nas análises segundo X anteriores.

Numa breve comparação entre os danos gerados pela análise *pushover* triangular segundo X e os danos obtidos no modelo ensaiado na plataforma sísmica, existem mais semelhanças, nomeadamente ao nível dos danos ocorridos nos nembos do piso térreo. Relativamente aos lintéis do último piso, mantêm-se as diferenças do SAP2000, uma vez que ao contrário do colapso verificado no modelo experimental, a Figura 5.41 indica que não existe deformação ao nível dos mesmos.

O desenvolvimento da curva de capacidade atinge o valor máximo de força de corte basal de 11,5kN para um deslocamento 6,4mm.

Na Figura 5.43 e Figura 5.44 apresenta-se o andamento da deformação da estrutura ao longo da análise *pushover* uniforme segundo a direção X.

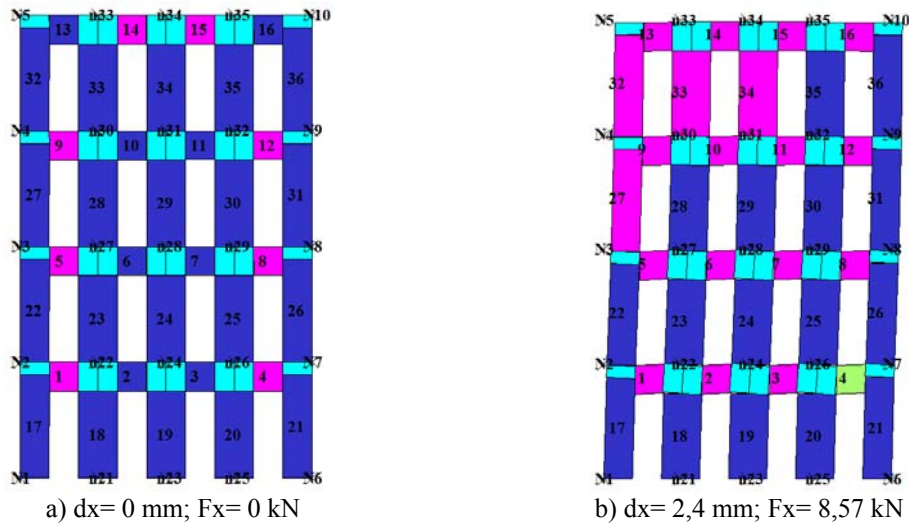


Figura 5.43 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme na direção X, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 3 (b)

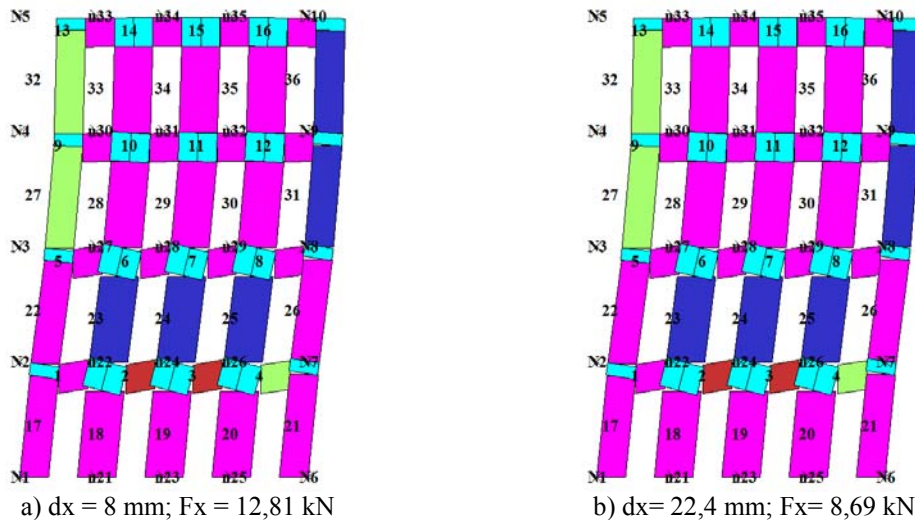


Figura 5.44 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme na direção X, passo 2; sub-passo10 (a) e passo2; sub-passo 28 (b)

Na Figura 5.46 à semelhança do procedimento indicado para o *pushover* anterior, é possível identificar os passos mais significativos onde houve formação ou alteração do estado das rótulas plásticas da estrutura ao longo do desenvolvimento da curva de *pushover*.

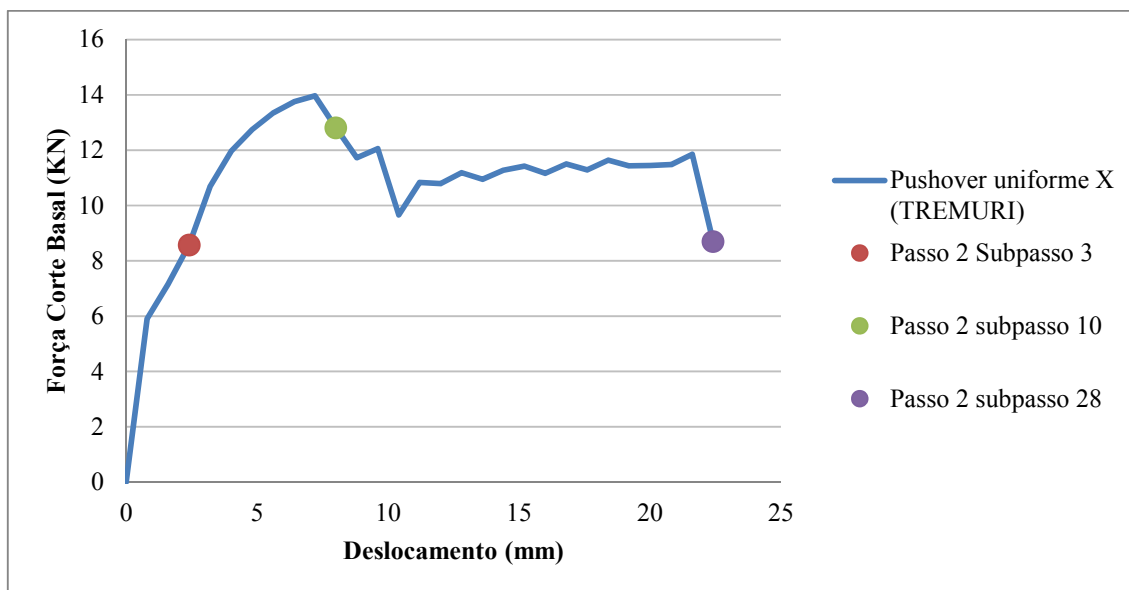


Figura 5.45 - Curva de capacidade obtida na análise de *pushover* uniforme segundo X no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas

Nas empenas, à semelhança do que ocorria na análise do SAP2000 e no *pushover* triangular, não ocorre a formação de rótulas plásticas durante a análise *pushover* uniforme, não se justificando por isso a sua representação.

Repetem-se novamente os danos ao nível dos elementos do piso térreo, porém ao contrário da deformada para o *pushover* triangular (Figura 5.41 b), desta vez os danos incidem essencialmente nos lintéis do piso térreo (S1).

A curva de capacidade atinge o valor máximo de força de corte basal de 14,0kN para um deslocamento de 7,2mm.

Em seguida será apresentada a sequência de deterioração das rótulas plásticas relativas ao *pushover* na direção Y. Por esta razão as figuras principais serão referentes às paredes de empena, porque estão no plano de aplicação da ação do *pushover*

Na Figura 5.46 e Figura 5.47 está representada a sequência de deformadas e estados dos elementos da estrutura ao nível das empenas.

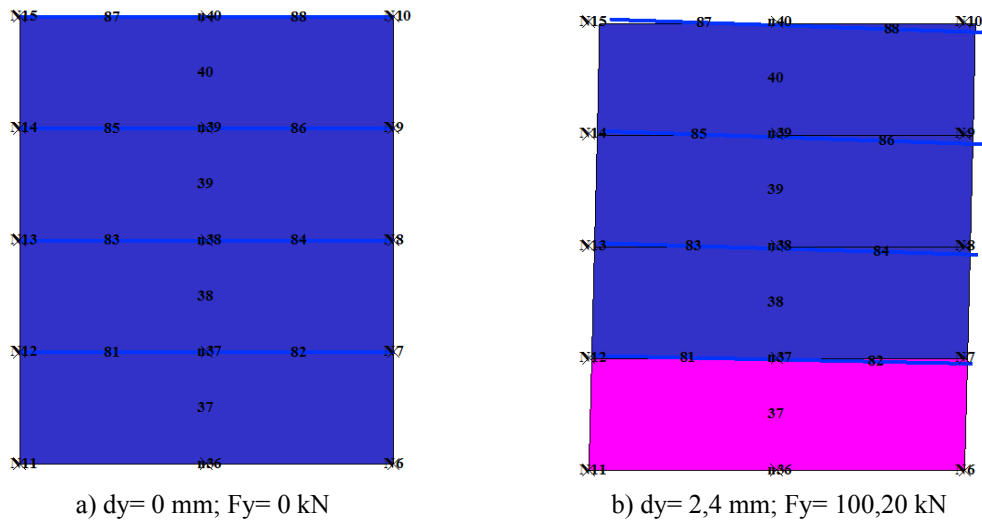


Figura 5.46 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o *pushover* triangular segundo a direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 3 (b)

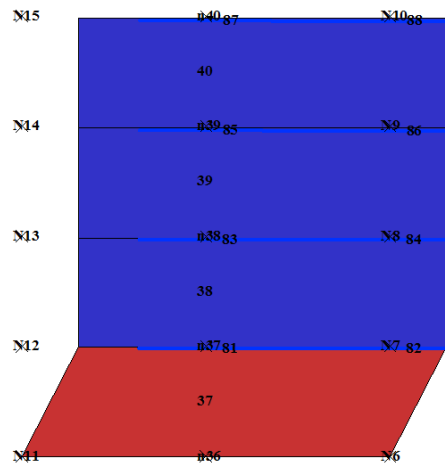


Figura 5.47 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o *pushover* triangular segundo a direção Y, passo 2; sub-passo16;  $dy= 12,8 \text{ mm}; F_y= 2,50 \text{ kN}$

Ao longo da análise, ocorreu também a formação de rótulas plásticas nas fachadas que estão representadas na Figura 5.48 e Figura 5.49.

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

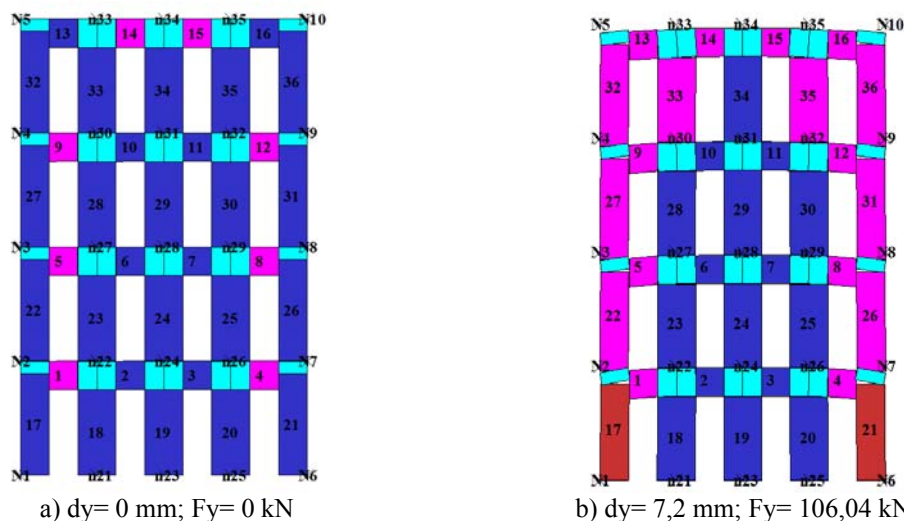


Figura 5.48 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* triangular na direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 9 (b)

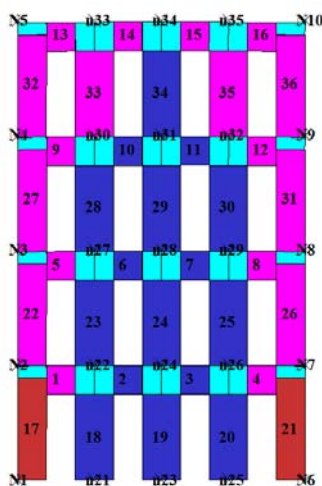


Figura 5.49 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* triangular segundo a direção Y, passo 2; sub-passo 16;  $dy= 12,8 \text{ mm}; F_y=2,50 \text{ kN}$

Na Figura 5.50 é possível identificar os passos mais significativos onde houve formação ou alteração do estado das rótulas plásticas da estrutura ao longo do desenvolvimento da curva de *pushover*.

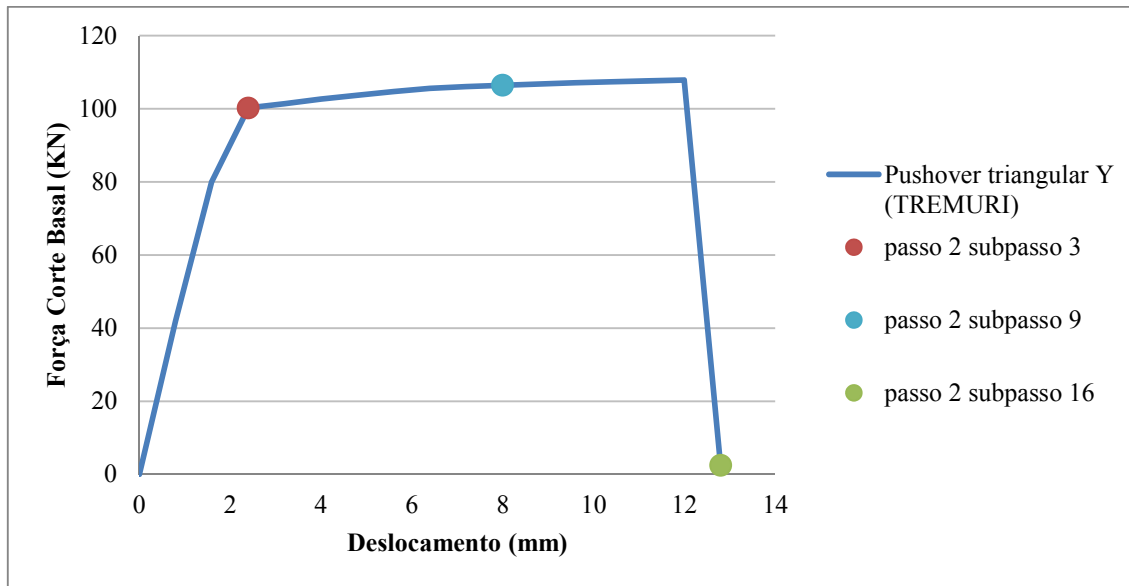


Figura 5.50 - Curva de capacidade obtida na análise de *pushover* triangular segundo Y no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas

A Figura 5.49 indica que todos os nembros exteriores da estrutura entraram em colapso com maior gravidade ao nível dos nembros exteriores do piso térreo. Esta situação corresponde à maior deformação das paredes de empena que por compatibilização incide mais nos nembros exteriores.

Esta deformada difere da experimental nas deformações ao nível do piso térreo e dos lintéis do último piso, no entanto, tal como os danos verificados no modelo experimental, os nembros interiores encontram-se menos danificados.

A curva de capacidade atinge um valor máximo de força de corte basal de 107,9kN para um deslocamento de 12,0mm.

Na Figura 5.51 e Figura 5.52 está a representação das deformadas ao longo da análise de *pushover* uniforme segundo a direção Y ao nível das empenas.

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

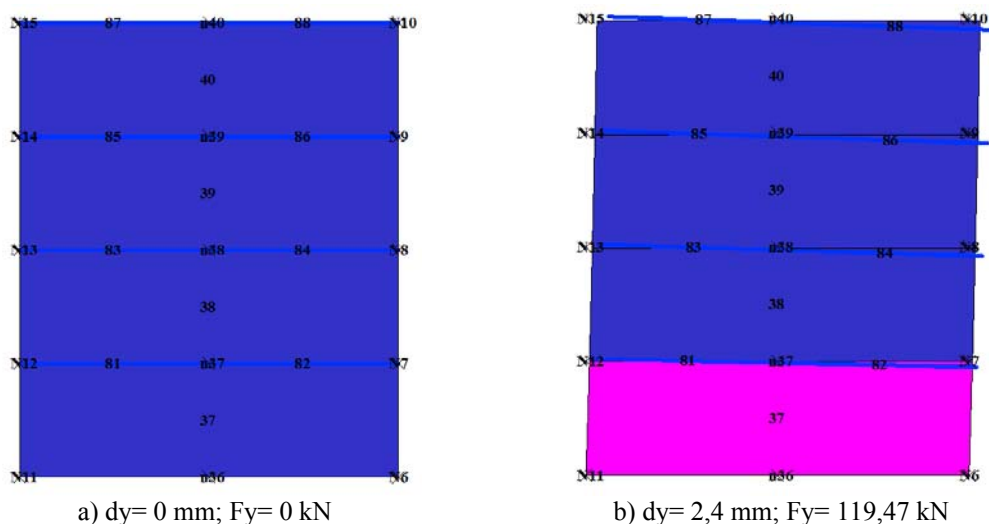


Figura 5.51 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o *pushover* uniforme na direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 3 (b)

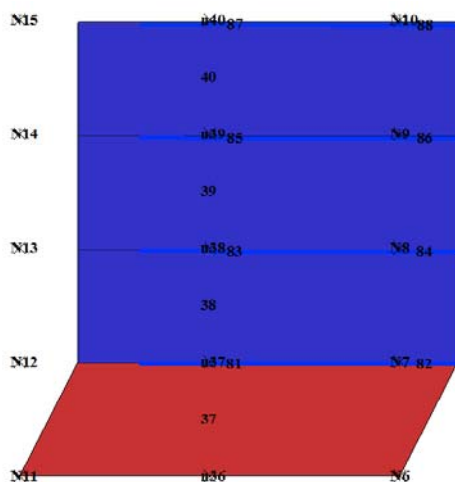


Figura 5.52 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de empena para o *pushover* uniforme na direção Y, passo 2; sub-passo16;  $d= 0,135 \text{ mm}$ ;  $F_y= 0,8\text{kN}$

À semelhança do ocorrido para análise triangular, as rótulas plásticas dos elementos das fachadas sofreram deformações, que estão representadas na Figura 5.53 e Figura 5.54, ocorrendo mesmo o colapso dos pilares exteriores do piso térreo.

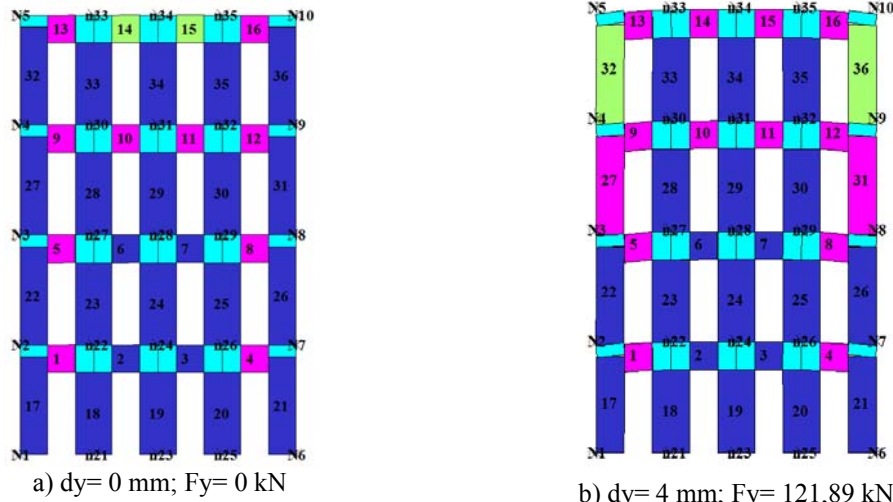


Figura 5.53 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme na direção Y, passo 1, sub-passo 1 (a) e passo 2, sub-passo 5 (b)

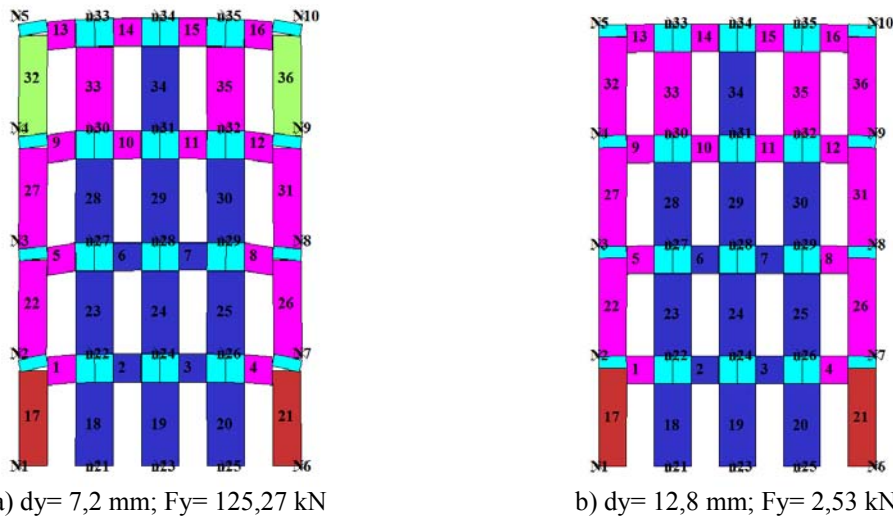


Figura 5.54 – Estado dos elementos de alvenaria dos pórticos de fachada para o *pushover* uniforme na direção Y, passo 2, sub-passo 9 (a) e passo 2, sub-passo 16 (b)

Na Figura 5.55 estão representados os passos na curva de capacidade da estrutura quando sujeita a uma análise de *pushover* uniforme segundo a direção Y.

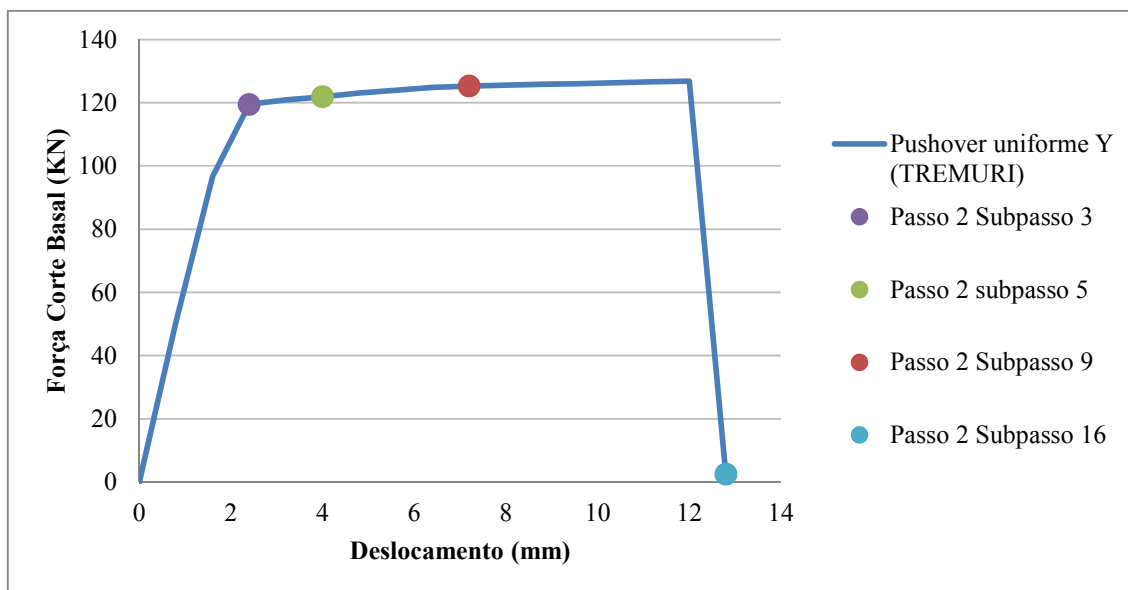


Figura 5.55 - Curva de capacidade obtida na análise de *pushover* uniforme segundo Y no programa TREMURI com indicação dos instantes em que ocorrem as rótulas plásticas

Revela-se assim que após a análise uniforme na direção Y, ocorreram apenas dois momentos em que houve a alteração do estado de deformação das rótulas plásticas: quando os nembos exteriores do último piso deixaram de estar à compressão e o colapso das colunas exteriores do piso térreo.

A curva de capacidade do modelo atinge o valor de força de corte basal máxima de 126,9kN para um deslocamento de 12,0mm.

Comparativamente aos danos verificados no modelo experimental, existem fortes semelhanças relativamente aos danos ocorridos nos lintéis do último piso e dos nembos do piso térreo, uma vez que em ambas as situações os danos dos nembos exteriores são mais gravosos que os interiores e os lintéis do último piso encontram-se colapsados.

Pela análise das deformadas no final de cada análise, não foi possível reproduzir os danos do modelo experimental ao nível das empenas, uma vez que o modelo numérico colapsa ao nível do piso térreo nas análises triangular e uniforme, enquanto o modelo experimental apresenta danos essencialmente no centro da empena, fazendo prever um maior dano ao nível dos elementos interiores, nomeadamente dos lintéis S2 e S3.

Relativamente às fachadas, as análises *pushover* segundo Y apresentam mais semelhanças com o modelo experimental, mais concretamente ao nível dos lintéis do último piso e dos nembos do piso térreo, enquanto a análise triangular segundo X apresenta colapso dos lintéis do segundo piso (S2) e a análise uniforme apresenta apenas o colapso dos lintéis interiores do piso térreo.

## 5.5 Comparação de Resultados

Na Tabela 5.17, apresenta-se a comparação das frequências próprias determinadas experimentalmente (Candeias, 2008) e numericamente através dos dois modelos desenvolvidos.

Tabela 5.17 – Comparação das frequências próprias identificadas experimentalmente determinadas com os modelos numéricos (Hz) e respectivas diferenças em percentagem

Modo	Experimental	SAP2000	ERRO EXP VS SAP	TREMURI	ERRO TREMURI VS EXP
1º modo de translação segundo X	4,1	4,13	0,007	4,13	0,000
2º modo de translação segundo X	15,5	12,96	0,164	12	0,074
1º modo de translação segundo Y	11,2	11,2	0,000	9,48	0,154
2º modo de translação segundo Y	15,1	34,3	0,560	24,76	0,278
3º modo de translação segundo Y)	19,7	50,69	0,611	45,62	0,100
1º modo de rotação/distorção	7	10,58	0,338	7,41	0,300

Verificou-se uma excelente aproximação nos valores obtidos numericamente para o primeiro modo de vibração, correspondente à translação segundo a direção X, em relação à identificação experimental. Em relação ao primeiro modo de translação segundo a direção Y, os resultados do TREMURI foram um pouco inferiores, indiciando uma deficiente modelação nesta direção, no entanto, este modelo apresenta uma boa aproximação relativamente ao modo de rotação. Esta discrepância aparentemente antagónica poderá ser explicada pelas dificuldades que surgiram na identificação experimental do modo de rotação (Figura 5.56).

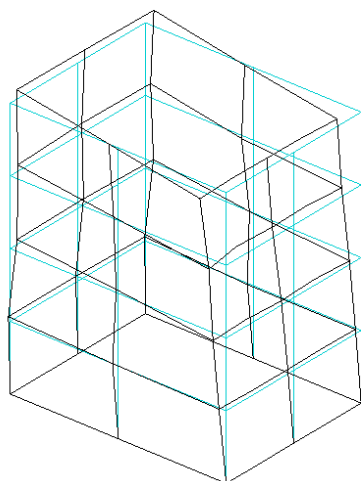


Figura 5.56 – Configuração modal do 1º modo de distorção obtido experimentalmente (Candeias, 2008)

Na Tabela 5.18 apresenta-se esquematicamente a comparação das configurações modais obtidas numericamente, relativas ao primeiro modo de vibração de cada direção. Através de uma análise qualitativa verifica-se a boa aproximação entre os dois modelos.

Tabela 5.18 - Comparação das configurações modais relativas ao primeiro modo de vibração em cada direção obtidas pelo SAP2000 e pelo TREMURI

	SAP2000		TREMURI	
	Alçado Principal	Planta	Alçado Principal	Planta
1.º Modo Transversal				
1.º Modo Longitudinal				
1.º Modo de Rotação				

Apresenta-se na Figura 5.57 e Figura 5.58 a comparação entre as curvas de capacidade obtidas através do modelo experimental e dos modelos numéricos relativos à direção segundo X.

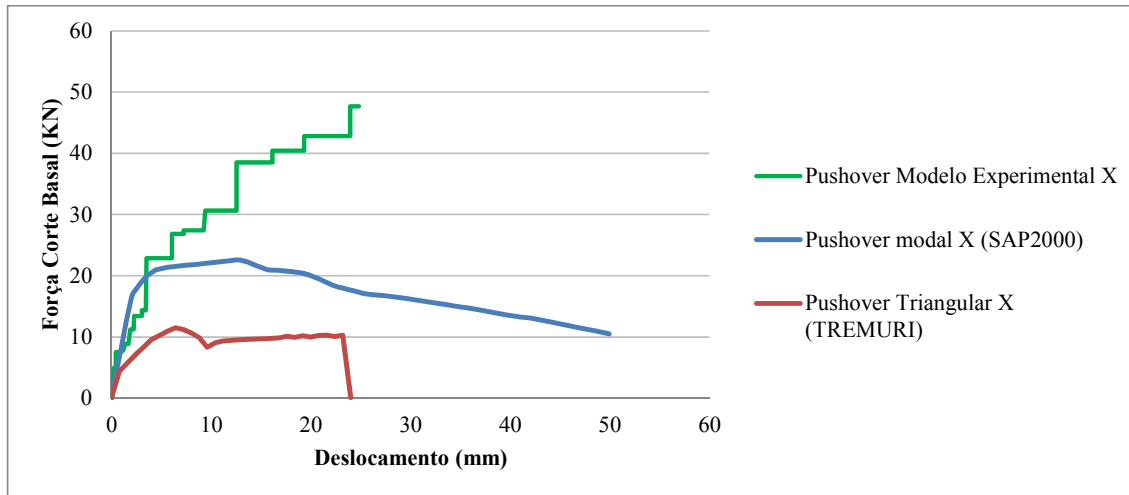


Figura 5.57 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de *pushover* triangular (TREMURI) e modal (SAP2000) e experimentalmente segundo a direção X

Tanto na análise do SAP2000 segundo a direção X, a análise triangular atinge valores superiores de corte basal e inferiores de deslocamento, muito embora as diferenças se revelem muito menores na análise do TREMURI.

A observação da Figura 5.57 permite concluir que a curva de *pushover* modal gerada pela análise do SAP2000 segundo a direção X aproxima-se mais da curva experimental que a curva de capacidade gerada pelo TREMURI. A curva da análise triangular apresenta valores máximos de deslocamento mais próximos dos resultados experimentais com valores de 24mm comparativamente aos 24,83mm da curva experimental, enquanto a curva da análise modal mantém uma descida aproximadamente linear até um deslocamento máximo de 50mm do ponto de controlo.

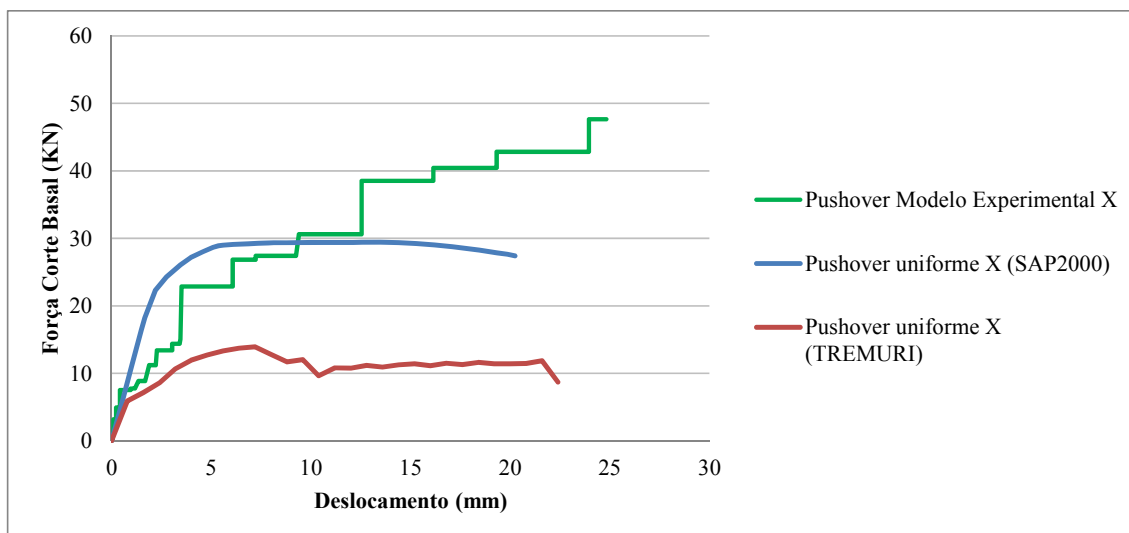


Figura 5.58 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de *pushover* uniforme (TREMURI e SAP2000) e experimentalmente segundo a direção X

Constata-se mais uma vez que a curva gerada pela análise *pushover* uniforme no SAP2000 aproxima-se genericamente mais da curva experimental do que a curva produzida pelo TREMURI, nomeadamente a força de corte basal máxima atinge os 29,4kN do SAP2000 enquanto a curva de capacidade gerada pelo TREMURI atinge apenas os 14,0kN.

Relativamente aos valores de deslocamento máximos, ambos os modelos numéricos apresentam deslocamentos inferiores aos obtidos experimentalmente, sendo a curva de capacidade gerada pelo TREMURI a que se aproxima mais do valor experimental.

Na Figura 5.59 e Figura 5.60 apresenta-se a comparação entre as curvas de capacidade obtidas através do modelo experimental e dos modelos numéricos relativos à direção segundo Y.

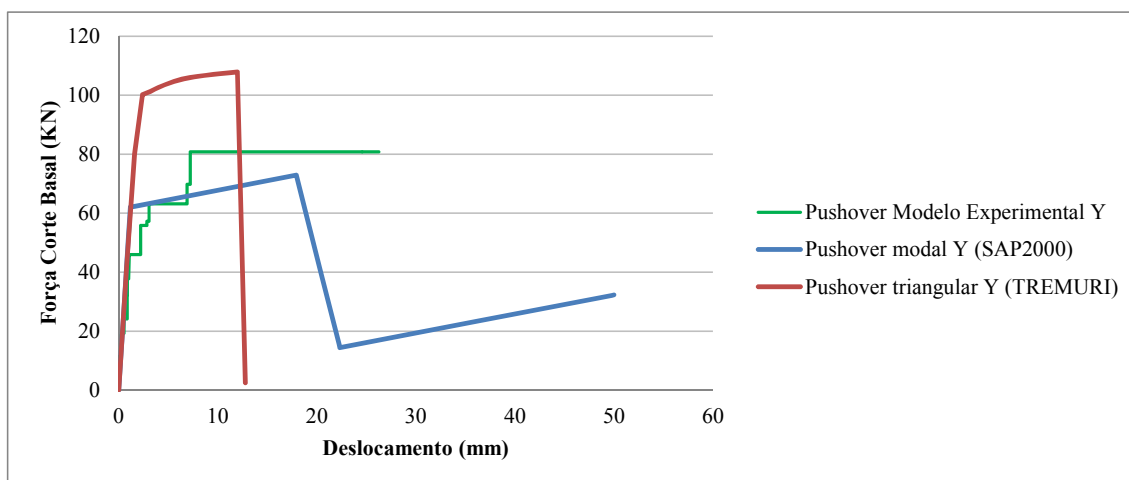


Figura 5.59 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de *pushover* triangular (TREMURI) e modal (SAP2000) e experimentalmente na segunda a direção Y

Os valores de deslocamentos máximos obtidos pelas diferentes análises apresentam valores bastante díspares.

A curva de *pushover* triangular gerada pelo TREMURI revela valores de deslocamento muito inferiores comparativamente às restantes análises enquanto a curva gerada pelo SAP2000 atinge valores muito superiores às restantes análises.

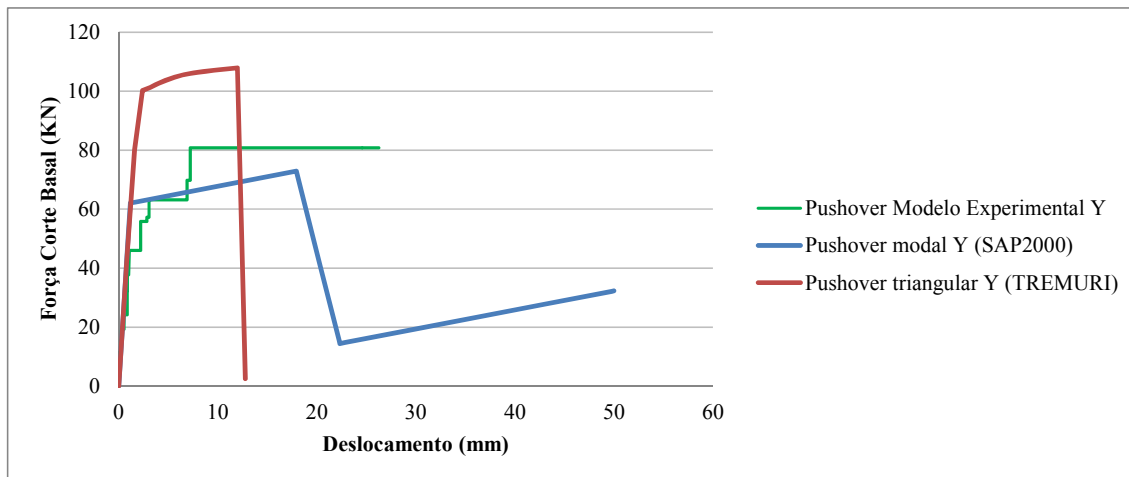


Figura 5.60 - Comparação das curvas de capacidade obtidas nas análises de *pushover* uniforme (TREMURI e SAP2000) e experimentalmente segundo a direção Y

Na Figura 5.60 mantem-se a disparidade das curvas relativamente aos valores de deslocamento máximo, sendo a análise segundo o TREMURI a curva que apresenta valores mais baixos (12,8mm) e o SAP2000 a curva que apresenta valores mais elevados (50,0mm).

Relativamente aos valores de força de corte basal, podemos verificar que os resultados da modelação do SAP2000 é a que mais se aproxima dos resultados experimentais, com o valor de força de corte basal máxima de 72,9kN para um deslocamento de 18,0mm, comparativamente aos valores experimentais de força de corte basal de 80,762kN para um deslocamento de 26,3mm. O TREMURI atinge valores mais altos para a força de corte basal, chegando a atingir 107,9kN para um deslocamento de 12,0mm.

O facto do programa SAP2000 ser um programa generalista em que exige um conjunto de aproximações conservativas para permitir a simulação de uma estrutura de alvenaria de pedra, faria prever a obtenção de resultados mais conservativos comparativamente com as outras curvas, no entanto, e como já foi dito anteriormente, o SAP2000 não considera a degradação progressiva da rigidez ou a alteração das propriedades dos materiais ao longo da análise, podendo assim levar a deslocamentos maiores como se irá verificar nas curvas de capacidade na direção Y.

## Análise Sísmica não-linear de Edifícios de Alvenaria

Também é necessário ter em consideração que na análise experimental não é possível isolar a ação num só plano, fazendo com que as curvas de capacidade obtidas sejam estimadas e mais conservativas do que a realidade.

### 6 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO

Neste trabalho começou-se por realizar uma pesquisa bibliográfica sobre o comportamento sísmico de edifícios antigos com paredes resistentes de alvenaria, com o intuito de identificar as suas especificidades e recolher da bibliografia existente, nacional e internacional, regras e recomendações para a análise deste tipo de estruturas. Foram desenvolvidos dois tipos de modelos numéricos, um no programa SAP2000 e outro no programa TREMURI.

O primeiro é um programa generalista de análise por elementos finitos, que permitem a modelação de qualquer tipo de estrutura, mas que não possui modelos de comportamento ajustados à simulação de elementos estruturais de alvenaria.

O segundo é um programa específico para a análise sísmica de edifícios de alvenaria, com fachadas compostas por associações de nembos, lintéis e nós de alvenaria, paredes de empena, e modelos de comportamento ajustados à simulação dos diferentes comportamentos não lineares que se observam na alvenaria.

Explorando a utilização destes dois programas para a realização de análises estáticas não lineares de estruturas de edifícios de alvenaria, começou-se por realizar a análise de um pórtico plano no programa SAP2000. Esta análise teve por objetivo principal identificar os passos necessários à realização deste tipo de análises em estruturas de alvenaria.

Posteriormente realizou-se a análise de uma estrutura tridimensional utilizando os dois programas. A estrutura modelada numericamente corresponde a um modelo físico que foi ensaiado na mesa sísmica triaxial do LNEC e relativamente à qual havia informação disponível relativamente às suas propriedades dinâmicas e a uma estimativa das suas curvas de capacidade, obtida a partir de uma estimativa das forças de inércia e da envolvente dos deslocamentos no topo para ações sísmica impostas na base com intensidade crescente.

As propriedades mecânicas dos dois modelos numéricos tridimensionais foram ajustadas por forma a aproximar os resultados numéricos aos resultados experimentais. Observou-se que os valores utilizados nos dois modelos numéricos são diferentes por se tratarem de modelos numéricos diferentes, e que os resultados obtidos em termos de curvas de capacidade não são totalmente coincidentes.

Comparativamente ao modelo experimental, verificou-se que os resultados obtidos através do modelo numérico revelaram-se mais próximos do modelo experimental

segundo a direção Y, chegando os modelos numéricos a atingir valores de força de corte basal superiores à análise experimental na análise uniforme.

Na análise de *pushover* segundo Y, os elementos preponderantes seriam as empenas cegas, uma vez que estas estariam no plano da ação, levando a uma simplificação da análise e consequente obtenção de valores mais coerentes e comparáveis entre análises.

Relativamente às análises de *pushover* realizadas segundo a direção X constata-se que o SAP2000 aproximou-se mais dos valores experimentais.

Fazendo uma análise comparativa relativamente à utilização destes dois programas, podemos concluir que o TREMURI apresenta muito maior adequabilidade para a análise de edifícios de alvenaria, levando a que haja uma menor quantidade de cálculos e simplificações, paralelamente à análise do *software*, diminuindo a probabilidade de erros no manuseamento da informação.

O facto de a análise experimental estar associada a uma análise sísmica simultaneamente segundo X e Y, enquanto a análise numérica, isola a ação a uma só direção, levar-nos-ia a esperar valores de força de corte basal mais elevados na análise numérica, o que não acontece, sendo este um tema a desenvolver em trabalhos futuros.

Também a necessidade de criação de molas na análise do SAP2000 leva-nos a duvidar da adequabilidade dos apoios disponíveis para uma análise de um edifício de alvenaria de pedra, podendo evidenciar a necessidade de um estudo mais detalhado relativamente às restrições dos apoios para as diversas ligações dos edifícios antigos. Seria também interessante efetuar a modelação de edifícios de alvenaria com o recurso a elementos finitos planos (*Shell* no SAP200), comparando com as outras metodologias desenvolvidas neste trabalho evidenciando as limitações e vantagens de cada tipo de modelação.

## 7 BIBLIOGRAFIA

**Appleton, João Guilherme. 2005.** *Reabilitação de edifícios Gaioleiros*. s.l. : Edições Orion, 2005. ISBN: 9728620055.

**Appleton, João. 2003.** *Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e Tecnologias de Intervenção (1.ª edição)*. s.l. : Edições Orion, 2003.

**Binda, L. e Penazzi, D. 2000.** *Classification of masonry cross sections and of typologies of historic buildings*. s.l. : Commissione RILEM MMM, 2000.

**Candeias, Paulo José de Oliveira Xavier. 2008.** *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Escola de Engenharia : Universidade do Minho, 2008.

**Carvalho, E. C. e Oliveira, C. S. 1997.** *Construção Anti-Sísmica - Edifícios de Pequeno Porte*. Lisboa : ICT, Informação Técnica Estruturas LNEC, 1997. DIT 13.

**Casanova, Ana Sofia Carrusca. 2009.** *ANÁLISE DA REGULAMENTAÇÃO INTERNACIONAL SOBRE REABILITAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE ESTRUTURAS - ÊNFASE EM EDIFÍCIOS ANTIGOS DE ALVENARIA - Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas*. Lisboa : UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA - INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL, 2009.

**CSI. 2007.** *Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE, Computers and Structures, Inc.* Berkeley : s.n., 2007.

**CSI. 2007.** *Manual SAP2000*.

**CT115. 2010.** *Norma Portuguesa - Eurocódigo 8: Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes*. Caparica : Instituto Portugues da Qualidade, 2010.

**D'Ayala, D. e Speranza, E. 2002.** *Single family stone masonry*. s.l. : World Housing Encyclopedia (<http://www.world-housing.net/>), 2002.

**Drysdale, Robert G., Hamid, Ahmad A. e Baker, Lawrie R. 1999.** *Masonry structures: behavior and design (2nd edition)*. Boulder, Colorado : The Masonry Society, 1999.

**Fernando, F. S. Pinho. 2000.** *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. s.l. : LNEC, 2000.

**GNDT. s.d..** *Danno sismico e vulnerabilità*. s.l. : Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramoti (GNDT), s.d.

**Grunthäl, G. 1998.** *European Macroseismic Scale*. 1998.

**L.Mendes-Victor, et al. 1993.** *Earthquake Damage Scenarios in Lisbon for Disaster Preparedness.* 1993.

**Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari S. 2013.** *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings.*, s.l. : Engineering Structures, 2013. Vol. 56, 1787 - 1799.

**Lourenço, P. B. 2005.** As estruturas do património arquitectónico e os sismos - aspectos recentes. *Engenharia e Vida.* Outubro, 2005, Vol. 17, PATOLOGIA E REABILITAÇÃO.

**Lourenço, P. B. 2002.** *Computations on historic masonry structures.* 2002. Vols. 4:301–319.

**Lourenço, P. B. 1998.** *STRUCTURAL ANALYSIS OF HISTORICAL CONSTRUCTIONS II.* Barcelona : P.Roca; J.L.González; E.Oñate; P.B.Lourenço, 1998.

**Lourenço, P. B. 1996.** Um micro-modelo para a análise de Estruturas. *Um micro-modelo para a análise de estruturas de alvenaria.* 1996, Vol. 3, Modelação e Análise de Estruturas.

**Magenes, G., Bolognini, D. e Braggio, C. 2000.** *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura.* Roma : CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 2000.

**Maio, Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de. 2007.** *Regulamento de Segurança e Acções e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.* Lisboa : Publisher Team, 2007. 978-989-601-044-7.

**P.Sheppard, V.Turnšek. 1980.** *The shear and flexural resistance of masonry walls.* Skopje : Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, 1980. pp.517-573.

**Parisi, Fulvio. 2010.** *Ph.D. Thesis - Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Buildings.* Nápoles, Itália : UNIVERSITY OF NAPLES FEDERICO II - Department of Structural Engineering, 2010. 23.

**Pasticier, Laurent, Amadio, Massimo e Fragiaco, Claudio. 2007.** *Non-Linear Seismic Analysis and Vulnerability Evaluation of a Masonry Building by Means of the SAP2000 ® v.10 Code.* E.U.A. : Wiley Interscience, 2007.

**Pereira, Diogo Filipe de Sousa Micael. 2009.** *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos. Reforço e análise não linear.* Lisboa : s.n., 2009.

**Simões, Ana e Bento, Ana. 2013.** *MODELAÇÃO NÃO LINEAR DE EDIFÍCIOS.* IST, LISBOA : FUNDEC, 2013.

**structures, Bases for design of structures - Assessment of existing. 2010.** *Bases for design of structures - Assessment of existing structures.* 2010.

**Tomažević, M. 1978.** *The computer program POR. Report ZRMK.* Ljubljana, Slovenia : s.n., 1978.

**Tomažević, M. 1999.** *Earthquake-resistant design of masonry buildings.* 1999.