



Daniel Filipe Ribeiro Rodrigues
Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Modelação Numérica do Efeito de Paredes de Alvenaria em Pórticos de Betão Armado Sujeitos a Acções Verticais

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil, perfil de Estruturas

Orientador: Prof. Doutor Eduardo S. R. G. Cavaco, Professor Auxiliar,
Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Ildi Cismasiu

Arguente: Prof. Doutor Rui P. C. Marreiros

Vogal: Prof. Doutor Eduardo Cavaco

Modelação Numérica do Efeito de Paredes de Alvenaria em Pórticos de Betão Armado Sujeitos a Acções Verticais

Copyright © Daniel Filipe Ribeiro Rodrigues, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao chegar a esta fase do meu percurso acadêmico não posso deixar de agradecer a algumas pessoas fundamentais no meu desenvolvimento.

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu orientador científico, o Professor Eduardo Cavaco, pela disponibilidade, paciência e sabedoria que demonstrou, não só ao longo destes meses de trabalho, mas também durante todo o tempo em que fui seu aluno.

Ao Eng. Filipe Ribeiro pela ajuda fundamental com o programa *OpenSees*, que tanto me desafiou, especialmente na fase inicial deste trabalho.

À minha família por todo o apoio que desde sempre demonstrou e pela paciência para me ouvir quando algo correu menos bem.

Aos meus amigos da faculdade, que me acompanharam ao longo destes anos, tanto nos momentos de trabalho como nos de lazer, e sem os quais este percurso teria sido ainda mais difícil.

Resumo

A ocorrência, cada vez mais frequente, de eventos extremos em estruturas, com consequências por vezes devastadoras, tem alertado a comunidade científica para a importância da robustez estrutural, isto é, a capacidade das estruturas de resistirem a danos severos sem colapsar. Apesar da sua importância, a questão da robustez estrutural é ainda abordada de forma supérflua pela maioria da regulamentação existente, que considera a verificação da segurança de uma estrutura como uma verificação da segurança individual dos seus elementos estruturais constituintes, desprezando o comportamento global do sistema estrutural e a contribuição de elementos não-estruturais, como as paredes de alvenaria. A experiência tem demonstrado, no entanto, que as paredes de alvenaria de preenchimento dos pórticos têm uma influência determinante no comportamento dos mesmos, quer quando sujeitos a ações laterais horizontais, quer após a rotura local de um ou mais pilares, na sequência de eventos extremos.

Face ao exposto, pretende-se com esta dissertação apresentar, discutir e validar a aplicação de macro-modelos numéricos desenvolvidos para a simulação dos efeitos das paredes de alvenaria em pórticos sujeitos a ações horizontais, no contexto de estruturas porticadas de betão armado.

Para o efeito desenvolveram-se, usando o software *OpenSees*, diversos modelos numéricos de elementos finitos com base em formulações propostas na literatura para solicitações horizontais, e os resultados obtidos foram comparados com os resultados experimentais do projecto *Robust Brick* [1].

A comparação estabelecida permitiu concluir que existem formulações propostas na literatura para simular o efeito das paredes no comportamento de pórticos de betão armado sujeitos a acções verticais, em particular na rigidez, resistência e desenvolvimento do mecanismo de colapso dos mesmos.

Palavras-chave: robustez; pórticos de betão armado; eventos extremos, paredes de alvenaria, *OpenSees*.

Abstract

The increasingly frequent occurrence of extreme events in structures with devastating consequences has increased the interest of the scientific community in the importance of structural robustness, that is, the structures' ability to withstand severe damage without collapsing. Despite its importance, the question of structural robustness is still superfluously addressed by most existing regulations, which consider the verification of the safety of a structure as a verification of the individual safety of its constituent structural elements, neglecting the overall behavior of the structural system as well as the contribution of non-structural elements such as masonry walls. Experience has shown, however, that masonry walls filling reinforced concrete frames have a determining influence on their behavior, either when subjected to horizontal lateral actions or after the local breakage of one or more columns, following extreme events.

Against the above, this dissertation intends to present, discuss and validate the application of numerical macro-models developed for the simulation of the effect of masonry walls in reinforced frames subjected to horizontal loads, in the case of reinforced concrete structures.

For this purpose, the *OpenSees* software was used to develop several numerical finite-element based on formulations proposed in the literature for horizontal applications, and the obtained results were compared with the experimental results of the Robust Brick [1] project.

The comparison made it possible to conclude that there are formulations proposed in the literature to simulate the effect of the walls on the behavior of reinforced concrete frames subjected to vertical loads, in particular on their stiffness, strength and collapsing mechanism.

Keywords: robustness, reinforced concrete frames, extreme events, masonry walls, *OpenSees*.

Conteúdo

CONTEÚDO.....	XI
LISTA DE FIGURAS.....	XV
LISTA DE TABELAS.....	XIX
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XXI
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - Considerações Gerais.....	1
1.2 - Objectivos.....	2
1.3 - Descrição do Documento	2
2. ESTADO DE ARTE	5
2.1 - Introdução	5
2.2 - O Efeito das Paredes de Alvenaria	6
2.2.1 - Acções Horizontais	7
2.2.2 - Acções Verticais.....	9
2.3 - Modelação Numérica das Paredes	12
2.3.1 - Biela Diagonal Equivalente (Mainstone)	14
2.3.2 - Biela Diagonal Equivalente Excêntrica (Al-Chaar)	18

2.3.3 -	Modelo de Três Escoras (El-Dakhakhni)	20
2.4 -	Conclusões	26
3.	CASO DE ESTUDO	27
3.1 -	Introdução.....	27
3.2 -	Modelo Experimental	28
3.2.1 -	Materiais.....	29
3.2.2 -	Geometria e Pormenorização do pórtico ensaiado	33
3.2.3 -	Procedimento de Ensaio	37
3.3 -	Resultados.....	37
3.4 -	Conclusões	43
4.	MODELO NUMÉRICO.....	45
4.1 -	Introdução.....	45
4.2 -	Materiais e Modelos Constitutivos	46
4.3 -	Elementos Finitos	50
4.3.1 -	Secções Transversais de Vigas e Pilares.....	51
4.3.2 -	Escoras de Alvenaria	52
4.4 -	Definição dos Modelos	53
4.4.1 -	Modelo 0 (Sem Alvenaria)	53
4.4.2 -	Modelo 1 (Mainstone)	54
4.4.3 -	Modelo 2 (Al-Chaar)	56
4.4.4 -	Modelo 3 (El-Dakhakhni)	57
4.4.4.1 -	Modelo 3.1 (El-Dakhakhni)	57
4.4.4.2 -	Modelo 3.2 (El-Dakhakhni)	58
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	61
5.1 -	Modelo 0 (Sem Alvenaria)	61
5.2 -	Modelo 1 (Mainstone).....	67
5.3 -	Modelo 2 (Al-Chaar)	72
5.4 -	Modelo 3.1 (El-Dakhakhni)	77

5.5 - Modelo 3.2 (El-Dakhakhni)	82
5.6 - Discussão dos Resultados	87
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	89
6.1 - Conclusões.....	89
6.2 - Desenvolvimentos Futuros	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92

Lista de Figuras

FIGURA 2.1 - ROTURA DA LIGAÇÃO ENTRE A ALVENARIA E O PÓRTICO (ADAPTADO DE [11]).....	8
FIGURA 2.2 - MECANISMOS DE ROTURA DA ALVENARIA (ADAPTADO DE [17]).....	9
FIGURA 2.3 - EDIFÍCIO DANIFICADO: FACHADA OESTE DIAS DEPOIS DO ACIDENTE (À ESQUERDA); DETALHE DO COLAPSO DOS PILARES (À DIREITA) (ADAPTADO DE [2]).....	10
FIGURA 2.4 - ZONA DANIFICADA APÓS A REMOÇÃO DO TERRENO (À ESQUERDA) (ADAPTADO DE [18]) E ESQUEMA DO SISTEMA DE TRELIÇA FORMADO APÓS O ACIDENTE (À DIREITA) (ADAPTADO DE [2]).....	11
FIGURA 2.5 - MODELOS NUMÉRICOS DE ALVENARIA: MICRO-MODELO REFINADO (À ESQUERDA) E MACRO-MODELO SIMPLIFICADO (À DIREITA) (ADAPTADO DE [17]).....	13
FIGURA 2.6 - REPRESENTAÇÃO DA BIELA DIAGONAL EQUIVALENTE (ADAPTADO DE [18]).....	14
FIGURA 2.7 - RELAÇÃO ENTRE O COMPRIMENTO DE CONTACTO A E O PARÂMETRO ΔH (ADAPTADO DE [23]).....	17
FIGURA 2.8 - BIELA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	17
FIGURA 2.9 - MODELO DA ESCORA EXCÊNTRICA (ADAPTADO DE [19]).....	18
FIGURA 2.10 - DISTÂNCIA DA SUPERFÍCIE DA VIGA AO LIMITE DO TROÇO RÍGIDO.....	19
FIGURA 2.11 - REPRESENTAÇÃO DOS TROÇOS RÍGIDOS.....	19
FIGURA 2.12 - DISTÂNCIA DA SUPERFÍCIE DO PILAR AO LIMITE DO TROÇO RÍGIDO.....	20
FIGURA 2.13 - REPRESENTAÇÃO DA ZONA COMPRIMIDA EM DUAS REGIÕES (ADAPTADO DE [26]).....	21
FIGURA 2.14 - REPRESENTAÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO DE EL-DAKHAKHNI.....	24
FIGURA 2.15 - MODELO CONSTITUTIVO SUGERIDO PARA A ALVENARIA (ADAPTADO DE [26]).....	25
FIGURA 3.1 - ENSAIO À COMPRESSÃO (À ESQUERDA) DO MATERIAL CERÂMICO (À DIREITA) (ADAPTADO DE [1]).....	30
FIGURA 3.2 - MODOS DE ROTURA DAS AMOSTRAS DE ARGILA (ADAPTADO DE [1]).....	30
FIGURA 3.3 - DIMENSÕES DE FÁBRICA DO TIJOLO DE 22 (ADAPTADO DE [29]).....	31
FIGURA 3.4 - NUMERAÇÃO DAS FACES DO TIJOLO.....	31
FIGURA 3.5 - MODOS DE ROTURA DE CADA UMA DAS FACES DE TIJOLO TRADICIONAL (FACES 1, 2 E 3, DA ESQUERDA PARA A DIREITA).....	32
FIGURA 3.6 - PÓRTICO DE BETÃO ARMADO E RESPECTIVAS ARMADURAS (ADAPTADO DE [31]).....	34
FIGURA 3.7 - REPRESENTAÇÃO DAS SECÇÕES DO PÓRTICO.....	34
FIGURA 3.8 - PRÉ-ESFORÇO CONTRA A PAREDE DE APOIO DO LABORATÓRIO.....	35
FIGURA 3.9 - ALISAMENTO DAS ARMADURAS PARA A COLOCAÇÃO DOS EXTENSÓMETROS.....	36
FIGURA 3.10 - APLICAÇÃO DE COLA E SILICONE PARA PROTEGER OS EXTENSÓMETROS.....	36
FIGURA 3.11 - LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÓMETROS NO PÓRTICO.....	36
FIGURA 3.12 - GRÁFICO CARGA/DESLOCAMENTO NO PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA PARA OS TRÊS ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	38

FIGURA 3.13 – MECANISMO DE ROTURA DO PÓRTICO SEM PREENCHIMENTO DE ALVENARIA (3º ENSAIO).....	39
FIGURA 3.14 – DESENVOLVIMENTO E ROTURA DA ESCORA DE COMPRESSÃO NA PAREDE DE ALVENARIA (2º ENSAIO).	40
FIGURA 3.15 - EXTENSÕES NAS FIBRAS DE AÇO DAS SECÇÕES CRÍTICAS - 2º ENSAIO.....	41
FIGURA 3.16 - EXTENSÕES NAS FIBRAS DE AÇO DAS SECÇÕES CRÍTICAS - 3º ENSAIO.....	42
FIGURA 4.1 - MODELO CONSTITUTIVO DO <i>UNIAXIALMATERIAL CONCRETE02</i> (ADAPTADO DE [22]).....	46
FIGURA 4.2 - MODELO CONSTITUTIVO DO <i>UNIAXIALMATERIAL STEEL02</i> (ADAPTADO DE [22]).....	48
FIGURA 4.3 - MODELO CONSTITUTIVO DO <i>UNIAXIALMATERIAL CONCRETE01</i> (ADAPTADO DE [22]).....	49
FIGURA 4.4 - REPRESENTAÇÃO DA SECÇÃO DE FIBRAS (ADAPTADO DE [39]).....	52
FIGURA 4.5 - REPRESENTAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DO PÓRTICO SEM A PAREDE.....	54
FIGURA 4.6 - REPRESENTAÇÃO DO MODELO DE MAINSTONE.....	55
FIGURA 4.7 - REPRESENTAÇÃO DO MODELO DE AL-CHAAR.....	56
FIGURA 4.8 - REPRESENTAÇÃO GEOMÉTRICA DO PRIMEIRO MODELO DE EL-DAKHAKHNI.....	58
FIGURA 4.9 - REPRESENTAÇÃO GEOMÉTRICA DO SEGUNDO MODELO DE EL-DAKHAKHNI.....	59
FIGURA 5.1 - CURVA CARGA/DESLOCAMENTO DO MODELO SEM ALVENARIA LEVADO À ROTURA.....	62
FIGURA 5.2 - REPRESENTAÇÃO DO MODELO 0.....	62
FIGURA 5.3 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DAS VIGAS (MODELO 0).....	64
FIGURA 5.4 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DOS PILARES (MODELO 0).....	64
FIGURA 5.5 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS.....	66
FIGURA 5.7 – CURVA CARGA/DESLOCAMENTO DO MODELO 1.....	67
FIGURA 5.8 - EXTENSÃO DO ELEMENTO DA PAREDE (MODELO 1).....	68
FIGURA 5.9 - TENSÃO NORMAL NO ELEMENTO DA PAREDE (MODELO 1).....	68
FIGURA 5.10 - MODELO CONSTITUTIVO DA PAREDE (MODELO 1).....	68
FIGURA 5.11 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DAS VIGAS (MODELO 1).....	69
FIGURA 5.12 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DOS PILARES (MODELO 1).....	69
FIGURA 5.13 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS.....	71
FIGURA 5.14 – CURVA CARGA/DESLOCAMENTO DO MODELO 2.....	72
FIGURA 5.15 - EXTENSÃO DO ELEMENTO DA PAREDE (MODELO 2).....	73
FIGURA 5.16 - TENSÃO NORMAL NO ELEMENTO DA PAREDE (MODELO 2).....	73
FIGURA 5.17 - MODELO CONSTITUTIVO DA PAREDE (MODELO 2).....	73
FIGURA 5.18 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DAS VIGAS (MODELO 2).....	75
FIGURA 5.19 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DOS PILARES (MODELO 2).....	75
FIGURA 5.20 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS.....	76
FIGURA 5.21 – CURVA CARGA/DESLOCAMENTO DO MODELO 3.1.....	77
FIGURA 5.22 – EXTENSÕES NAS ESCORAS 1, 2 E 3, RESPECTIVAMENTE DA ESQUERDA PARA A DIREITA (MODELO 3.1).....	78
FIGURA 5.23 - TENSÕES NAS ESCORAS 1, 2 E 3, RESPECTIVAMENTE DA ESQUERDA PARA A DIREITA (MODELO 3.1).	78
FIGURA 5.24 - MODELO CONSTITUTIVO DAS ESCORAS 1, 2 E 3, RESPECTIVAMENTE DA ESQUERDA PARA A DIREITA (MODELO 3.1).....	78
FIGURA 5.25 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DAS VIGAS (MODELO 3.1).....	79
FIGURA 5.26 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DOS PILARES (MODELO 3.1).....	79
FIGURA 5.27 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS.....	81
FIGURA 5.28 – CURVA CARGA/DESLOCAMENTO DO MODELO 3.2.....	82

FIGURA 5.29 – EXTENSÕES NAS ESCORAS 1, 2 E 3, RESPECTIVAMENTE DA ESQUERDA PARA A DIREITA (MODELO 3.2).....	83
FIGURA 5.30 - TENSÕES NAS ESCORAS 1, 2 E 3, RESPECTIVAMENTE DA ESQUERDA PARA A DIREITA (MODELO 3.2).	83
FIGURA 5.31 - MODELO CONSTITUTIVO DAS ESCORAS 1, 2 E 3, RESPECTIVAMENTE DA ESQUERDA PARA A DIREITA (MODELO 3.2).....	83
FIGURA 5.32 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DAS VIGAS (MODELO 3.2).....	84
FIGURA 5.33 - EXTENSÕES DO BETÃO NAS SECÇÕES CRÍTICAS DOS PILARES (MODELO 3.2).....	84
FIGURA 5.34 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS.....	86
FIGURA 5.35 - REPRESENTAÇÃO DA RELAÇÃO CARGA/DESLOCAMENTO DE TODOS OS MODELOS.....	87

Lista de Tabelas

TABELA 3.1 - RESULTADOS DO ENSAIO À COMPRESSÃO DO MATERIAL CERÂMICO.....	30
TABELA 3.2 - RESULTADOS DO ENSAIO À COMPRESSÃO A TIJOLO TRADICIONAL.....	31
TABELA 4.1 - VALORES DOS PARÂMETROS DE DEFINIÇÃO DO BETÃO ARMADO.....	47
TABELA 4.2 - VALORES DOS PARÂMETROS DE DEFINIÇÃO DO AÇO.....	48
TABELA 4.3 - VALORES DOS PARÂMETROS DE DEFINIÇÃO DA ALVENARIA.....	50
TABELA 4.4 - PROPRIEDADES DO MODELO NUMÉRICO.....	55
TABELA 4.5 - PROPRIEDADES DO MODELO.....	55
TABELA 4.6 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MODELO DE AL-CHAAR.....	56
TABELA 4.7 - CARACTERÍSTICAS DO PRIMEIRO MODELO DE EL-DAKHAKHNI.....	57
TABELA 4.8 - PROPRIEDADES DA ALVENARIA (FARAZMAN).....	58
TABELA 4.9 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO SEGUNDO MODELO DE EL-DAKHAKHNI.....	58
TABELA 4.10 - VALORES CARACTERÍSTICOS DO MODELO CONSTITUTIVO DAS ESCORAS.....	59

Lista de Símbolos

Letras Latinas

a	largura da biela diagonal equivalente.
A	área da secção da biela diagonal.
D	comprimento da diagonal da parede.
E_a	módulo de elasticidade da alvenaria.
E_{col}	módulo de elasticidade dos pilares.
E_p	módulo de elasticidade de pico.
E_θ	módulo de elasticidade da alvenaria na direcção da biela diagonal.
E_0	módulo de elasticidade da alvenaria na direcção paralela à argamassa de assentamento dos tijolos.
E_{90}	módulo de elasticidade da alvenaria na direcção perpendicular à argamassa de assentamento dos tijolos.
f_b	tensão de rotura à compressão do tijolo.
f'_c	resistência à compressão da alvenaria.
f_k	tensão de rotura à compressão da alvenaria.
f_m	tensão de rotura à compressão da argamassa.

f'_{θ}	tensão de rotura à compressão da alvenaria na direcção da biela diagonal.
f'_0	resistência à compressão da alvenaria na direcção paralela à argamassa de assentamento dos tijolos.
f'_{90}	resistência à compressão da alvenaria na direcção perpendicular à argamassa de assentamento dos tijolos.
G	módulo de distorção da alvenaria.
h	altura da parede.
H	distância entre os eixos das vigas do pórtico.
I_b	momento de inércia das vigas.
I_{col}	momento de inércia dos pilares.
K	constante dependente do tipo de tijolo e do tipo de argamassa aplicada.
l	comprimento da parede.
L	distância entre os eixos dos pilares do pórtico.
l_b	distância entre o nó de ligação e o limite do pilar.
l_{col}	distância entre o nó de ligação e a base/topo da viga.
M_{pb}	momento plástico das vigas.
M_{pcol}	momento plástico dos pilares.
M_{pj}	valor mínimo entre o momento plástico das vigas e dos pilares.
r	razão entre comprimento e a altura do pórtico dado por h/l .
t	espessura da parede.

Letras Gregas

α	comprimento de contacto da parede com os pilares.
α_b	razão entre o comprimento de contacto e o comprimento das vigas.

α_{col}	razão entre o comprimento de contacto e o comprimento dos pilares.
β_b	razão entre o momento elástico e o momento plástico das vigas.
β_{col}	razão entre o momento elástico e o momento plástico dos pilares.
ϵ_1	extensão de cedência.
ϵ_2	extensão de pós-pico.
ϵ_p	extensão de pico.
ϵ_u	extensão máxima do material.
θ	ângulo da biela diagonal equivalente em relação ao eixo horizontal.
θ_b	inclinação da biela diagonal comprimida quando o pórtico é carregado na vertical.
θ_{col}	inclinação da biela diagonal comprimida quando o pórtico é carregado horizontalmente.
λ	parâmetro adimensional que exprime a rigidez relativa entre o pórtico e a parede.
μ	coeficiente de atrito entre a alvenaria e o pórtico.
ν_{0-90}	coeficiente de Poisson da alvenaria.
σ_b	tensão normal nas vigas.
$\sigma_{b,max}$	tensão normal máxima das vigas.
σ_{col}	tensão normal nos pilares.
$\sigma_{col,max}$	tensão normal máxima dos pilares.



1. INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações Gerais

A segurança das estruturas é uma das preocupações mais importantes da Engenharia Civil. Desde sempre, esta área procurou garantir a segurança das estruturas em caso de eventos extremos, como é o caso de: sismos em zonas de baixo risco sísmico; desastres naturais; acidentes causados por falha humana; ou ainda ataques terroristas. De modo a evitar colapsos desproporcionais e a minimizar os danos possíveis, é necessário que as estruturas existentes possuam robustez suficiente para permitir uma redistribuição das cargas, no caso de um evento imprevisto que provoque a rotura local de um ou mais elementos estruturais.

Desde o aparecimento do betão armado na construção, as alvenarias perderam a sua função estrutural nos edifícios, adquirindo apenas um papel construtivo desde então. Esta mudança ocorreu, sobretudo, graças às propriedades do betão armado, que possibilitaram construir estruturas mais robustas e seguras do que aquelas que existiam até à data, mas também devido à dificuldade de quantificar a contribuição das paredes de alvenaria, que tem tendência a apresentar um comportamento fortemente não-linear. Ainda assim, as paredes de alvenaria possuem propriedades mecânicas que, apesar de serem desprezadas nos dias de hoje, podem contribuir para a robustez de um edifício [2].

Por este motivo, é fundamental aprofundar o estudo do efeito das paredes de alvenaria em pórticos de betão armado – um dos sistemas construtivos mais utilizados em Portugal – para que se possa entender o seu comportamento e contabilizar a sua contribuição estrutural de uma forma prática.

A robustez das paredes de alvenaria é um assunto que tem vindo a ser estudado experimentalmente desde os anos 50, em particular a robustez das mesmas quando sujeitas a cargas aplicadas horizontalmente no plano da parede.

1.2 - Objectivos

O principal objectivo desta dissertação é o de validar a aplicação de macromodelos numéricos desenvolvidos para simular o efeito das paredes de alvenaria no comportamento de pórticos de betão armado sujeitos a acções horizontais, no contexto de estruturas de betão armado do tipo porticado, sujeitas a eventos extremos que provoquem a rotura local de um ou mais elementos estruturais verticais.

1.3 - Descrição do Documento

A dissertação desenvolve-se ao longo de seis capítulos, sendo este o primeiro, onde é feita uma abordagem geral ao tema do trabalho e à sua importância.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os trabalhos desenvolvidos ao longo das últimas sete décadas nesta área. Começa-se por descrever o comportamento das alvenarias nos pórticos de betão armado, face às acções horizontais e verticais. De seguida descrevem-se os principais modelos numéricos que tentam simular o comportamento das paredes.

No terceiro capítulo descreve-se o modelo experimental do caso de estudo, em particular as suas propriedades, geometria e procedimento de ensaio, terminando o capítulo com a apresentação dos resultados dos ensaios relevantes para a presente dissertação.

No quarto capítulo caracterizam-se os modelos numéricos desenvolvidos, tendo em conta o tipo de elementos e materiais utilizados, os seus modelos constitutivos e a geometria de cada um deles.

No quinto capítulo apresentam-se os resultados de todos os modelos numéricos desenvolvidos nesta dissertação.

O sexto capítulo encerra o presente trabalho, com a apresentação das principais conclusões e recomendações para os futuros desenvolvimentos.



2. ESTADO DE ARTE

2.1 - Introdução

Entende-se como alvenaria um conjunto de blocos, pedras, tijolos ou outros materiais ligados entre si, com ou sem argamassa, de modo a formarem uma parede ou muro [3].

Desde a Antiguidade que o Homem recorre ao emprego de alvenaria na construção. Nas civilizações mais antigas, como a persa, que remonta ao ano 2000 a.C, já se utilizavam tijolos queimados ao sol nos edifícios de habitação [4]. Comparando com esta época, as alvenarias aplicadas nos dias de hoje sofreram uma grande evolução, particularmente nas suas propriedades mecânicas - como a tensão de rotura à compressão - permitindo a existência de diferentes tipos de alvenarias com funções bastante distintas.

Durante muitos anos, as alvenarias foram utilizadas tendo em conta a sua função estrutural, servindo como elemento resistente nas construções onde eram aplicadas. A partir da revolução industrial, as alvenarias foram perdendo cada vez mais a sua função estrutural, desde o aparecimento do ferro fundido nas estruturas de grande porte, até ao desenvolvimento do betão armado.

No presente capítulo será discutida a utilização das paredes de alvenaria cerâmica nos dias de hoje, em particular o seu comportamento em pórticos de

betão armado. Serão referidos os estudos mais importantes, desenvolvidos até à data, sobre o comportamento das paredes sujeitas a carregamentos no plano da parede.

O capítulo será dividido em duas secções principais: i) o efeito das paredes de alvenaria em pórticos de betão armado; e ii) a modelação numérica do seu efeito.

2.2 - O Efeito das Paredes de Alvenaria

É frequente, em Portugal, construírem-se edifícios constituídos por pórticos de betão armado preenchidos por paredes de alvenaria de tijolo cerâmico. Esta é uma prática que se observa há várias décadas, um pouco por todo o país, e que continua a ser aplicada nos dias de hoje. Neste tipo de estruturas, o cálculo para garantir a segurança e a integridade estrutural é feito tendo apenas em conta a estrutura de betão armado, desprezando a contribuição para a robustez do edifício que outros elementos não-estruturais lhe possam conferir. No entanto, é consensualmente aceite nos dias de hoje que as paredes de enchimento podem alterar o comportamento de uma estrutura porticada, ainda que essas alterações nem sempre sejam positivas para a resposta global da estrutura [5].

No caso das paredes de alvenaria, estas conferem, entre outros efeitos, rigidez adicional à estrutura, que não é habitualmente considerada na fase de projecto. Esta questão pode ser problemática, uma vez que a inércia das paredes pode, entre outros efeitos, alterar consideravelmente a posição do centro de rigidez da estrutura, dando origem a efeitos de torção que não são considerados na fase projecto.

Apesar da alvenaria ser um elemento que pode ser construído com materiais distintos, mesmo as alvenarias idênticas e compostas exactamente pelos mesmos materiais podem apresentar um comportamento bastante díspar entre si [6]; daí a dificuldade de serem estabelecidas normas para que a sua contribuição

possa ser considerada no cálculo estrutural. Isto acontece em virtude de inúmeros factores, não só graças à variabilidade e dispersão das propriedades mecânicas dos materiais constituintes, mas também graças à qualidade do processo de fabrico e/ou da mão-de-obra.

Felicita Pires, em 1990, realizou um estudo em torno deste tema e observou que, depois de uma pré-selecção visual, amostras de tijolo cerâmico do mesmo lote, de um determinado produtor, possuíam características com taxas de variação na ordem dos 30%, em particular na tensão de rotura à compressão e no módulo de elasticidade [6]. Torna-se assim evidente a dificuldade de quantificar o comportamento destes elementos do ponto de vista da segurança estrutural.

2.2.1 - Acções Horizontais

A acção sísmica é uma das ocorrências mais extremas a que uma estrutura pode estar sujeita. Só desde o ano 2000, em todo o mundo, perderam-se mais de 800 mil vidas devido às acções sísmicas [7]. Esta é uma questão preocupante que tem levado muitos investigadores, há já várias décadas, a estudarem maneiras de evitar, ou pelo menos de minimizar, as consequências dos sismos.

Por este motivo, desde o início dos anos 50, diversos autores têm-se dedicado ao estudo das alvenarias com o objectivo de entender o seu comportamento durante as acções sísmicas [8]–[13]. Desses estudos, observou-se que a alvenaria apresenta um comportamento altamente não-linear, causado pela interacção entre a alvenaria e o pórtico que a envolve. Consequentemente, foram identificados diferentes modos de rotura, cada um deles com comportamentos e características distintas entre si. Dentro destes tipos de roturas, existem dois grandes tipos: as roturas no pórtico; e as roturas na parede.

Admitindo que o pórtico é dotado de resistência suficiente, quando carregado horizontalmente no plano da parede, a rotura irá surgir na alvenaria, apresentando um comportamento que pode ser descrito em três fases [14].

Na primeira fase a alvenaria apresenta um comportamento monolítico e elástico - considerando que esta não possui aberturas. Em pórticos de betão armado, esta fase do comportamento das alvenarias mostrou-se capaz de suportar 50% da carga última aplicada ao sistema [15]. A duração desta fase depende, sobretudo, da qualidade das ligações entre a alvenaria e o pórtico. Ensaio experimentais comprovam que o uso de conectores de corte entre a alvenaria e o pórtico permitem melhorar a capacidade de carga desta fase, apesar de poderem dar origem a falhas prematuras no interior da parede, que não ocorreriam tão cedo na ausência dos conectores de corte [16].

O final desta fase, e início da fase seguinte, ocorre quando se quebra a ligação da alvenaria ao pórtico junto dos cantos traccionados, como se representa na Figura 2.1.

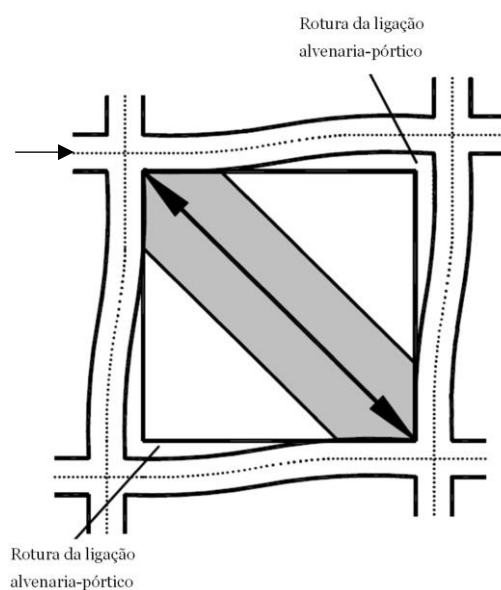


Figura 2.1 - Rotura da ligação entre a alvenaria e o pórtico (adaptado de [11]).

A segunda fase é caracterizada pela progressão das fendas ao longo dos cantos traccionados e pela formação de uma zona comprimida diagonal [14], entre os cantos comprimidos, como se pode ainda observar na Figura 2.1. Durante esta fase, a parede começa a apresentar um comportamento equivalente ao de uma biela diagonal comprimida.

Na terceira fase é quando se verifica a rotura da estrutura. Como foi referido acima, admitindo que o pórtico possui resistência suficiente, a rotura irá ocorrer na alvenaria. No entanto, nos casos em que a alvenaria é dotada de uma elevada resistência, ou no caso do pórtico não ser suficientemente resistênte, esta condição não se verifica e a rotura pode ocorrer em primeiro lugar no pórtico.

Das roturas possíveis na alvenaria, identificam-se os seguintes mecanismos [15], representados na Figura 2.2:

- a) Rotura por deslizamento ao longo das juntas de ligação da argamassa.
- b) Rotura por tracção com fendilhação ao longo da diagonal comprimida.
- c) Rotura por esmagamento nos cantos comprimidos.

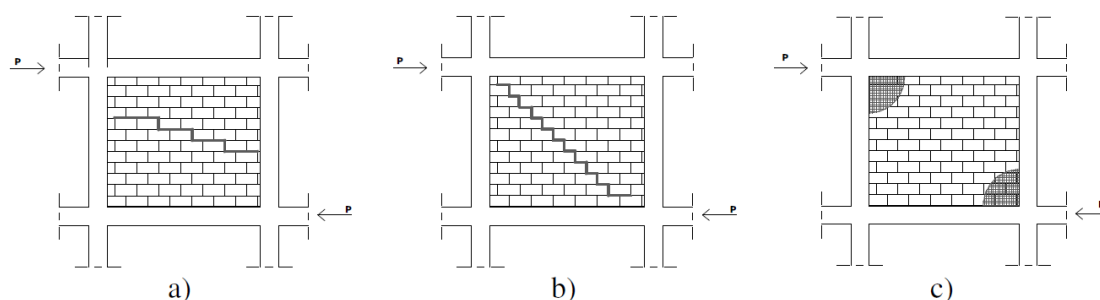


Figura 2.2 - Mecanismos de rotura da alvenaria (adaptado de [17]).

A rotura da alvenaria pode ocorrer através de um ou de uma combinação dos diferentes mecanismos acima referidos. Ainda assim, é importante referir que o processo de identificação do mecanismo de rotura das alvenarias é extremamente complexo, devido aos diferentes fenómenos que ocorrem em simultâneo em toda a parede [14].

2.2.2 - Acções Verticais

Relativamente ao comportamento dos pórticos de betão armado preenchidos por alvenaria sujeitos a acções verticais, o estudo não está tão desenvolvido. Isto acontece porque são poucas as circunstâncias que levam a que as paredes de alvenaria fiquem sujeitas a cargas verticais extremas. Como foi referido na secção

anterior, até aos dias de hoje, os trabalhos desenvolvidos sobre alvenarias focaram-se, sobretudo, no caso de cargas horizontalmente aplicadas no plano da parede, porque este é o cenário que melhor representa as forças que actuam nos pórticos durante um abalo sísmico, sendo este o principal foco do estudo em pórticos preenchidos por paredes de alvenaria. No entanto, têm-se registado nos últimos anos situações em que as paredes de enchimento contribuíram para aumentar a segurança de uma estrutura sujeita a eventos acidentais, contribuindo para a resistência às cargas verticais [2].

Na cidade de Coimbra, no final do ano 2000, um desmoronamento de terras causou a rotura de três pilares nos primeiros dois pisos de um edifício de habitação com 16 andares. O desmoronamento destruiu completamente esta parte da estrutura, como se pode observar abaixo, na Figura 2.3 e na Figura 2.4.



Figura 2.3 - Edifício danificado: fachada Oeste dias depois do acidente (à esquerda); detalhe do colapso dos pilares (à direita) (adaptado de [2]).

Este acidente forçou os 12 pisos sobrejacentes a esta zona do edifício, com dimensões em planta de $9.5 \times 6.7 \text{ m}^2$, a funcionar como uma consola com cerca de 7 m de vão.

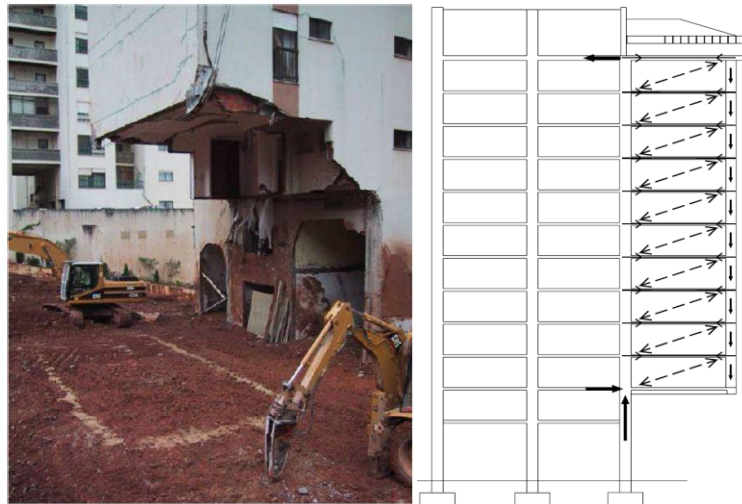


Figura 2.4 - Zona danificada após a remoção do terreno (à esquerda) (adaptado de [18]) e esquema do sistema de treliça formado após o acidente (à direita) (adaptado de [2]).

A inspecção visual e a peritagem levadas a cabo após o acidente [2] permitiram concluir que a robustez apresentada pelo edifício se ficou a dever ao comportamento conjunto entre os pórticos de betão armado e as paredes de alvenaria exteriores, que permitiram a formação de um sistema treliçado de escoras e tirantes capaz de suportar as cargas gravíticas. Nos painéis de alvenaria formaram-se escoras de compressão ao passo que as lajes funcionaram como tirantes, como se representa à direita na Figura 2.4. Com o objectivo de confirmar a validade deste sistema de treliças, foi desenvolvido, e posteriormente analisado, um modelo de elementos finitos. Este modelo confirmou que o colapso estrutural seria inevitável sem a presença das paredes de alvenaria, visto que as vigas, uma vez em consola, não possuíam resistência suficiente para os momentos negativos desenvolvidos. Este modelo confirmou ainda a hipótese inicialmente admitida do sistema de treliças, permitindo concluir que os esforços admitidos pelas paredes estavam dentro do valor admissível, tendo em conta as propriedades mecânicas da alvenaria, estimadas em 13 MPa para a resistência à compressão e 10 GPa para o módulo de elasticidade [2].

Sobretudo a partir deste acidente, tornou-se ainda mais interessante desenvolver a ideia de considerar elementos não-estruturais, em particular as paredes de alvenaria, como uma reserva de robustez dos edifícios.

2.3 - Modelação Numérica das Paredes

Nas últimas décadas, inúmeros estudos têm sido realizados com o objectivo de simular o efeito das paredes de enchimento em pórticos de betão armado[5], [19], [20]. Computacionalmente, existem duas grandes formas de abordar a modelação: com micro ou com macro-modelos.

A micro-modelação consiste em simular o comportamento de um determinado elemento, em geral de pequenas dimensões, com o máximo detalhe e exactidão, definindo as características mecânicas dos diferentes materiais e elementos constituintes [21]. No caso das paredes de alvenaria, os diferentes constituintes da parede, isto é, tijolos ou blocos, argamassa e eventualmente o material de reboco, são explicitamente modelados, incluindo, por vezes, a modelação da interface entre os diversos materiais. Graças a este nível de exactidão, a micro-modelação permite reproduzir o mais próximo possível da realidade o comportamento de um material heterogéneo, como é o caso das paredes de alvenaria cerâmica, uma vez que permite capturar os micro-mecanismos de rotura, de carácter local, que influenciam o mecanismo de rotura global. Neste tipo de modelação, ao discriminar as características dos diferentes elementos da alvenaria (ver Figura 2.5), é possível traçar com boa aproximação o padrão de fendilhação na parede, o mecanismo de colapso associado e ainda o valor da carga última. Contudo, este tipo de modelo exige um esforço computacional considerável, e o elevado número de parâmetros associados à sua formulação fazem com que a aplicação destes modelos, na análise de edifícios, seja pouco prática e raramente utilizada [17].

Em contrapartida, os macro-modelos não requerem uma formulação tão complexa, mas permitem uma representação global do comportamento dos elementos que se pretende modelar. Macro-modelação consiste em simular a interacção e o comportamento de um conjunto de materiais constituintes através de um número reduzido de elementos, aproximando a resposta global deste conjunto de elementos à resposta do elemento modelado.

Apesar de demonstrarem uma boa capacidade de modelação, os macro-modelos revelam alguma incapacidade para reproduzir directamente fenómenos locais mais característicos das fases de comportamento não-linear das alvenarias, como por exemplo o esmagamento nos cantos comprimidos.

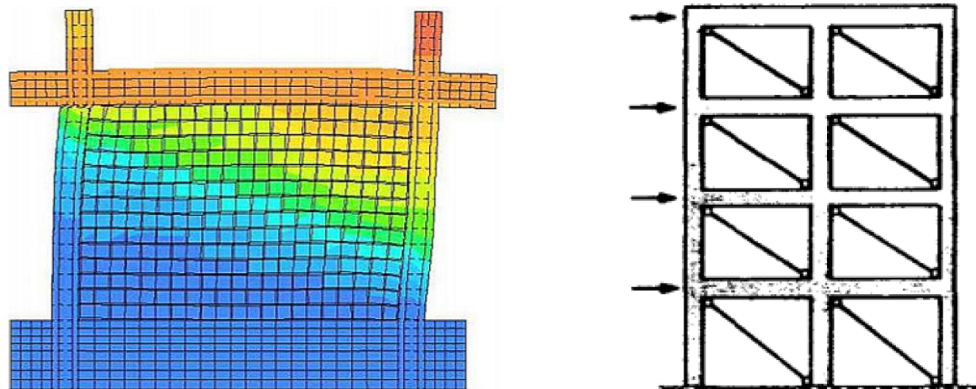


Figura 2.5 - Modelos numéricos de alvenaria: micro-modelo refinado (à esquerda) e macro-modelo simplificado (à direita) (adaptado de [17]).

Usualmente, a micro-modelação é aplicada para modelação isolada de elementos estruturais, devido às exigências computacionais. Utilizar este tipo de modelos para modelar, na totalidade, uma estrutura obriga a esforços computacionais exagerados, tendo em conta os benefícios potencialmente alcançáveis. Apenas em ambiente académico ou de investigação é que estas análises são realizadas, visto que são extremamente morosas para serem aplicadas na prática profissional durante a execução de um projecto. Neste tipo de casos, a macro-modelação apresenta diversas vantagens.

Na modelação global de uma estrutura, a macro-modelação permite obter resultados satisfatórios, não sendo necessário um esforço computacional tão elevado. Na verdade, grande parte dos *softwares* de cálculo estrutural existentes nos dias de hoje, como por exemplo o SAP2000, operam com base neste tipo de modelos. O facto de a modelação ser relativamente simples, ou de rápida execução, faz com que este tipo de modelação seja amplamente mais utilizada.

Tendo em conta o caso particular do presente trabalho, que será discutido detalhadamente adiante, a aplicação de uma análise através de micro-modelação

poderia apresentar melhores resultados do que os modelos macro. No entanto, o que se pretende é validar um modelo prático e simples, de onde se possa obter resultados satisfatórios no que diz respeito à interação pórtico-alvenaria quando sujeitos a acções verticais, e que justifiquem a sua futura utilização na prática profissional. Deste modo, a presente dissertação foi desenvolvida através de macro-modelação, recorrendo, para isso, ao programa de elementos finitos *OpenSees* [22].

2.3.1 - Biela Diagonal Equivalente (Mainstone)

Um dos primeiros autores a estudar o efeito de uma parede de alvenaria no comportamento de um pórtico de betão armado foi Polyalov, num trabalho publicado em 1960 [2]. Neste estudo, o autor concluiu que quando uma força horizontal é aplicada num pórtico, este apresenta um comportamento monolítico – formado apenas por um elemento resistente – até ao aparecimento das primeiras fendas na ligação entre o pórtico e a parede de alvenaria. Este fenómeno aumenta o confinamento das alvenarias e os esforços de compressão são distribuídos ao longo de uma diagonal entre os dois cantos comprimidos da parede, fazendo com que a parede se comporte como uma biela diagonal, como mostra a Figura 2.6.

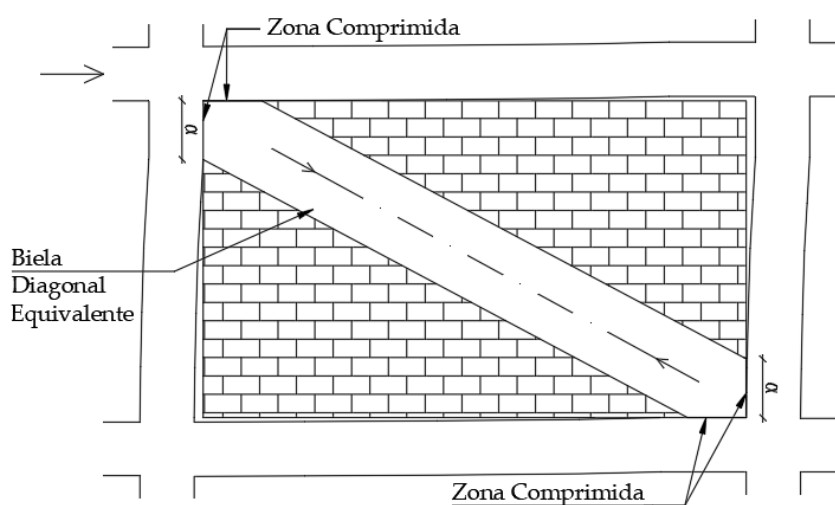


Figura 2.6 - Representação da biela diagonal equivalente (adaptado de [18]).

Em 1969, Smith e Carter verificaram experimentalmente que tanto a rigidez diagonal como a resistência das alvenarias não dependem só das suas dimensões e propriedades, mas também do comprimento (α) que permanece em contacto com o pórtico [23]. Para chegar a esta conclusão, os autores realizaram uma série de ensaios experimentais em pórticos preenchidos por paredes de alvenaria, sujeitos a uma carga horizontal no topo, como mostra a Figura 2.6.

Posteriormente, analisando os resultados, observaram que o comportamento da parede se relacionava com a rigidez dos pilares. Por outro lado, variações na rigidez das vigas demonstraram ter pouca influência no comportamento global da parede, uma vez que o comprimento de contacto (α) era sempre metade do vão da viga, aproximadamente [23].

Os autores concluíram que o comprimento de contacto (α) depende da rigidez relativa da parede de alvenaria em relação ao pórtico (Figura 2.7) e é dado, aproximadamente, pela seguinte expressão (2.1):

$$\frac{\alpha}{H} = \frac{\pi}{2\lambda H} \quad (2.1)$$

onde,

α – comprimento de contacto da parede com os pilares.

H – distância entre os eixos das vigas do pórtico.

λ – parâmetro adimensional que exprime a rigidez relativa entre o pórtico e a parede.

Por sua vez, o parâmetro λ é definido de acordo com a expressão (2.2)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_{col} \cdot I_{col} \cdot h}} \quad (2.2)$$

em que,

E_a – módulo de elasticidade da alvenaria.

E_{col} – módulo de elasticidade dos pilares.

I_{col} – momento de inércia dos pilares.

t – espessura da parede.

θ – ângulo da biela diagonal equivalente em relação ao eixo horizontal.

h – altura da parede.

Neste trabalho, os autores concluíram ainda que a largura efectiva da biela diagonal equivalente (Figura 2.8) é influenciada por diversos factores: a) a proporção entre o comprimento e a altura da parede; b) a rigidez à flexão relativa entre os pilares e a parede; c) a carga efectiva na biela diagonal; e d) a relação tensão-extensão da alvenaria.

Posteriormente, em 1971, Mainstone [24], baseando-se no trabalho desenvolvido anteriormente por Smith e Carter, estabeleceu as seguintes relações para determinar a largura efectiva da escora (eq. 2.3 e 2.4):

$$\text{- Para paredes de alvenaria } \begin{cases} a = 0.175 D (\lambda H)^{-0.4}, & \lambda H < 5 \\ a = 0.16 D (\lambda H)^{-0.3}, & \lambda H > 5 \end{cases} \quad (2.3)$$

$$\text{- Para paredes de betão } \begin{cases} a = 0.115 D (\lambda H)^{-0.4}, & \lambda H < 5 \\ a = 0.11 D (\lambda H)^{-0.3}, & \lambda H > 5 \end{cases} \quad (2.4)$$

sendo,

a – largura da biela diagonal equivalente.

D – comprimento da diagonal da parede.

λH – parâmetro adimensional que exprime a rigidez relativa entre o pórtico e a parede, apresentado por Smith e Carter [23].

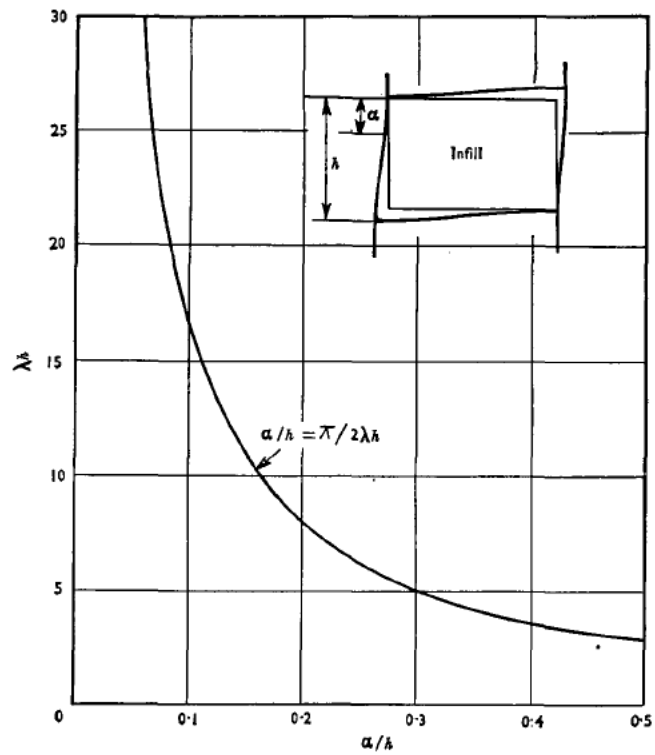


Figura 2.7 - Relação entre o comprimento de contacto α e o parâmetro λH (adaptado de [23]).

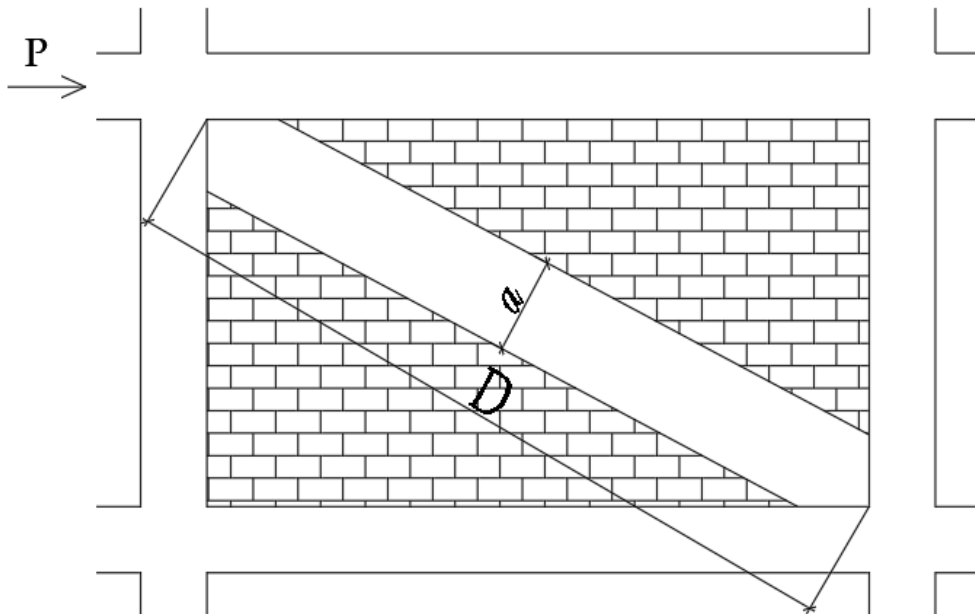


Figura 2.8 - Biela diagonal equivalente.

2.3.2 - Biela Diagonal Equivalente Excêntrica (Al-Chaar)

Baseados nos modelos acima referidos, outros modelos têm sido propostos, como é o caso do modelo da biela equivalente excêntrica, ou escora excêntrica, desenvolvido por Al-Chaar, num trabalho apresentado em 2002 [25].

Constatando que eram desconhecidas as características mecânicas das paredes de alvenaria de inúmeros edifícios em zonas de considerável potencial sísmico, nos Estados Unidos, este autor desenvolveu um trabalho experimental com o objectivo de avaliar a resistência e rigidez à flexão de paredes de alvenaria em pórticos de betão armado sujeitas a acções horizontais no plano da parede.

O que faz diferir este método dos anteriormente apresentados é a questão da excentricidade. Enquanto os autores anteriores sugerem que a escora seja ligada entre os dois nós comprimidos da parede (Figura 2.8), Al-Chaar apresenta outra solução. O autor sugere no seu modelo que, uma vez que os esforços da parede são transmitidos para o pórtico, maioritariamente, através dos pilares - facto verificado por Smith e Carter em 1969 - a escora deve ser conectada directamente aos pilares, como representado na Figura 2.9.

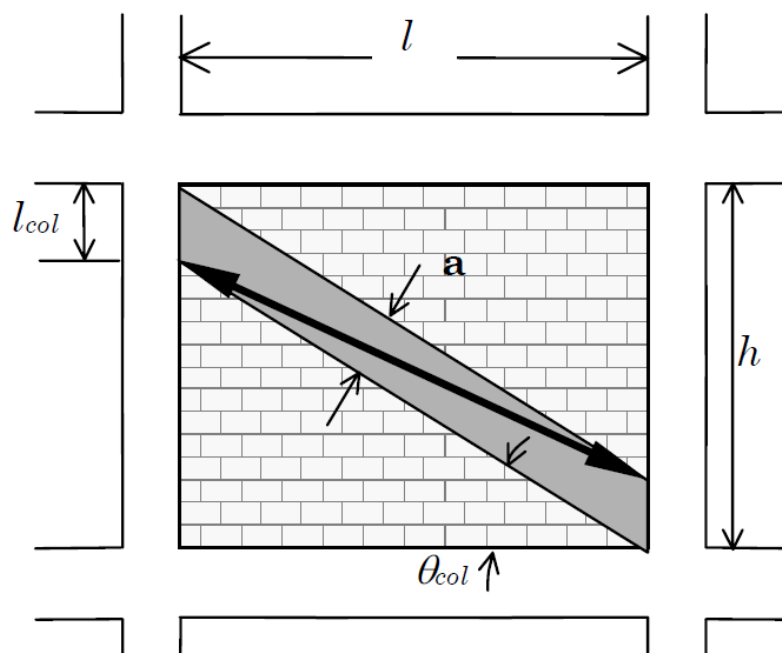


Figura 2.9 - Modelo da escora excêntrica (adaptado de [26]).

A distância entre o nó de ligação e a base/topo da viga l_{col} é calculada através das seguintes expressões (2.5 e 2.6):

$$l_{col} = \frac{a}{\cos(\theta_{col})} \quad (2.5)$$

$$tg(\theta_{col}) = \frac{h - \frac{a}{\cos(\theta_{col})}}{l} \quad (2.6)$$

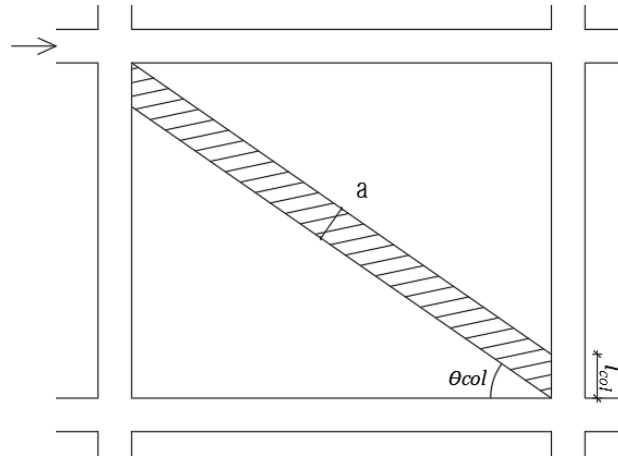


Figura 2.10 - Distância da superfície da viga ao limite do troço rígido.

O autor indica ainda que a falta de confinamento que a escora excêntrica do modelo provoca nos cantos do pórtico, quando comparada com o efeito real da alvenaria, torna o modelo mais flexível do que o pórtico real. Por este motivo, o autor sugere que se considerem troços rígidos, nos elementos dos pilares e vigas destas zonas, como mostra a Figura 2.11.

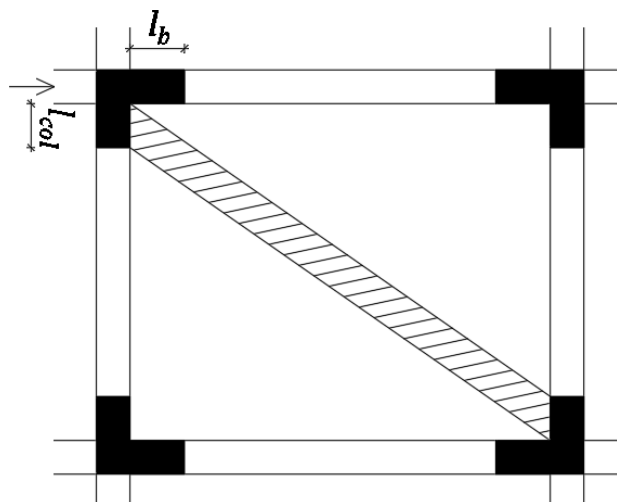


Figura 2.11 - Representação dos troços rígidos.

Para o caso do carregamento ser na vertical, a determinação do comprimento l_b é feita de forma análoga ao cálculo de l_{col} (Equações 2.7 e 2.8), como se pode ver na Figura 2.12.

$$l_b = \frac{a}{\text{sen}(\theta_b)} \quad (2.7)$$

$$\text{tg}(\theta_b) = \frac{h}{l - \frac{a}{\text{sen}(\theta_b)}} \quad (2.8)$$

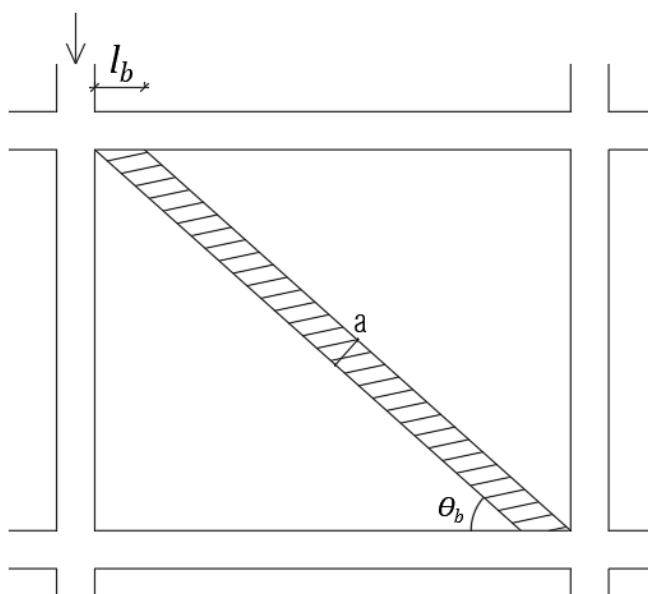


Figura 2.12 - Distância da superfície do pilar ao limite do trecho rígido.

2.3.3 - Modelo de Três Escoras (El-Dakhakhni)

Em 2003, Wael El-Dakhakhni publicou um artigo onde propôs um novo modelo para a simulação do efeito das paredes de alvenaria no preenchimento de pórticos metálicos, que apresentam uma rotura por esmagamento dos cantos comprimidos [27], referida anteriormente (Figura 2.2).

Devido à falta de modelos simples e eficazes a modelar o comportamento das paredes de alvenaria em pórticos metálicos, o autor procurou desenvolver um modelo que pudesse ser aplicado na prática, durante a fase de projecto. Se-

gundo o autor, tendo em conta a resistência da alvenaria, é possível reduzir significativamente os custos associados à construção, visto que os elementos estruturais se encontram excessivamente sobredimensionados.

Assim, com base em modelos anteriormente desenvolvidos [10], [23], [28], alguns dos quais já referidos neste trabalho, considerou que o painel diagonal resistente da parede se dividia em duas regiões. Uma ligando a viga inferior do pórtico ao pilar onde é aplicado o carregamento (Figura 2.13, região 1) e outra a ligar o pilar oposto à viga superior (Figura 2.13, região 2).

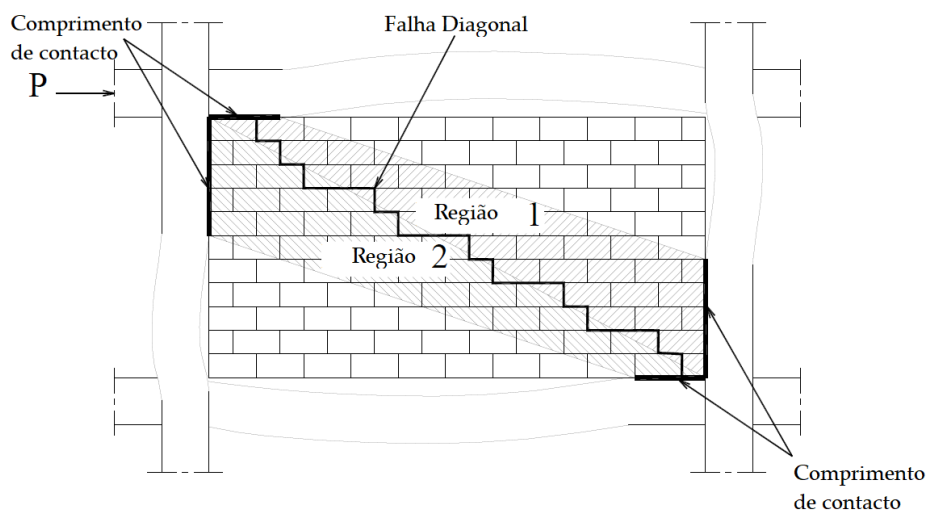


Figura 2.13 - Representação da zona comprimida em duas regiões (adaptado de [27]).

Dos estudos referidos, o autor conclui que não é possível reproduzir os efeitos das roturas devido às forças de corte e ao momento flector apenas com um elemento [27]. Por este motivo, sugere a utilização de dois elementos adicionais, um para cada região da zona comprimida (Figura 2.13).

O uso de múltiplas escoras permite uma melhor representação da zona comprimida da parede, facilitando ainda a modelação numérica das roturas progressivas que ocorrem, na parede, durante o ensaio. O desenvolvimento do modelo analítico divide-se em duas partes. A primeira diz respeito ao desenvolvimento do modelo geométrico da estrutura, enquanto a segunda lida com o modelo do material da alvenaria.

Modelo Geométrico

Saneinejad e Hobbs [28] mostraram, em 1995, que, em pórticos metálicos, os pontos de momento máximo se desenvolvem, aproximadamente, no limite do comprimento de contacto, e são dados por:

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2 (M_{pj} + \beta_b M_{pb})}{\sigma_b t}} \leq 0.4 l \quad (2.9)$$

$$\alpha_{col} h = \sqrt{\frac{2 (M_{pj} + \beta_{col} M_{pcol})}{\sigma_{col} t}} \leq 0.4 h \quad (2.10)$$

sendo,

α – razão entre o comprimento de contacto e o comprimento total do elemento (col para os pilares e b para as vigas).

h – altura dos pilares.

l – comprimento das vigas.

M_{pcol} – momento plástico dos pilares.

M_{pb} – momento plástico das vigas.

M_{pj} – valor mínimo entre o momento plástico das vigas e dos pilares.

σ – tensão normal (col para os pilares e b para as vigas).

t – espessura da parede.

β – razão entre o momento elástico e o momento plástico dos elementos (col para os pilares e b para as vigas).

É importante referir que os comprimentos de contacto não são constantes, apresentando tendência para diminuir, de acordo com o aumento da carga aplicada. Por este motivo, os autores sugerem que, perto da rotura, σ_{col} e β_{col} ou σ_b e β_b , irão atingir o seu valor máximo [28]. Através de uma análise de elementos

finitos concluíram que o valor máximo de β é 0.2, e desenvolveram expressões para determinar os valores máximos de σ_{col} e σ_b , dadas por:

$$\sigma_{b,max} = \frac{f'_c}{\sqrt{1+3\mu^2}} \quad (2.11)$$

$$\sigma_{col,max} = \frac{f'_c}{\sqrt{1+3\mu^2 r^2}} \quad (2.12)$$

onde,

f'_c – resistência à compressão da alvenaria.

μ – coeficiente de atrito entre a alvenaria e o pórtilo.

r – razão entre comprimento e a altura do pórtilo dado por $h/l < 1$.

Baseando-se neste trabalho, El-Dakhkhni procurou simplificar estas expressões e aplicá-las ao seu modelo. Outros autores, como Flanagan, em 1999 [29], concluíram que as expressões desenvolvidas por Saneinejad e Hobbs sobrestimavam a capacidade da parede para o dobro da capacidade real, devendo considerar-se um valor de $\mu = 0$ e desprezar a razão entre o comprimento e a altura do pórtilo, r , para atingir resultados compatíveis com as observações experimentais.

Assim, tendo em conta estas simplificações, El-Dakhkhni apresentou as seguintes expressões para determinar o comprimento de contacto:

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_b M_{pb})}{f'_{90} t}} \leq 0.4 l \quad (2.13)$$

$$\alpha_{col} h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_{col} M_{pcol})}{f'_{90} t}} \leq 0.4 h \quad (2.14)$$

em que,

f'_{90} – resistência à compressão da alvenaria na direcção perpendicular à argamassa de assentamento dos tijolos.

f'_0 – resistência à compressão da alvenaria na direcção paralela à argamassa de assentamento dos tijolos.

Relativamente ao cálculo da área da secção das escoras (A), El-Dakhakhni, fundamentou novamente a sua expressão no trabalho desenvolvido por Saneinejad e Hobbs. Aplicando as devidas simplificações, referidas acima, apresentou a seguinte expressão:

$$A = \frac{(1 - \alpha_{col}) \alpha_{col} h t}{\cos(\theta)} \quad (2.15)$$

onde θ é o ângulo da diagonal que divide as duas regiões da zona comprimida (ver Figura 2.14).

No que diz respeito à distribuição da área de secção pelas diferentes escoras, o autor sugere que se utilize $A/2$ para a escora central e $A/4$ para as restantes.

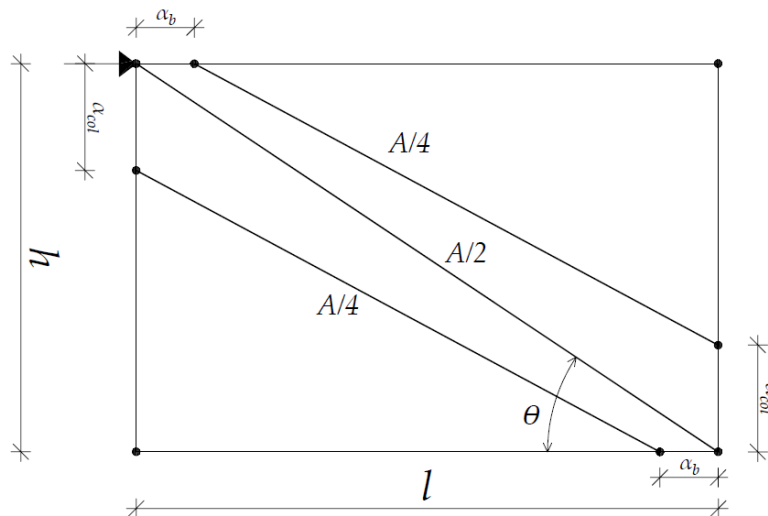


Figura 2.14 - Representação geométrica do modelo de El-Dakhakhni.

Relação Constitutiva do Material

No que diz respeito ao material, é conhecido o comportamento anisotrópico das paredes de alvenaria. Uma aproximação a esta característica é considerar a alvenaria como um elemento ortotrópico, relacionando as suas propriedades com o ângulo θ . Com este objectivo, o autor apresenta a expressão que se segue,

que relaciona o módulo de elasticidade da alvenaria com a inclinação do ângulo θ :

$$E_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{E_0} \cos^4(\theta) + \left[-\frac{2\nu_{0-90}}{E_0} + \frac{1}{G} \right] \cos^2(\theta) \sin^2(\theta) + \frac{1}{E_{90}} \sin^4(\theta)} \quad (2.16)$$

em que,

E_0 – módulo de elasticidade da alvenaria na direcção paralela à argamassa de assentamento dos tijolos.

E_{90} – módulo de elasticidade da alvenaria na direcção perpendicular à argamassa de assentamento dos tijolos.

G – módulo de distorção da alvenaria.

ν_{0-90} – coeficiente de Poisson da alvenaria.

Relativamente à resistência da alvenaria à compressão, faz sentido admitir que também esta se altera consoante a sua orientação na parede. Para isso, é possível relacionar E_{θ} a f'_{θ} , usando o mesmo factor que relaciona E_{90} com f'_{90} [27].

Conhecidas as propriedades do material, o autor apresenta um modelo constitutivo da alvenaria simplificado, caracterizado por três fases lineares, em vez de uma parábola (Figura 2.15), em que o módulo de elasticidade no pico (E_p) é igual a metade do valor de E_{θ} .

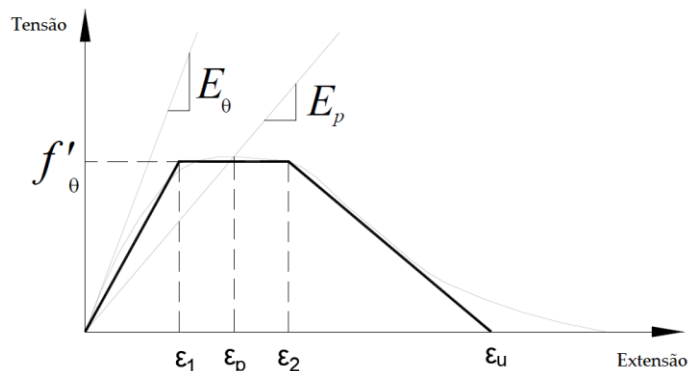


Figura 2.15 - Modelo constitutivo sugerido para a alvenaria (adaptado de [27]).

O autor refere ainda que, à falta de valores mais precisos, deve-se considerar: $\varepsilon_1 = \varepsilon_p - 0.001$; $\varepsilon_2 = \varepsilon_p + 0.001$ e $\varepsilon_u = 0.01$. É importante clarificar que ε_p pode ser calculado a partir da relação entre f'_θ e E_p ($\varepsilon_p = f'_\theta / E_p$).

2.4 - Conclusões

Neste capítulo fez-se uma breve abordagem à utilização das paredes de alvenaria na construção actual, em particular, ao seu uso como material de preenchimento de pórticos de betão armado, mencionando os principais problemas, para as estruturas existentes, de decorrem da negligência das propriedades estruturais das alvenarias.

Mencionaram-se os principais estudos relativos ao efeito das alvenarias nos pórticos, desenvolvidos ao longo das últimas sete décadas. Dos trabalhos realizados até à data, podemos concluir que todos eles estudam este efeito tendo em conta acções aplicadas horizontalmente no plano do pórtico, verificando-se que existe uma grande lacuna no estudo da capacidade das alvenarias face a cargas verticais extremas.

Descreveram-se, ainda, os principais modelos numéricos com potencial para simular o comportamento das paredes em pórtico sujeitos a acções verticais.



3. CASO DE ESTUDO

3.1 - Introdução

Em 2012, numa colaboração entre a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT UNL) e o Instituto Superior Técnico (IST), deu-se início a um projecto de investigação financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) intitulado Robust Brick [1]. Este projecto permitiu analisar experimentalmente painéis de alvenaria distintos, ensaiados no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do IST, compostos por dois tipos de tijolo cerâmico, o tijolo tradicional e o tijolo térmico. Para além destas duas qualidades de tijolo, foram ainda considerados diferentes métodos de reforço das paredes, procurando quantificar a sua eficácia.

A ideia subjacente a este projecto surgiu do interesse de quantificar a contribuição das paredes de alvenaria, existentes na grande maioria dos edifícios em Portugal, para a resistência ao colapso progressivo de estruturas de betão armado do tipo porticado, após a ocorrência de eventos extremos que provoquem a ruptura de um ou mais elementos estruturais verticais. Apesar de se ter verificado que a sua contribuição neste tipo de eventos era positiva [2], não se conhecia verdadeiramente o seu comportamento nestas situações.

Assim sendo, foram construídos pórticos de betão armado à escala real, sujeitos a um carregamento vertical, com o objectivo de simular a perda repentina de um pilar. Por motivos práticos, o pórtico foi carregado de baixo para cima, contrariamente ao que acontece na realidade quando há rotura de um pilar. Ainda assim, o comportamento da parede é equivalente para ambos os sentidos.

Este tipo de ensaio nunca antes havia sido realizado, daí a sua relevância na área da segurança estrutural. Os resultados obtidos permitiram avaliar a contribuição das paredes de alvenaria para a robustez e resistência ao colapso progressivo de estruturas porticadas de betão armado severamente danificadas.

Nos ensaios realizados foram estudados, entre outros, os efeitos de: (i) alvenaria composta por tijolo tradicional de furação horizontal; (ii) alvenaria composta por tijolo do tipo térmico de furação vertical; (iii) junta argamassada contínua e descontínua; (iv) armadura de junta; (iv) reboco armado como material de reforço e reparação de paredes danificadas.

Face aos múltiplos aspectos focados no âmbito deste projecto, a presente dissertação focar-se-á apenas no primeiro efeito descrito, isto é, o efeito de uma parede de alvenaria no comportamento do pórtico de betão armado em comparação com o comportamento do pórtico isolado.

3.2 - Modelo Experimental

Antes de se realizar qualquer ensaio ao pórtico, foram executados vários ensaios aos diferentes materiais que o constituem para aferir as suas características mecânicas.

3.2.1 - Materiais

Aço

As propriedades do aço foram determinadas através de ensaios experimentais aos diferentes varões utilizados na armadura do pórtico, chegando a tensões de cedência de 540, 533 e 618 *MPa* e tensões de rotura de 570, 640 e 720 *MPa* para os varões de 10, 16 e 20 *mm* de diâmetro, respectivamente.

Betão

Durante a betonagem do pórtico foram também betonados 24 cubos com 15 *cm* de aresta, com a finalidade de determinar as características do betão. Ao fim de 28 dias, os cubos foram ensaiados à compressão, apresentando uma tensão de rotura média de 43,23 *MPa*.

Parede de Alvenaria

Para a caracterização da parede foram realizados diversos ensaios que apenas servem como valores de referência, fornecendo dados que ilustram o comportamento da parede real, sem, no entanto, definirem completamente as suas características práticas, uma vez que, para o caso da parede de tijolo tradicional, não foram feitos ensaios a tijolos iguais aos que constituíram a parede ensaiada (tijolo de 15 e de 11), mas antes a tijolo de 22.

Em primeiro lugar, foram ensaiadas oito amostras de material cerâmico, com 95x24.5x57.7 *mm*³ como mostra a Figura 3.1, para definir as características da matéria-prima dos tijolos. O ensaio foi realizado aplicando uma carga uniformemente distribuída, controlando o deslocamento a um ritmo de 1 *mm/min*. Os resultados deste ensaio encontram-se na Tabela 3.1 e os modos de rotura podem ser observados na Figura 3.2.

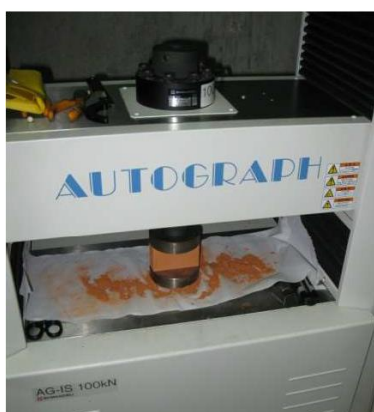


Figura 3.1 - Ensaio à compressão do material cerâmico (adaptado de [1]).

Tabela 3.1 - Resultados do ensaio à compressão do material cerâmico.

Resistência Máxima (<i>kN</i>)	Tensão de Rotura (<i>MPa</i>)	Coefficiente de Variação (%)
30.62	13	12.4



Figura 3.2 - Modos de rotura das amostras de argila (adaptado de [1]).

De seguida foram ensaiados tijolos cerâmicos tradicionais de 22 com as seguintes dimensões: $300 \times 220 \times 200 \text{ mm}^3$ (ver Figura 3.3). Os mesmos tijolos foram posteriormente ensaiados à compressão em cada uma das faces, de acordo com a Figura 3.4.

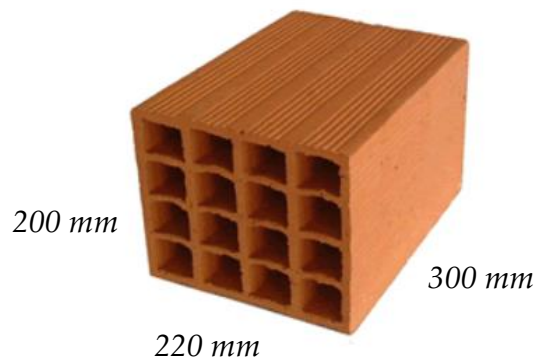


Figura 3.3 - Dimensões de fábrica do tijolo de 22 (adaptado de [30]).

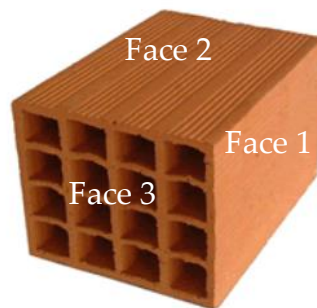


Figura 3.4 - Numeração das faces do tijolo.

Os ensaios à compressão a cada uma destas faces dos tijolos foram feitos a um ritmo de $0.05 \text{ N/mm}^2.s$. Foram realizados 6 ensaios para as faces 1 e 3 e 16 ensaios para a face 2. Os resultados destes ensaios apresentam-se na Tabela 3.2, sendo o modo de rotura, de cada uma das faces, ilustrado na Figura 3.5.

Tabela 3.2 - Resultados do ensaio à compressão a tijolo tradicional.

	Resistência Máxima (kN)	Tensão de Rotura (MPa)	Coeficiente de Variação (%)
Face 1	99.4	1.8	15.7
Face 2	99.3	1.6	14.0
Face 3	210.5	5.0	10.1

A partir da resistência máxima da face 2, apresentada na Tabela 3.2, é possível determinar a tensão de rotura do tijolo tendo em conta a sua espessura útil. Considerando que os tijolos de 22 possuem 5 septos de, aproximadamente 5 mm , a sua área útil é de $0.3 \times 5 \times 0.005 \text{ m}^2$. Dividindo os 99.3 kN pela área de secção útil

do tijolo, obtém-se o valor de 13.2 MPa, semelhante ao valor atingido pela análise do material cerâmico, apresentado anteriormente (13 MPa).



Figura 3.5 - Modos de rotura de cada uma das faces de tijolo tradicional (faces 1, 2 e 3, da esquerda para a direita).

Para além dos ensaios aos tijolos foram também realizados ensaios experimentais às amostras de argamassa, concluindo que esta é caracterizada por uma tensão de rotura à compressão de 5,0 MPa [1].

A partir da tensão de rotura à compressão, do tijolo e da argamassa, é possível estimar a tensão de rotura à compressão de alvenarias através da expressão seguinte, assim definida no Eurocódigo 6:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (3.1)$$

sendo:

f_k – tensão de rotura à compressão da alvenaria.

K – constante dependente do tipo de tijolo e do tipo de argamassa aplicada.

f_b – tensão de rotura à compressão do tijolo.

f_m – tensão de rotura à compressão da argamassa.

No entanto, a aplicação desta expressão é condicionada por diversos factores, entre os quais o facto da tensão de rotura à compressão da argamassa ser igual, ou maior, do que duas vezes a tensão de rotura à compressão do tijolo, impossibilita a aplicação válida desta expressão. Por este motivo, este cálculo não pode ser considerado na definição das propriedades mecânicas da alvenaria.

Assim, a partir dos dados fornecidos pela análise das alvenarias do edifício do acidente de Coimbra [2] e também dos resultados obtidos da caracterização do material cerâmico (13 MPa) considerou-se este, como um valor aceitável para a definição do modelo numérico do material.

Dos estudos realizados com o objectivo de descrever o comportamento estrutural das paredes de alvenaria de tijolo tradicional de furação horizontal e determinar valores característicos da sua resistência, poucos são aqueles de onde se obtêm resultados aplicáveis a este trabalho. Em primeiro lugar, faltam resultados experimentais de ensaios a paredes com os dois tipos de alvenaria presentes neste trabalho. Como já foi referido, a parede ensaiada experimentalmente no projecto *Robust Brick* era composta por dois panos de alvenaria, um com tijolo de 15 e outro de 11. Muitos dos estudos realizados foram levados a cabo com alvenarias com diferentes tipos de tijolo [6], [15], [19], [31], que podem não ter uma correlação directa com os outros tipos de tijolo. Em segundo lugar, os ensaios realizados a paredes de alvenaria do mesmo tipo, demonstram resultados muito díspares entre si. Muitos autores, atribuem esta disparidade de resultados a diferentes factores, entres os quais se destacam: qualidade da mão de obra; quantidade de água na argamassa; qualidade da matéria prima do tijolo e o processo de fabrico do mesmo.

Pelos motivos acima referidos, considerou-se para as alvenarias as características sugeridas pelos autores do caso de estudo [2], de 13 MPa para a tensão de rotura e 10 GPa de módulo de elasticidade. No entanto, outros valores foram considerados em determinados modelos, quando o autor do mesmo assim o sugeria.

3.2.2 - Geometria e Pormenorização do pórtico ensaiado

O pórtico é constituído por vigas com 5,00 m de vão e pilares de 2,55 m (entre os eixos dos elementos). A sua pormenorização foi efectuada de acordo com o Eurocódigo 2, sendo de referir que se sobredimensionaram as suas armaduras de flexão e de esforço transversal de modo a que o pórtico pudesse ser ensaiado

com um preenchimento de alvenaria até à rotura desta, sem experimentar, durante o ensaio, extensões plásticas nas suas armaduras. A ideia subjacente a este procedimento foi puramente económica, permitindo testar o comportamento do pórtico, com e sem alvenaria, utilizando para tal um único protótipo experimental. Nas Figura 3.6 e na Figura 3.7 pode verificar-se a pormenorização adoptada.

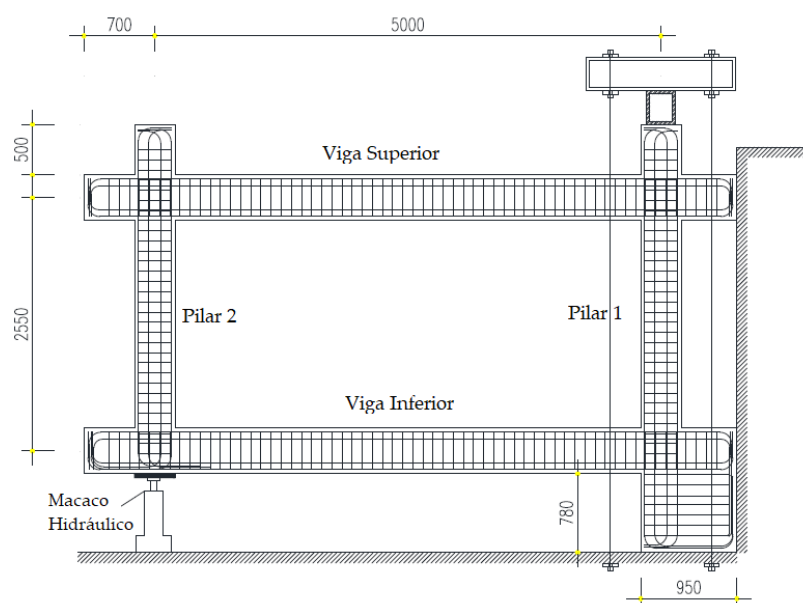


Figura 3.6 - Pórtico de betão armado e respectivas armaduras (adaptado de [32]).

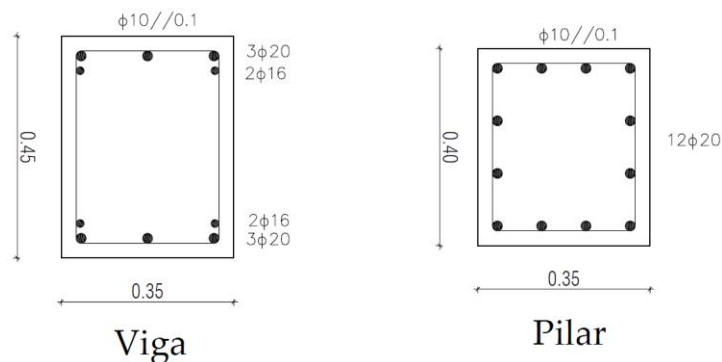


Figura 3.7 – Representação das secções do pórtico.

As vigas possuem 0.35 m de largura por 0.45 m de altura e foram armadas com 6 varões de $\phi 20$ e 4 de $\phi 16$, com estribos de $\phi 10$ espaçados de 0.1 m. Os pilares têm 0.35x0.4 m² com 12 varões de $\phi 20$, cintados com $\phi 10$ a cada 0.1 m. Ambas as secções podem ser observadas na Figura 3.7.

O pórtico foi pré-esforçado em três posições distintas. Primeiro, foi pré-esforçado à parede de apoio do laboratório, tanto por baixo da viga inferior, como por cima da viga superior (ver Figura 3.8). Posteriormente, foi pré-esforçado à laje do laboratório, como se pode observar no lado direito da Figura 3.6. O pré-esforço foi aplicado com varões de $\phi 26$, atingindo os 200 kN em cada local. O pré-esforço foi necessário para garantir a imobilidade do pórtico durante os ensaios, simulando assim a continuidade com a restante parte da estrutura.



Figura 3.8 - Pré-esforço contra a parede de apoio do laboratório.

A medição dos deslocamentos do pórtico foi feita com deflectómetros no ponto de aplicação da carga e nos apoios. Para além destes, foram também inseridos extensómetros nas armaduras, nas secções mais esforçadas, de ligação entre vigas e pilares e também a meio vão das vigas. A aplicação dos extensómetros na armadura pode ser observada na Figura 3.9 e na Figura 3.10. A localização dos extensómetros no pórtico encontra-se representada na Figura 3.11. Em cada varão foram colocados 2 extensómetros, um de cada lado do varão, perfazendo um total de 4 extensómetros por cada secção.



Figura 3.9 - Alisamento das armaduras para a colocação dos extensómetros.



Figura 3.10 - Aplicação de cola e silicone para proteger os extensómetros.

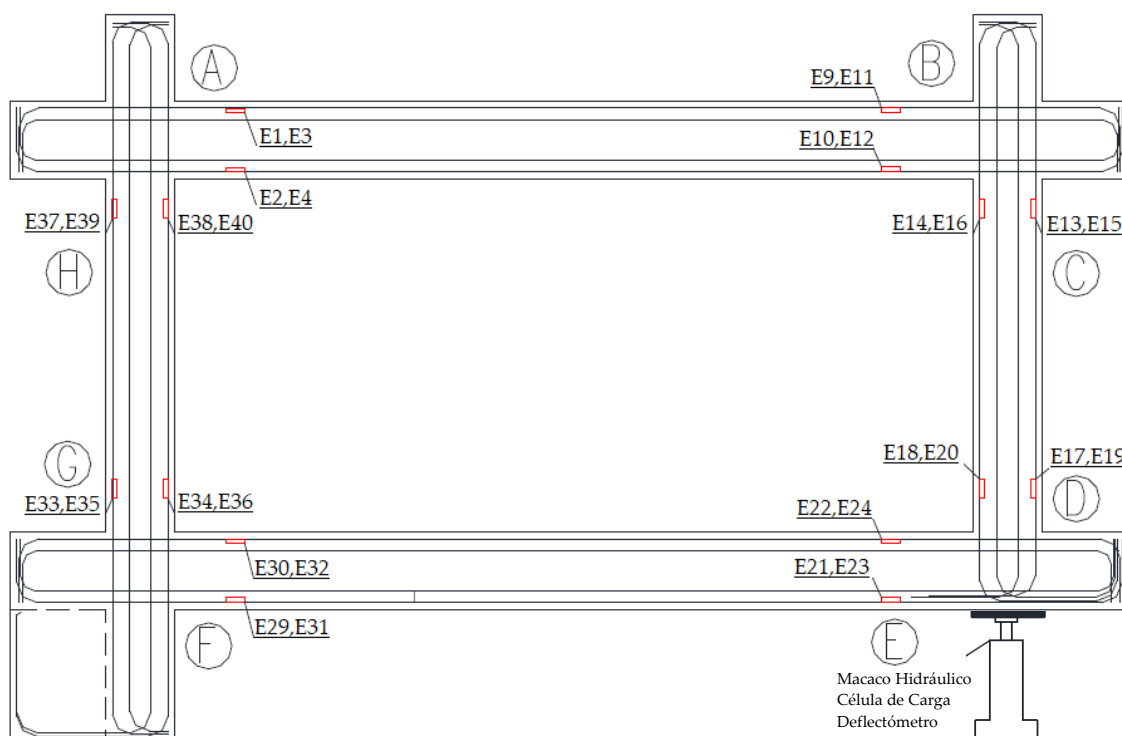


Figura 3.11 - Localização dos extensómetros no pórtico.

3.2.3 - Procedimento de Ensaio

Tal como foi referido anteriormente, este estudo dividiu-se em vários ensaios, dos quais apenas os que dizem respeito à parede com tijolo tradicional são relevantes para a presente dissertação.

Em cada ensaio, o procedimento foi semelhante: aplicar uma carga vertical com um macaco hidráulico, controlando o deslocamento a um ritmo de $0,01 \text{ mm/s}$ no nó inferior direito do pórtico (ver Figura 3.11). No entanto, é importante referir as diferenças e os objectivos distintos de cada um dos ensaios:

1º Ensaio: em regime elástico para compreender o comportamento do pórtico sem a parede, até 30 mm de deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga.

2º Ensaio: com dois panos de alvenaria, um com tijolo de 15 e outro de 11 com 4 cm entre eles, até à rotura das alvenarias.

3º Ensaio: sem os panos de alvenaria, até à rotura.

3.3 - Resultados

Na Figura 3.12 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento para os 3 ensaios realizados. No primeiro ensaio é possível analisar a fase perfeitamente elástica do pórtico, até à abertura da primeira fenda no betão, para um deslocamento de cerca de 15 mm . Daqui em diante, verifica-se uma diminuição ligeira da rigidez do pórtico. No entanto, deve assinalar-se que as armaduras permaneceram em todo o ensaio, e até um deslocamento imposto de cerca de 30 mm , em regime elástico. O comportamento em regime não-linear do pórtico sem preenchimento de alvenaria foi analisado apenas no terceiro ensaio, onde o pórtico foi carregado até à rotura. Deve referir-se uma vez mais que, entre o 1º e o 3º ensaio, foi realizado o 2º ensaio com o pórtico preenchido com alvenaria, e carregado até à rotura da mesma. No entanto, durante este ensaio, e conforme se pode constatar

na Figura 3.15 relativa aos registos da extensometria, as armaduras não experimentaram extensões além da relativa à cedência. A análise da Figura 3.12 permite concluir que a rigidez inicial do pórtico durante o 3º ensaio é semelhante à fase de descarga do 1º ensaio, comprovando-se assim que os danos provocados nos elementos de betão armado durante o 2º ensaio terão sido mínimos.

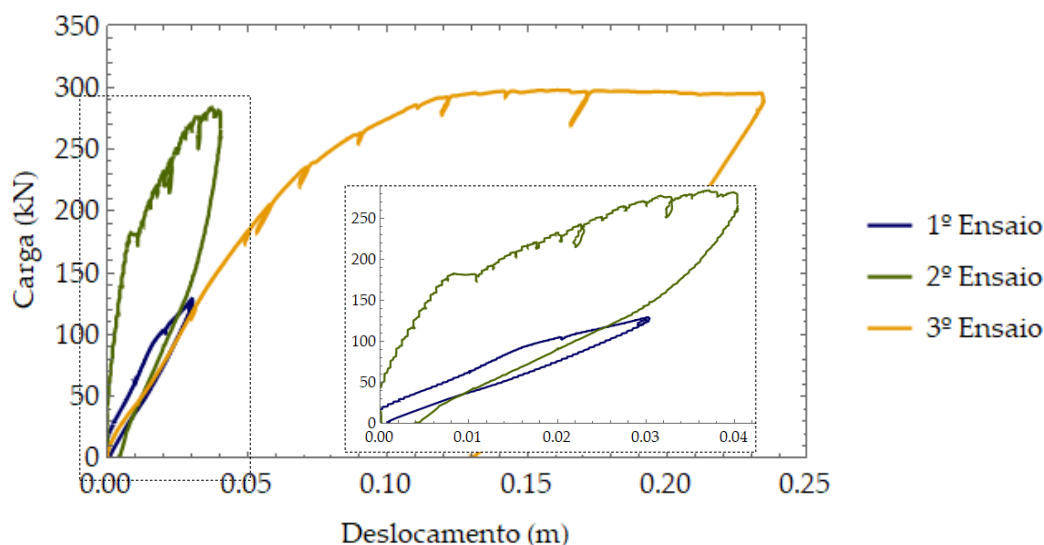


Figura 3.12 - Gráfico carga/deslocamento no ponto de aplicação da carga para os três ensaios experimentais.

A mesma figura permite observar ainda a fase de propagação da fissuração ao longo dos elementos estruturais do pórtico até um deslocamento imposto de cerca de 7 *cm*, durante o 3º ensaio relativo ao pórtico sem preenchimento de alvenaria. Desta fase em diante dá-se uma diminuição gradual da rigidez correspondente à formação do mecanismo de colapso, que se completa para um deslocamento imposto de cerca de 12 *cm* (Figura 3.13). A partir deste deslocamento a rigidez do pórtico permanece nula, não sendo possível aumentar a carga aplicada acima dos 296.6 *kN*. A análise das extensões medidas durante o ensaio, apresentadas na Figura 3.16, permite concluir que o mecanismo de colapso corresponde à formação de 4 rótulas plásticas nas secções extremas das vigas. Na secção F, os extensómetros não registaram extensões acima da de cedência, apesar da mesma apresentar fendilhação compatível com o desenvolvimento de uma rótula plástica. Tal poderá ter ficado a dever-se ao descolamento dos extensómetros, e ao facto da secção F não coincidir com a secção de momento máximo.

Relativamente ao 2º ensaio, observam-se diferenças significativas. A rigidez inicial do pórtico, com a contribuição da parede de alvenaria dupla, é aproximadamente 5 vezes superior à rigidez do pórtico sem a referida parede (Figura 3.12).



Figura 3.13 – Mecanismo de rotura do pórtico sem preenchimento de alvenaria (3º ensaio).

Tal como comprovaram experimentalmente outros ensaios referidos no Capítulo 2 [15], também neste ensaio a parede de alvenaria apresentou um comportamento monolítico na fase inicial. Isto acontece porque nesta fase a parede ainda não se apresenta fendilhada. Para um deslocamento imposto de cerca de 6 mm, e uma carga perto dos 175 kN, forma-se então a biela diagonal comprimida, adoptando, seguidamente, o comportamento equivalente de uma escora de compressão. De facto, observa-se no gráfico que o deslocamento aumenta cerca de 3 mm, sem que a carga aplicada ao pórtico aumente. Isto acontece porque a alvenaria cede e ajusta-se, definindo caminhos de carga alternativos e promovendo uma alteração na distribuição de esforços. Daqui em diante a rigidez do conjunto pórtico

tico-parede fica diminuída, em todo o caso sempre superior à do 3º ensaio correspondente ao pórtico sem preenchimento de alvenaria. O deslocamento e carga vão então aumentando até um máximo de cerca 4 cm e 283.6 kN, respectivamente, até se dar a rotura da escora de compressão por esmagamento do material, junto ao nó de ligação entre a viga superior e o pilar pré-esforçado contra a parede de reacção (Figura 3.14).

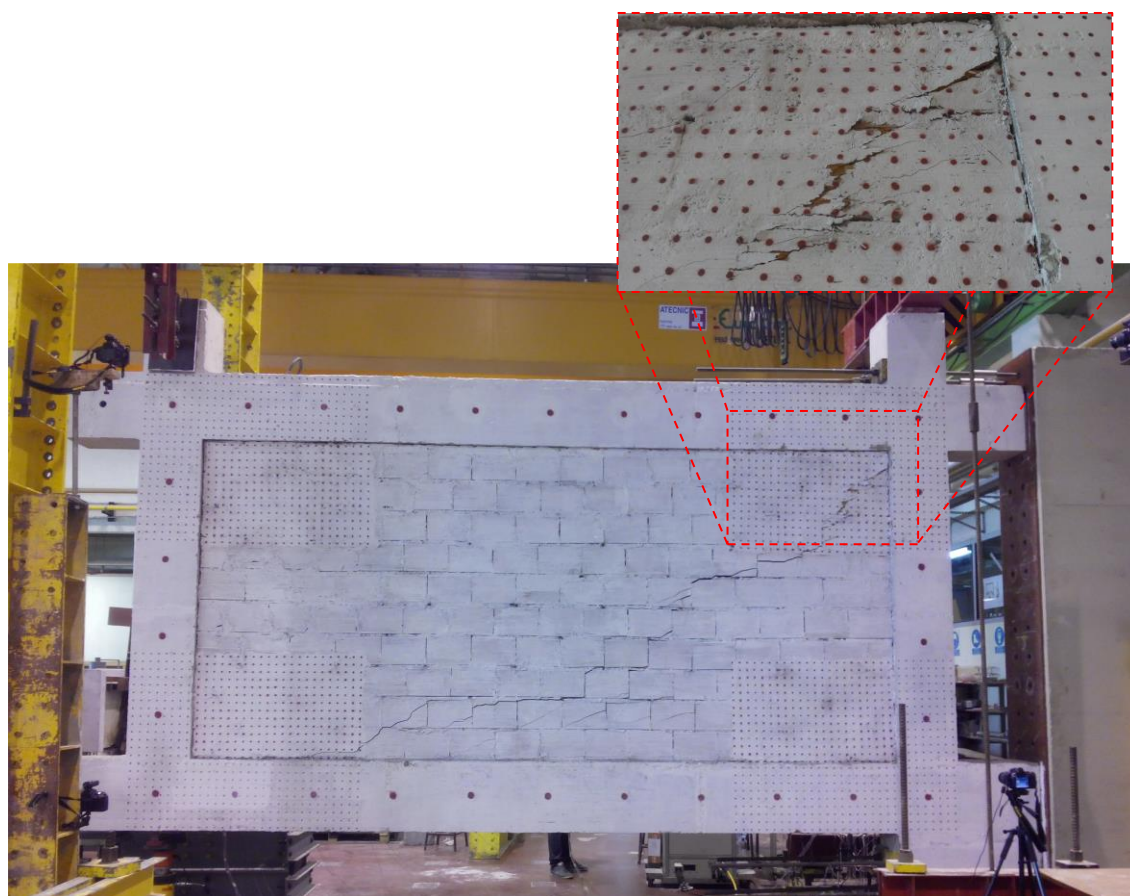


Figura 3.14 –Desenvolvimento e rotura da escora de compressão na parede de alvenaria (2º ensaio).

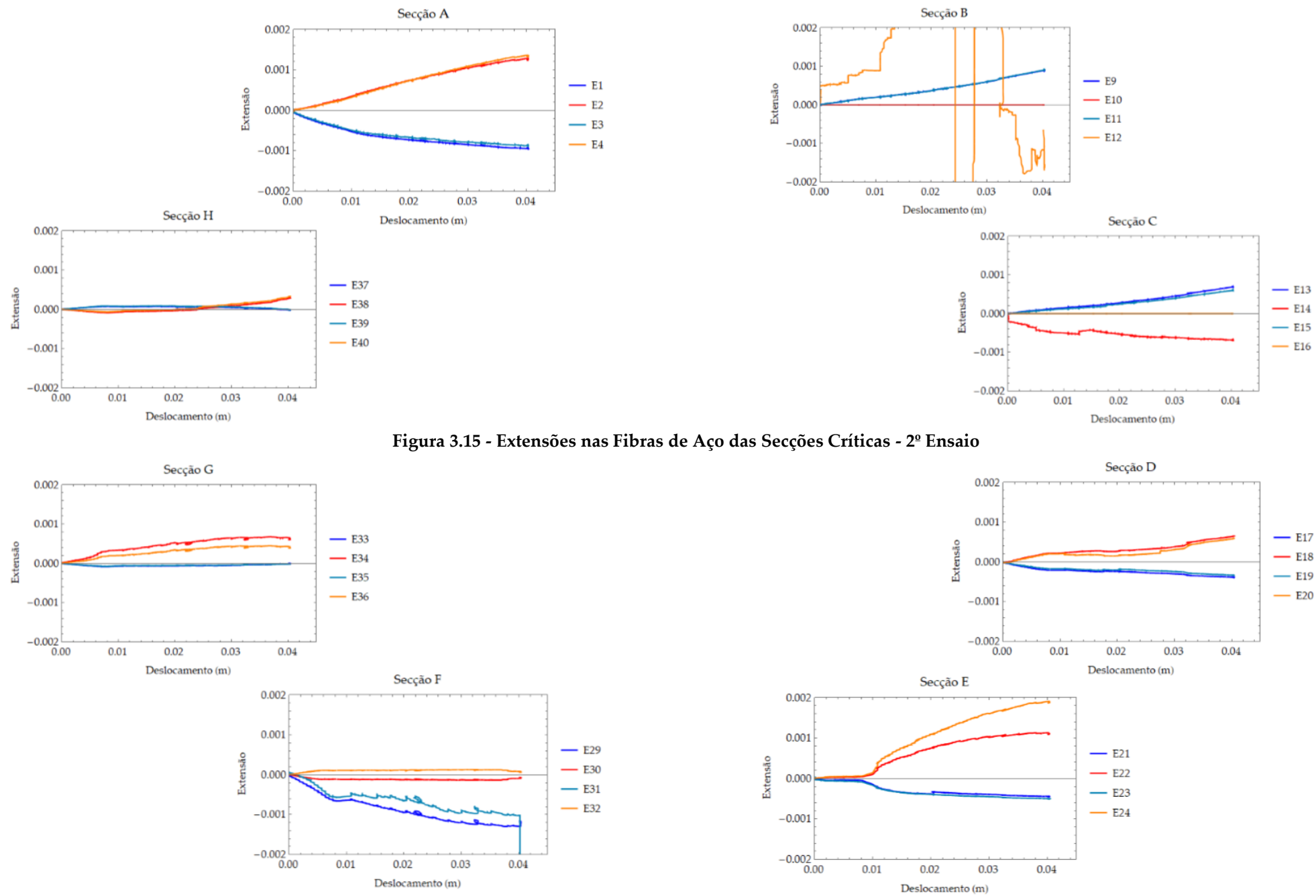


Figura 3.15 - Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas - 2º Ensaio

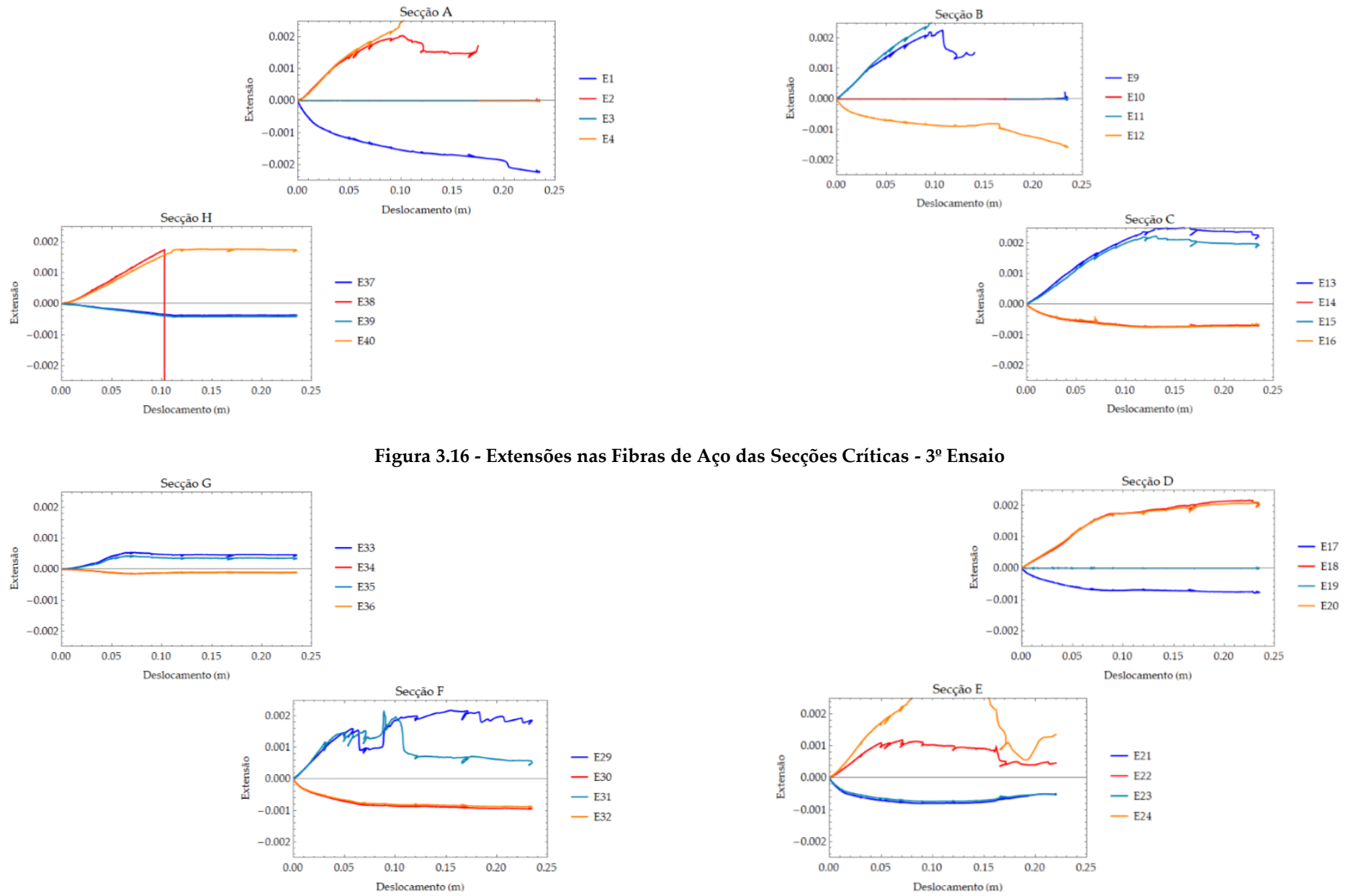


Figura 3.16 - Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas - 3º Ensaio

3.4 - Conclusões

Neste capítulo foi dada uma breve explicação do projecto *Robust Brick* e dos seus métodos experimentais, explicando o processo de ensaio dos pórticos, os materiais constituintes e os respectivos elementos.

Com base nos resultados destes ensaios, é possível concluir que a parede de alvenaria de tijolo tradicional aumenta a rigidez do pórtico em cinco vezes, permitindo resistir a cargas da mesma ordem de grandeza sem ocorrer plastificação nas secções do pórtico, ou seja, sem se formar um mecanismo de colapso no mesmo. Conforme evidenciado noutros trabalhos de investigação relativos ao efeito das alvenarias no comportamento de pórticos de betão armado sujeitos a acções horizontais, as paredes de preenchimento, também no caso de acções verticais, alteram o funcionamento estrutural dos pórticos, definindo caminhos de carga alternativos e aliviando os esforços de flexão e corte das vigas e pilares.

Não foi possível concluir sobre o efeito da alvenaria na resistência do pórtico, uma vez que, como se referiu anteriormente, as armaduras do mesmo foram sobredimensionadas de forma a que o pórtico pudesse ser ensaiado com o preenchimento de alvenaria, sem no entanto experimentar deformações plásticas significativas.

4. MODELO NUMÉRICO

4.1 - Introdução

A modelação numérica permite um desenvolvimento, face aos modelos experimentais, importante para aplicação dos conhecimentos adquiridos. Enquanto os resultados experimentais fornecem informação indispensável para um melhor entendimento dos comportamentos físicos que nos rodeiam, a modelação numérica permite-nos aprofundar o estudo dessa informação e fazer previsões a partir dela.

Neste capítulo apresentam-se os modelos numéricos desenvolvidos na modelação da parede de alvenaria do caso de estudo, descrito anteriormente. Toda a modulação realizada nesta dissertação foi feita recorrendo ao programa *OpenSees*, do inglês *Open System for Earthquake Engineering Simulation* [33]. O *OpenSees* é um programa *open source* (código aberto) de elementos finitos, desenvolvido na Universidade de Berkeley [34], desde 1997, que permite modelar qualquer tipo de estrutura, simulando a sua resposta estrutural. O programa possui uma vasta biblioteca, tanto de materiais e de elementos como de análises, que permitem definir estruturas bastante complexas de forma rigorosa. O facto de ser *open source* dá ainda origem ao rápido desenvolvimento e validação de novas capacidades do programa, graças à vasta comunidade de programadores e utilizadores que o

utilizam [35]. A interacção com o programa, é feita na linguagem de programação Tcl (*Tool Command Language*), desenvolvida nos anos 80 por John Ousterhout [36].

Actualmente existem diversos programas de elementos finitos com capacidades iguais, ou talvez até superiores, às do *OpenSees*; no entanto, necessitam de um investimento inicial para a sua aquisição, tornando-se assim inacessíveis para muitos investigadores [35].

4.2 - Materiais e Modelos Constitutivos

Betão

A modelação do betão foi feita através do material *Concrete02*, que se comporta segundo o modelo constitutivo representado na Figura 4.1.

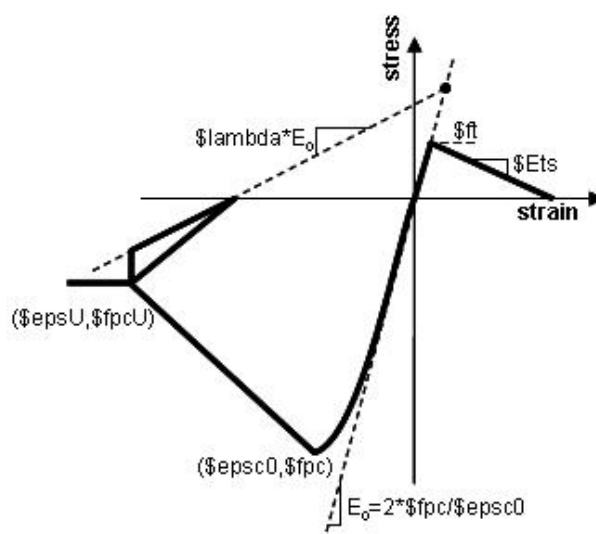


Figura 4.1 - Modelo constitutivo do *uniaxialMaterial Concrete02* (adaptado de [22]).

Para definir o material são necessários oito parâmetros que condicionam o desempenho do material.

uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$\epsilon_{psc0} \$fpcu \$\epsilon_{psU} \$\lambda \$f_t \$E_{ts}

<i>\$matTag</i>	Número de identificação do material.
<i>\$fpc</i>	Resistência à compressão aos 28 dias.
<i>\$\epsilon_{psc0}</i>	Extensão correspondente à resistência máxima.

f_{pcu}	Tensão de rotura do betão.
ϵ_{psU}	Extensão de rotura do betão.
λ	Razão entre as inclinações da curva de descarga com a curva de carga inicial.
f_t	Resistência à tracção.
E_{ts}	Módulo de elasticidade à tracção, pós-rotura.

Os valores que definem o betão baseiam-se nos resultados dos ensaios experimentais às amostras de betão, referidos anteriormente no capítulo 3.

Tabela 4.1 - Valores dos parâmetros de definição do betão armado.

f_{pc}	-44.23 MPa
ϵ_{psc0}	-0.00226
f_{pcu}	-30.00 MPa
ϵ_{psU}	-0.0452
λ	0.10
f_t	0.00 MPa
E_{ts}	0.00 GPa

É importante referir que se desprezou a resistência do betão à tracção no contexto da modelação numérica dos ensaios números 2 e 3, visto que o pórtico já havia sido previamente fendilhado durante o 1º ensaio.

Aço

Para a modelação do aço foi utilizado o material *Steel02* que apresenta um comportamento de acordo com o representado na Figura 4.2. Como simplificação, assumiu-se que as propriedades dos diferentes varões eram as mesmas, dada a sua semelhança, bastando assim definir um tipo de aço.

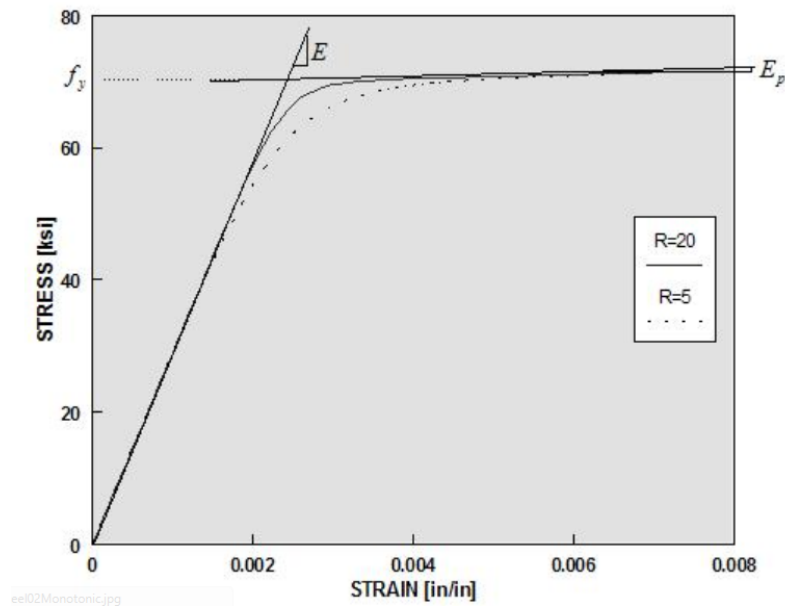


Figura 4.2 - Modelo constitutivo do *uniaxialMaterial Steel02* (adaptado de [22]).

Os parâmetros são definidos no programa na ordem que se apresenta de seguida:

uniaxialMaterial Steel02 \$matTag \$Fy \$E \$b \$R0 \$cR1 \$cR2

<i>\$matTag</i>	Número de identificação do material.
<i>\$Fy</i>	Tensão de cedência.
<i>\$E</i>	Módulo de elasticidade.
<i>\$b</i>	Razão entre o módulo de elasticidade pós-cedência e elástico.
<i>\$R0</i>	Parâmetro de transição da fase elástica para a fase plástica.
<i>\$cR1</i>	Parâmetro de transição da fase elástica para a fase plástica.
<i>\$cR2</i>	Parâmetro de transição da fase elástica para a fase plástica.

Os valores utilizados na definição do aço apresentam-se de seguida na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores dos parâmetros de definição do aço.

<i>\$Fy</i>	620 MPa
<i>\$E</i>	200 GPa
<i>\$b</i>	0.0005
<i>\$R0</i>	18.00
<i>\$cR1</i>	0.925
<i>\$cR2</i>	0.150

Alvenaria

Não existindo na biblioteca do programa um material específico para a modelação de alvenarias, a relação constitutiva utilizada para descrever o comportamento da parede de alvenaria foi a do material *Concrete01*, um material mais simples do que aquele utilizado na modelação do betão, já que não apresenta propriedades de resistência à tracção, mas ainda assim com potencial de reproduzir o seu comportamento. Este material apresenta um modelo constitutivo que se encontra esquematizado na Figura 4.3.

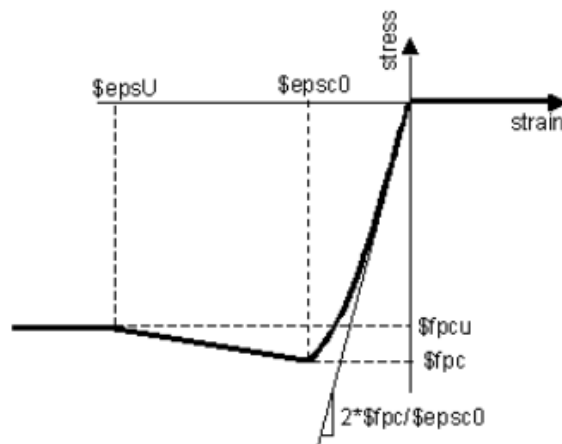


Figura 4.3 - Modelo constitutivo do *uniaxialMaterial Concrete01* (adaptado de [22]).

uniaxialMaterial Concrete01 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU

<i>\$matTag</i>	Número de identificação do material.
<i>\$fpc</i>	Tensão de rotura (compressão em negativo).
<i>\$epsc0</i>	Extensão para a tensão de rotura.
<i>\$fpcu</i>	Tensão última do material.
<i>\$epsU</i>	Extensão última do material.

Os valores que definem este modelo constitutivo encontram-se abaixo, na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores dos parâmetros de definição da alvenaria.

f_{pc} 13 MPa.

ϵ_{psc0} 0.0026.

f_{pcu} 10 MPa.

ϵ_{psU} 2 a 3 vezes ϵ_{psc0} .

Os valores de f_{pc} e ϵ_{psc0} , apresentados na Tabela 4.3, foram justificados no capítulo anterior e foram considerados a partir dos ensaios experimentais e da bibliografia existente (com $E = 10 \text{ GPa}$). Os valores de f_{pcu} e ϵ_{psU} foram determinados com base nas sugestões de alguns estudos recentes [19], [37] e também na experiência com o programa *OpenSees*, uma vez que se observou que a fase pós-rotura da alvenaria dava origem a alguns problemas numéricos que condicionavam o funcionamento do programa.

4.3 - Elementos Finitos

A modelação da não-linearidade de materiais, em elementos finitos, divide-se essencialmente em modelos de plasticidade concentrada e distribuída [38]. Como o nome sugere, a distinção entre estes dois tipos de modelos prende-se essencialmente com a localização e definição das zonas que podem plastificar.

Nos modelos de plasticidade concentrada são definidas rótulas com uma relação não-linear de momento-rotação, de acordo com o material do modelo, nas zonas onde é esperada a formação de rótulas plásticas, concentrando assim a não-linearidade em secções ou pontos específicos [38]. Em contrapartida, os modelos de plasticidade distribuída permitem que as rótulas plásticas se formem em qualquer secção de um elemento, sem que a sua localização seja influenciada pelo utilizador. É importante referir ainda a possibilidade de definir um modelo intermédio entre os dois aqui apresentados, em que se definem determinadas zonas do elemento com plasticidade distribuída (onde se espera que ocorra a formação de rótulas plásticas) e as restantes zonas com comportamento linear. Este

modelo distingue-se da plasticidade concentrada porque admite que a rótula plástica ocorra em mais do que uma secção ou ponto. Geralmente, é conhecido como modelo de plasticidade semi-concentrada [38].

Dentro dos modelos de plasticidade distribuída existem diversos tipos de elementos que o programa *OpenSees* permite utilizar. Dos possíveis, distinguem-se sobretudo os *force based elements* e os *displacement based elements*. Segundo [39], a vasta maioria dos elementos finitos utilizados em análises não-lineares tem sido baseada em formulações de deslocamentos. Estas formulações dependem da aproximação do campo de deslocamentos ao longo do comprimento dos elementos, de onde, posteriormente, se calculam extensões e tensões. A aproximação do campo de deslocamentos é portanto um factor determinante nos resultados alcançados com este tipo de elementos, mostrando desvantagens face a uma análise baseada na flexibilidade (*force based elements*), com a particular agravante no caso de modelos com um comportamento inelástico [39]. Em contrapartida, as formulações baseadas na flexibilidade requerem uma aproximação ao campo das tensões resultantes, ao longo do comprimento do elemento, satisfazendo as condições de equilíbrio, independentemente da não-linearidade do comportamento do material. Correia et al. [39] conclui no seu trabalho que elementos baseados na flexibilidade (*force based elements*) reproduzem com melhor precisão a rigidez e resistência máxima de estruturas, sendo os mais apropriados na modelação de rótulas plásticas.

Pelos motivos acima referidos, neste trabalho optou-se por utilizar, para a modelação do pórtico de betão armado, um modelo de plasticidade distribuída baseado na flexibilidade.

4.3.1 - Secções Transversais de Vigas e Pilares

Como se referiu, tanto as vigas como os pilares foram modelados através de elementos do tipo *force based elements*, mais concretamente *nonlinearBeamColumn*. Na definição destes elementos é necessário inserir o número de pontos de

integração de cada elemento, os nós de ligação, uma secção respectiva. As secções definem-se através de fibras longitudinais estabelecidas pelas coordenadas locais de dois pontos, formando assim a área de secção da fibra (ver Figura 4.4) e pelos materiais que constituem a secção, definidos anteriormente. A localização das armaduras foi definida utilizando a função *layer* que permite inserir varões de armadura na secção de betão armado, na localização pretendida.

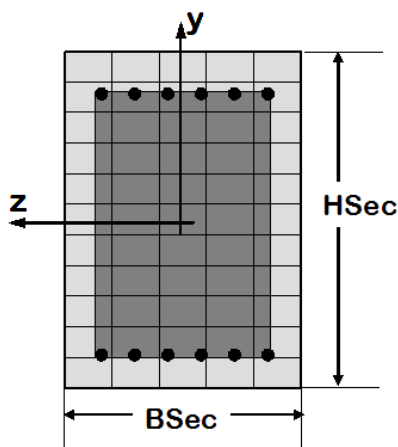


Figura 4.4 - Representação da secção de fibras (adaptado de [40]).

4.3.2 - Escoras de Alvenaria

A modelação das escoras de alvenaria foi realizada através de elementos do tipo *element truss*. Elementos deste tipo permitem transmitir esforços apenas na direcção normal à secção do elemento, admitindo que o esforço é constante em todas as secções [41].

A definição deste tipo de elementos necessita apenas dos nós de ligação do elemento, o material que o constitui e da área da secção. É importante referir, relativamente à área da secção, que na modelação da parede, a furação dos tijolos foi desprezada, considerando o elemento da escora como um elemento sem vazios, com espessura igual à soma dos septos dos tijolos, aproximadamente 35 mm. A outra dimensão, perpendicular à espessura, é dada pelo modelo número utilizado e varia consoante o modelo, apresentando, portanto, valores variáveis.

4.4 - Definição dos Modelos

Apesar dos modelos apresentados no capítulo 2 dizerem respeito a carregamentos horizontais no plano da parede, existe legislação americana que promove a aplicação de tais modelos para acções verticais [42].

4.4.1 - Modelo 0 (Sem Alvenaria)

O modelo sem a parede de alvenaria serviu como modelo de referência para garantir a viabilidade dos resultados obtidos pelos restantes modelos. Foi importante estabelecer uma boa aproximação entre o comportamento do ensaio experimental e o modelo numérico, com o objectivo de compreender, o melhor possível, o comportamento do pórtico, para que, posteriormente, se pudesse averiguar a influência da parede no comportamento global do modelo.

As condições de apoio foram garantidas através de elementos com um comportamento semelhante ao de uma mola. Como foi referido no capítulo anterior, o pórtico foi pré-esforçado à laje do laboratório e à parede de reacção (ver Figura 3.6 e Figura 3.8), o que representa um desafio do ponto de vista da modelação. No total, durante o ensaio, o pórtico conta com apenas 3 apoios que o impedem de mover ou rodar. Considerar apoios fixos nos pontos de aplicação do pré-esforço seria incorrecto, uma vez que, apesar do valor do pré-esforço ser elevado, é apenas a tensão nos cabos que impede que ocorra deslocamento nestas zonas. Assim sendo, optou-se por considerar elementos elásticos – com material do tipo *uniaxialMaterial Elastic* – para simular o pré-esforço em duas das três zonas pré-esforçadas. O apoio do nó 6 (ver Figura 4.5) foi o único local onde se considerou o pré-esforço como um apoio deslizante, por duas razões: i) a parede de reacção impede o deslocamento do pórtico para a esquerda e, talvez a mais importante, ii) o carregamento no pórtico não promove deslocamento horizontal para a direita neste ponto. Os apoios dos nós 2 e 9 foram modelados como elementos com

propriedades distintas consoante o esforço a que estão sujeitos, ou seja, comportam-se de uma maneira quando são traccionados e de outra quando são comprimidos. O elemento do nó 2 apresenta uma resistência à compressão infinita, simulando a parede de reacção do laboratório, e uma resistência à tracção equivalente à resistência dos cabos pré-esforçados. No elemento do nó 9, apenas se considerou resistência à compressão, permitindo deslocamentos verticais para baixo, mas não para cima. Esta característica é importante porque permite simular o pré-esforço, através da aplicação de uma carga vertical, para baixo, no nó 9 de 200 kN. Com este carregamento, o pilar mantém-se num estado de compressão equivalente à do ensaio experimental. Estes elementos foram modelados no *OpenSees* através do *element truss*, que necessita apenas de dois parâmetros para a sua definição, o material (*uniaxialMaterial Elastic*) e a área da secção do elemento.

A representação do modelo sem a parede pode ser observada abaixo, na Figura 4.5. Todos os resultados obtidos encontram-se no capítulo seguinte.

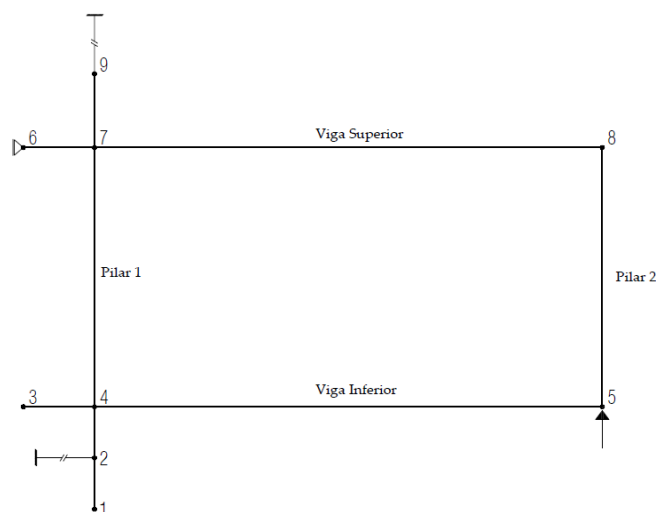


Figura 4.5 - Representação do modelo numérico do pórtico sem a parede.

4.4.2 - Modelo 1 (Mainstone)

Através das equações 2.2 e 2.3, apresentadas no capítulo 2, é possível determinar o valor do parâmetro adimensional que exprime a rigidez relativa entre o

pórtico e a parede, e posteriormente a largura da biela diagonal equivalente. Para isso, é necessário conhecer as características dos materiais do pórtico, assim como as suas características geométricas. Com estes valores presentes, apresentados na Tabela 4.4, conseguimos determinar a largura da biela diagonal apresentada na Tabela 4.5. Para que a construção do modelo fique correctamente definida, basta apenas ligar o elemento da parede aos nós 5 e 7 (Figura 4.6), na diagonal, como é suposto para este modelo.

Tabela 4.4 – Propriedades do modelo numérico.

$L (m)$	$H (m)$	$l (m)$	$h (m)$	$t (m)$	$Ea (GPa)$	$E_{col}(GPa)$	$I_b (m^4)$	$\theta (^\circ)$
5.00	2.55	4.60	2.10	0.035	10.0	34.4	0.003	65.5

Tabela 4.5 - Propriedades do modelo.

λL	$a (m)$
3.15	0.559

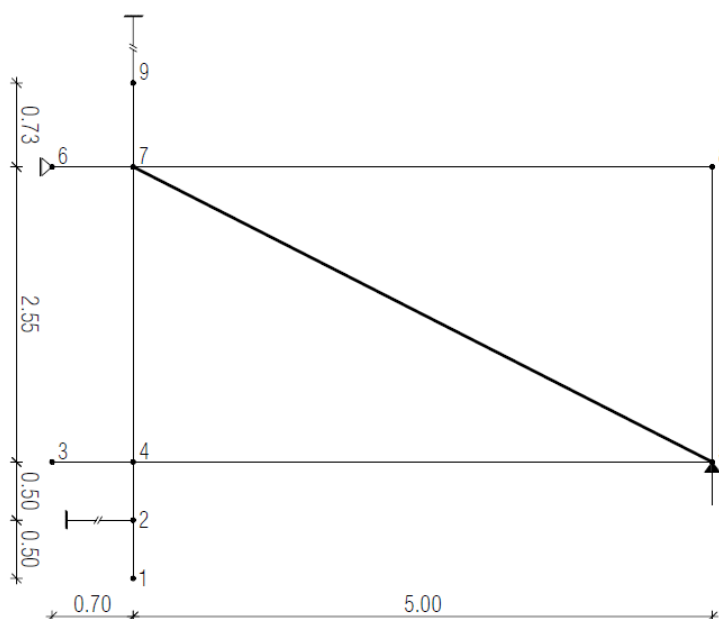


Figura 4.6 - Representação do modelo de Mainstone.

Este modelo, desenvolvido em 1971, é um modelo simples que conta apenas com uma escora diagonal, no lugar da parede. Esta escora foi modelada através de *element truss*, também utilizado na definição dos apoios.

4.4.3 - Modelo 2 (Al-Chaar)

Al-Chaar [25] verificou que os elementos do pórtico actuam de maneira diferente consoante o carregamento a que estão sujeitos. Isto é, quando o pórtico é sujeito a um carregamento horizontal, a parede transfere os esforços directamente para os pilares (ver Figura 2.9). Assim, para o caso de estudo, considerou-se que a parede reagia da mesma forma com as vigas.

A partir das expressões 2.5 a 2.9, do capítulo 2, foi possível determinar os comprimentos l_{col} e l_b , necessários para definir a geometria do modelo (Figura 4.7). Estes comprimentos de contacto são necessários para definir o limite dos troços rígidos do pórtico (Figura 2.11).

Tabela 4.6 - Características geométricas do modelo de Al-Chaar.

θ_{col} (°)	θ_b (°)	l_{col} (m)	l_b (m)
67.0	63.9	0.607	1.269

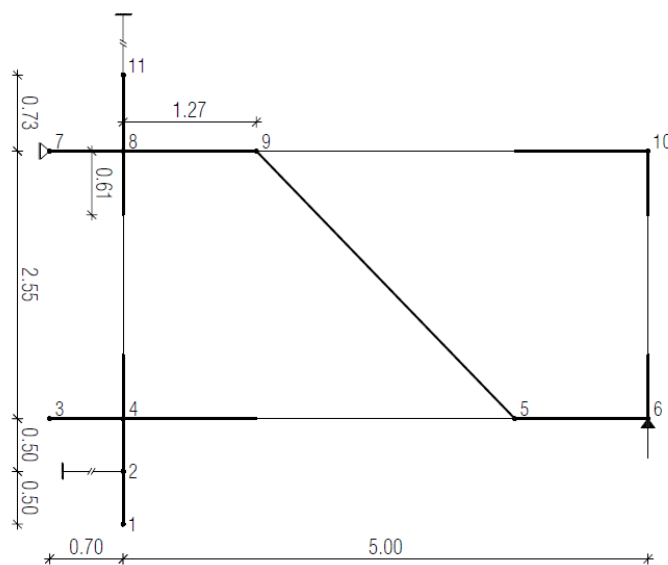


Figura 4.7 - Representação do modelo de Al-Chaar.

Relativamente às características do elemento da parede, este modelo baseia-se no modelo de Mainstone [24]. Por este motivo, não foram necessários cálculos

adicionais, tendo sido adoptados os valores apresentados anteriormente na Tabela 4.5

4.4.4 - Modelo 3 (El-Dakhakhni)

O modelo proposto por El-Dakhakhni, apresenta diferenças consideráveis quando comparado com os modelos anteriores. Tendo em conta as propriedades necessárias da alvenaria para determinar a geometria do modelo, foram definidos modelos com características ligeiramente diferentes.

4.4.4.1 - Modelo 3.1 (El-Dakhakhni)

No primeiro modelo admitiu-se a simplificação: $f'_0 = f'_{90}$, visto que, das propriedades conhecidas da alvenaria, não havia valores que distinguíssem a resistência à compressão, face à direcção do carregamento. Assim, para este modelo considerou-se a mesma resistência à compressão dos modelos anteriores, 13 MPa. O mesmo aconteceu para o módulo de elasticidade E_p , tendo sido adoptado o valor de 10 GPa.

A partir dos valores de momento plástico de cada secção, apresentados na Tabela 4.7, foi possível determinar os comprimentos de contacto $\alpha_{col}h$ e $\alpha_b l$, definindo a geometria do modelo.

Tabela 4.7 - Características do primeiro modelo de El-Dakhakhni.

$M_{pcol} (kN)$	$M_{pb} (kN)$	$M_{pj} (kN)$	$t (m)$	$\alpha_{col}h (m)$	$\alpha_b l (m)$
334.66	314.59	314.59	0.035	1.295	1.020

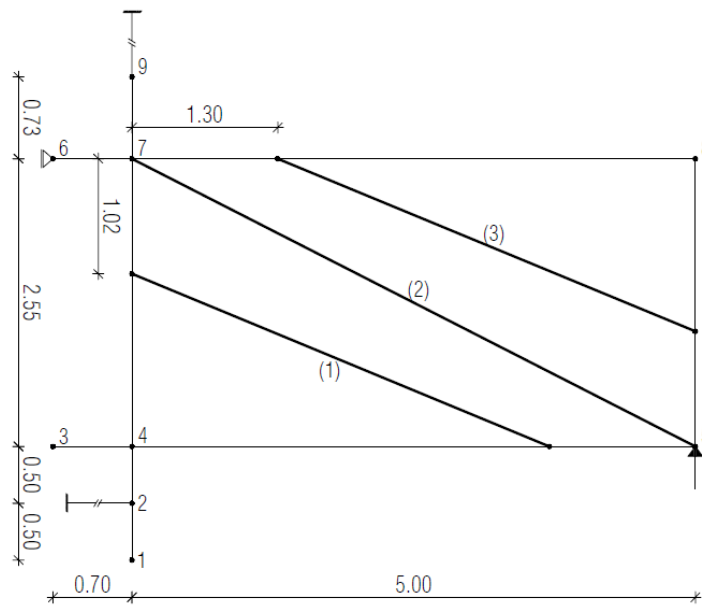


Figura 4.8 - Representação geométrica do primeiro modelo de El-Dakhkhni.

A área total das escoras, $0,081 \text{ m}^2$, foi determinada através da expressão 2.15, com $A/2$ na escora 2 e $A/4$ nas escoras 1 e 3.

4.4.4.2 - Modelo 3.2 (El-Dakhkhni)

No segundo modelo não foram consideradas quaisquer simplificações. Para colmatar a falta de dados referida, neste modelo foram utilizados valores para as propriedades das alvenaria sugeridos por Farazman [43]. Neste trabalho o autor modelou uma estrutura metálica sujeita a uma perda de um pilar através do modelo de El-Dakhkhni, sugerindo os valores da Tabela 4.8 para caracterizar a alvenaria.

Tabela 4.8 - Propriedades da alvenaria (Farazman).

f_0 (MPa)	f_{90} (MPa)	E_0 (GPa)	E_{90} (GPa)	G (GPa)	ν
3.80	2.66	3.87	19.54	6.00	0.15

Tabela 4.9 - Características geométricas do segundo modelo de El-Dakhkhni.

α_{colh} (m)	α_{bl} (m)	A (m^2)
2.000	1.020	0.101

A partir das propriedades apresentadas na Tabela 4.8, foi possível determinar os comprimentos de contacto $\alpha_{col}h$ e $\alpha_b l$ (Tabela 4.9), definindo a geometria do modelo.

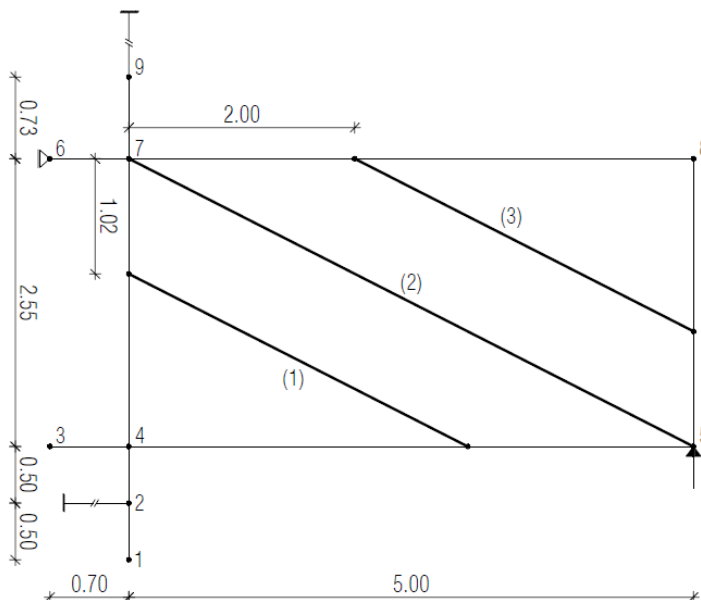


Figura 4.9 - Representação geométrica do segundo modelo de El-Dakhkhni.

Em relação à definição do modelo constitutivo do material, não foi utilizado o modelo representado na Figura 2.15 por não existir, até à data da realização deste trabalho, nenhum material no *software OpenSees* capaz de reproduzir exactamente o modelo sugerido. No entanto, o modelo apresentado na presente secção (Figura 4.9) foi adaptado ao modelo sugerido pelo autor, aproximando-os o mais possível.

Assim, através dos métodos apresentados no capítulo 2, foram calculados os valores apresentados na Tabela 4.10 para definir o modelo constitutivo da Figura 2.15.

Tabela 4.10 - Valores característicos do modelo constitutivo das escoras.

E_{θ} (GPa)	E_p (GPa)	f_{θ} (Mpa)
18.77	9.39	2.56



5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo é feita uma comparação entre os resultados obtidos através dos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho e os resultados experimentais do projecto *Robust Brick* [27].

É importante referir que a análise foi efectuada por imposição de deslocamentos, à semelhança do ensaio experimental. No entanto, a velocidade não foi a mesma para todos os ensaios, variando consoante o deslocamento máximo pretendido em cada ensaio.

5.1 - Modelo 0 (Sem Alvenaria)

Um dos primeiros métodos de verificação da viabilidade do modelo é através do gráfico da relação entre a carga aplicada ao pórtico e o deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga (Figura 5.1). A partir do traçado deste gráfico é possível comparar os fenómenos que ocorrem no modelo numérico com os do modelo experimental, aferindo, deste modo, a qualidade do modelo. A representação do modelo numérico pode ser vista na Figura 5.2.

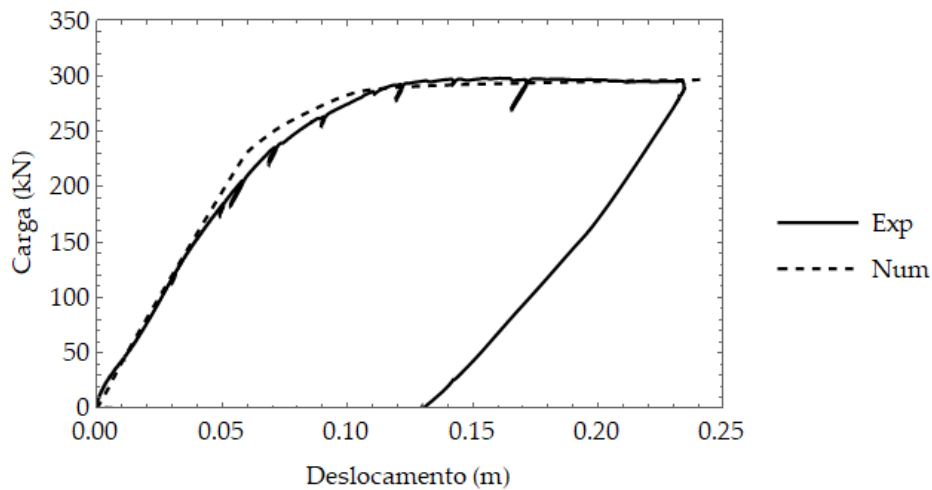


Figura 5.1 - Curva carga/deslocamento do modelo sem alvenaria levado à rotura.

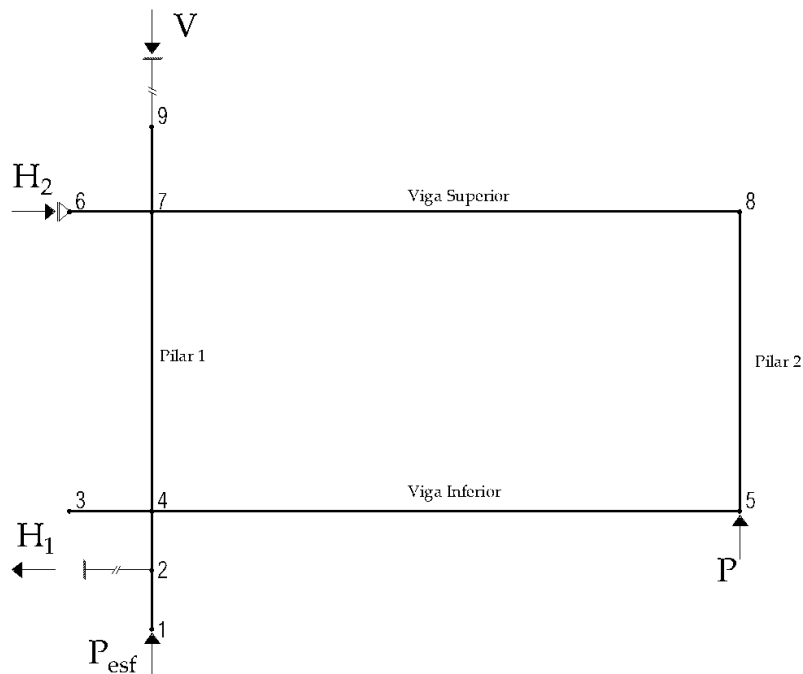


Figura 5.2 - Representação do modelo 0.

Na Figura 5.1 observa-se que a fase elástica do modelo numérico é mais longa do que no modelo experimental. No modelo numérico, observa-se o início da cedência quando a carga aplicada é de, aproximadamente, 230 kN , o que equivale a um deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga de 58 mm . No modelo experimental, isto acontece para uma carga aplicada consideravelmente mais baixa, de 150 kN , correspondendo a um deslocamento vertical de 40 mm no ponto de aplicação da carga.

É importante notar que, à altura deste ensaio, o pórtico já tinha sido ensaiado duas vezes, uma em fase elástica e outra com alvenaria, tal como foi referido no capítulo 3. Por este motivo, é plausível assumir que os ensaios anteriores tenham influenciado os resultados deste ensaio, tornando o pórtico menos rígido.

Analisando a extensão do betão, em cada uma das secções, é possível construir uma ideia do comportamento do pórtico durante o ensaio (Figura 5.3 e Figura 5.4). Como se pode observar através do esquema de cores, na viga superior, a secção A está comprimida nas fibras superiores e traccionada nas inferiores, enquanto na secção B acontece o oposto, com tracção em baixo e compressão em cima (a distribuição de secções no pórtico é ilustrada na Figura 3.11).

Na viga inferior a situação é semelhante. Na secção F há tracção em baixo e compressão em cima e na secção E há compressão em baixo e tracção em cima.

Em relação aos pilares, na secção H do pilar 1 (secção superior), o pilar está comprimido na face exterior do pórtico e traccionado na interior ¹. Em contrapartida, a secção G apresenta compressão na face interior do pórtico e tracção na exterior, apresentando valores muito baixos nesta última secção, por se situar no pilar pré-esforçado e por se tratar de uma zona mais reforçada da estrutura.

Já no pilar 2 encontramos a secção D traccionada na face interior e comprimida na exterior, enquanto a secção C se encontra comprimida na face interior e traccionada na exterior.

¹ As fibras a vermelho e a cor-de-laranja da Figura 5.4 são as mais próximas da face exterior do pilar, não só para este modelo, mas também para os modelos das secções que se seguem.

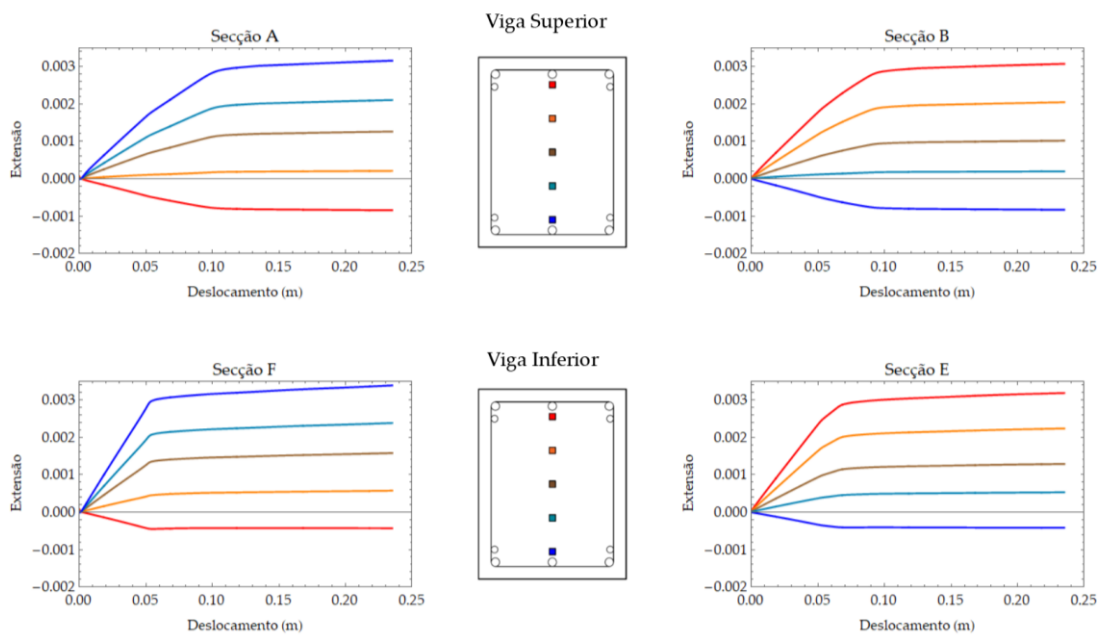


Figura 5.3 - Extensões do betão nas secções críticas das vigas (Modelo 0).

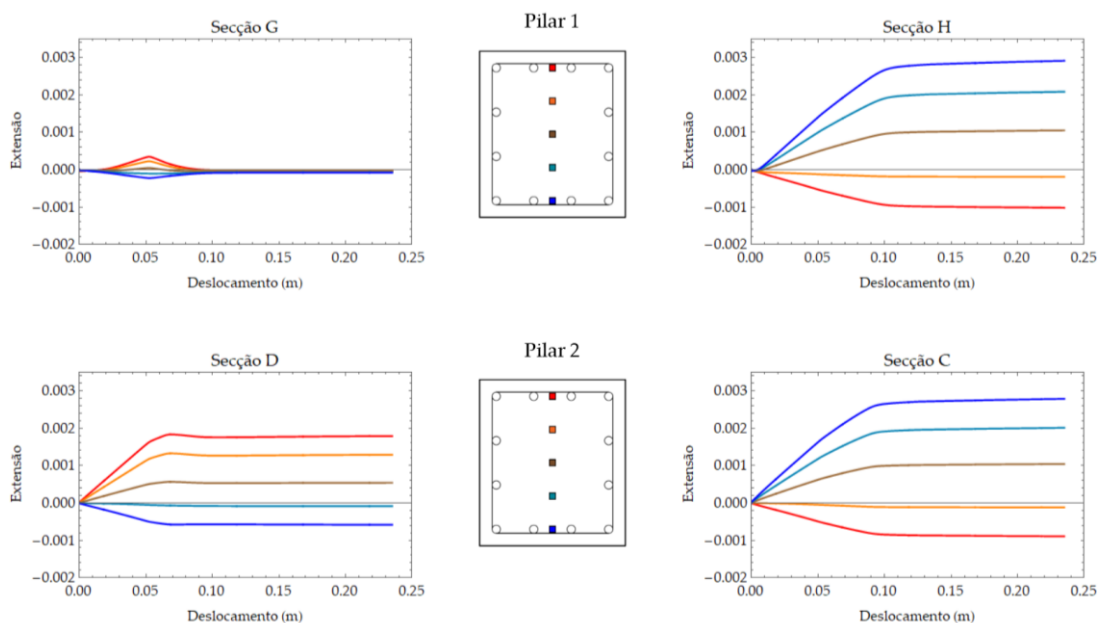


Figura 5.4 - Extensões do betão nas secções críticas dos pilares (Modelo 0).

Na Figura 5.5, é possível comparar as extensões nas fibras do modelo numérico com o modelo experimental. Os resultados experimentais do 2º ensaio representam-se em linha contínua e os numéricos a tracejado.

Como foi referido no capítulo 3, as armaduras do pórtico foram instrumentadas com extensómetros em determinadas secções (Figura 3.11). Observa-se nestes gráficos que os resultados do modelo numérico são relativamente próximos dos resultados experimentais, excepto nas secções mais próximas do ponto de aplicação da carga, onde as secções plastificam em primeiro lugar.

Através das extensões no aço representadas na Figura 5.5, conclui-se que as secções A, B, E e D são as primeiras a plastificar, sendo que as secções B e H também apresentam extensões acima da de cedência. Verifica-se que o modelo numérico consegue capturar de forma satisfatória o mecanismo de colapso. No entanto, no modelo experimental, a secção D não aparenta participar no mecanismo de colapso como no modelo numérico. A razão para tal pode estar relacionada com o facto de a viga superior ter sido apoiada e pré-esforçada contra a parede de reacção do laboratório, sem a introdução de um aparelho de apoio rotulado. É pois natural que esta ligação seja mais rígida que a correspondente numérica, onde foi libertada a restrição de momentos flectores (nó 6), permitindo o desenvolvimento de esforços mais elevados do que os correspondentes desenvolvidos no modelo numérico.

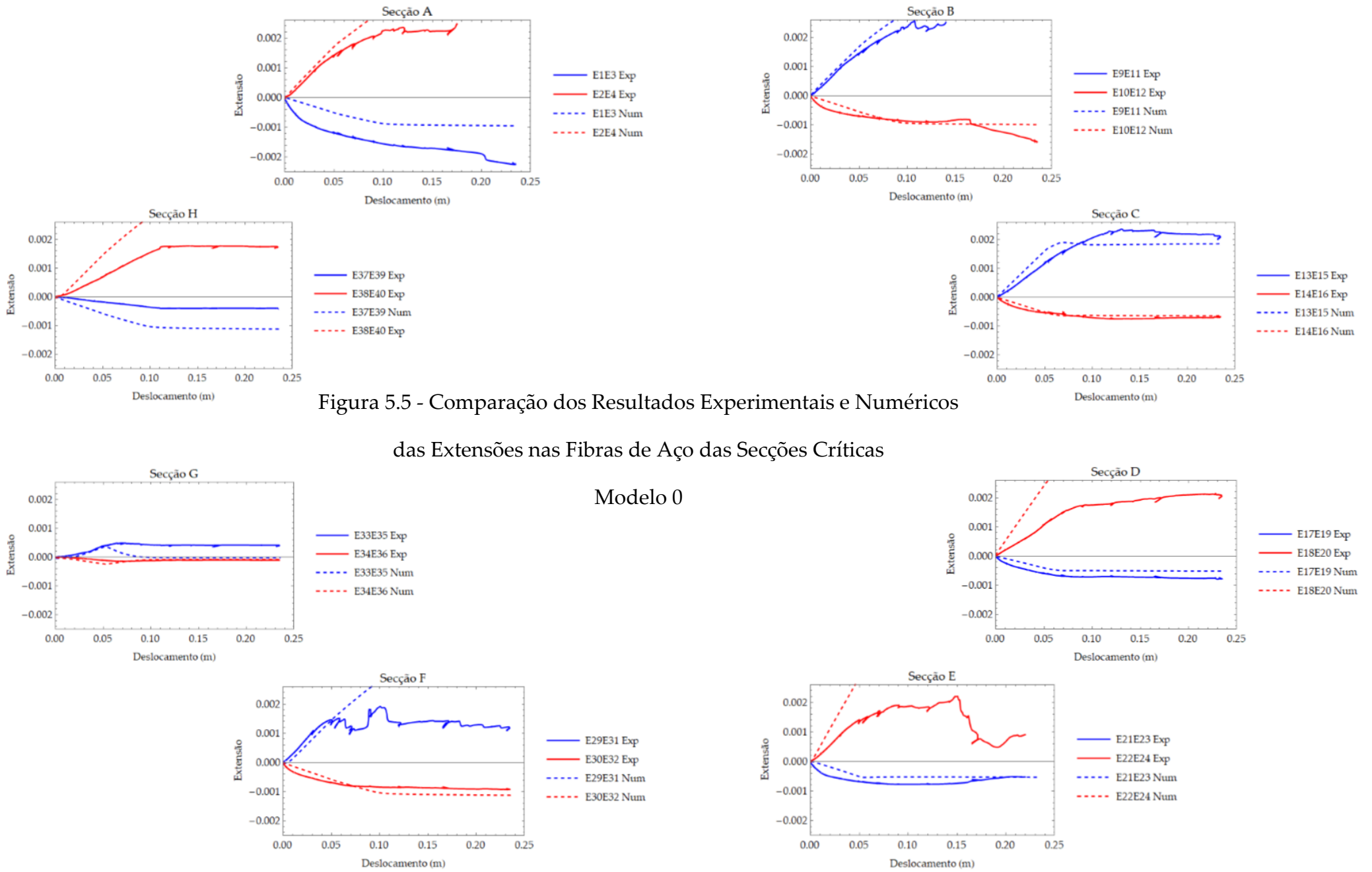


Figura 5.5 - Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos das Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas

Modelo 0

5.2 - Modelo 1 (Mainstone)

O modelo de Mainstone é um dos modelos mais simples e amplamente utilizados na prática. A simplicidade da sua definição torna-o bastante prático e os seus resultados, apesar de não representarem com exactidão os fenómenos da parede, são satisfatórios.

A partir da Figura 5.6 podemos constatar que o modelo não reproduz correctamente todos os fenómenos da parede. No entanto, a carga de rotura aproxima-se, consideravelmente, do valor experimental. Enquanto a carga de rotura da parede no modelo experimental é de 283.6 kN , no modelo numérico atinge-se os 282.5 kN .

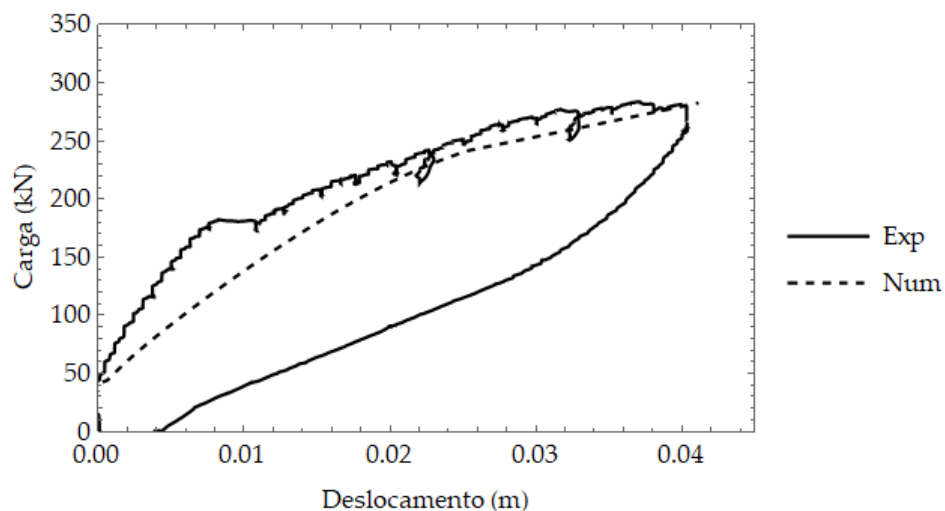


Figura 5.6 – Curva carga/deslocamento do modelo 1.

Observa-se também que a parede começa a perder rigidez quando o deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga está próximo de 22 mm , facto que se confirma ao analisar o gráfico da tensão normal no elemento da parede (Figura 5.8). Nesta figura verifica-se que a parede atinge o seu pico de resistência perto dos 25 mm de deslocamento, correspondendo a uma carga aplicada ao pórtico de 240 kN .

Na Figura 5.7 e na Figura 5.8 encontram-se representados os gráficos da extensão e tensão no elemento da escora, respectivamente, em função do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga. A partir destes dados apresenta-se também o modelo constitutivo da escora (Figura 5.9).

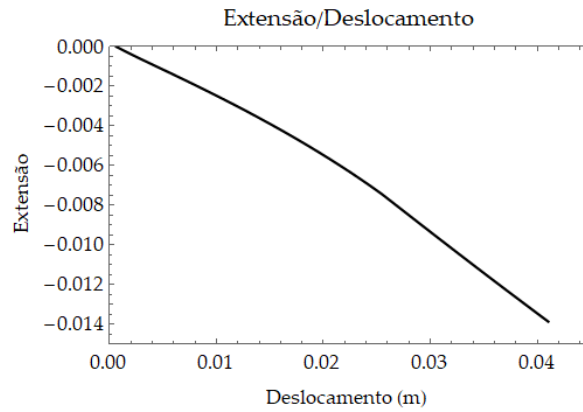


Figura 5.7 - Extensão do elemento da parede (Modelo 1).

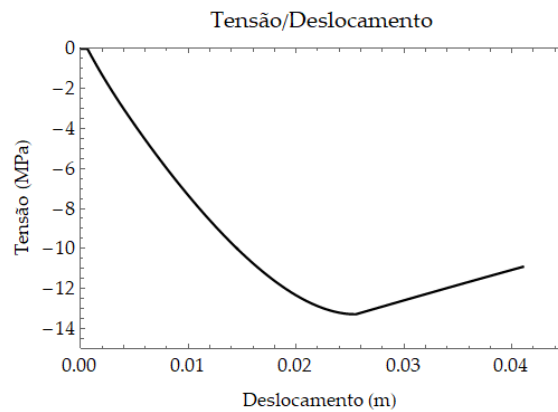


Figura 5.8 - Tensão normal no elemento da parede (Modelo 1).

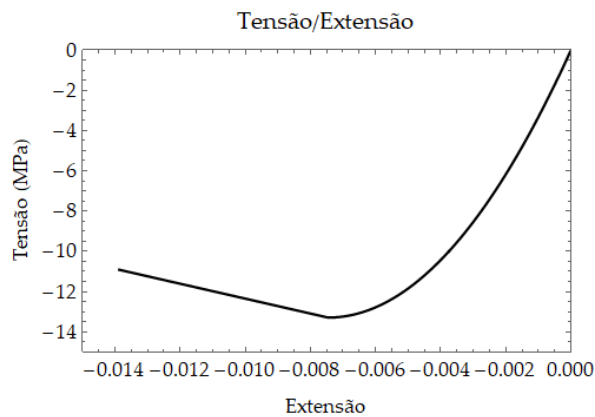


Figura 5.9 - Modelo constitutivo da parede (Modelo 1).

Na Figura 5.10 e na Figura 5.11 apresentam-se as extensões das fibras de betão nas secções críticas das vigas e pilares, respectivamente.

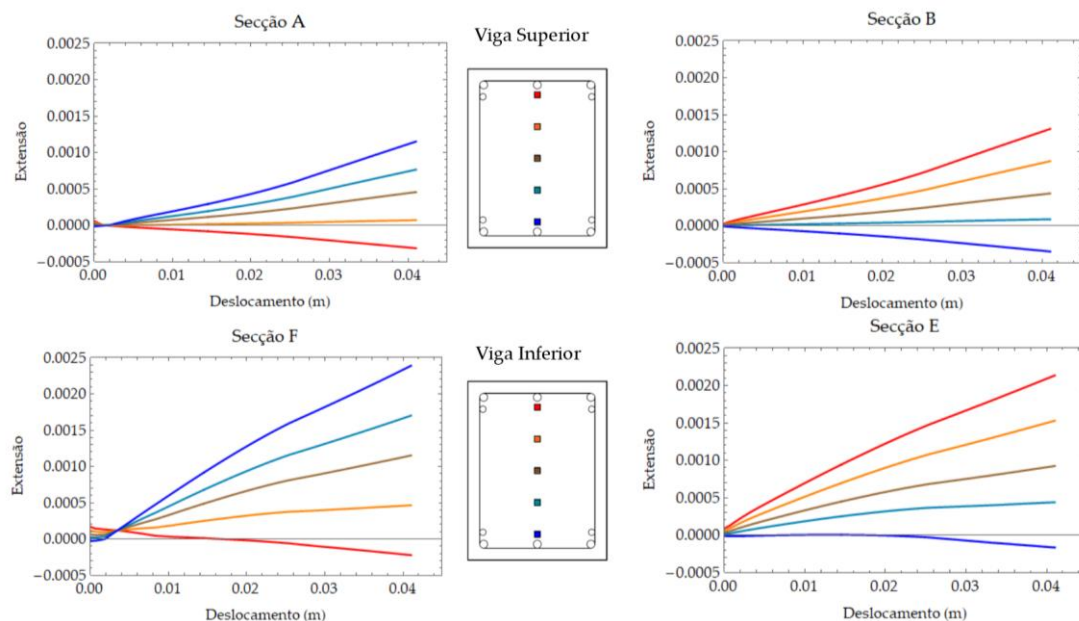


Figura 5.10 - Extensões do betão nas secções críticas das vigas (Modelo 1).

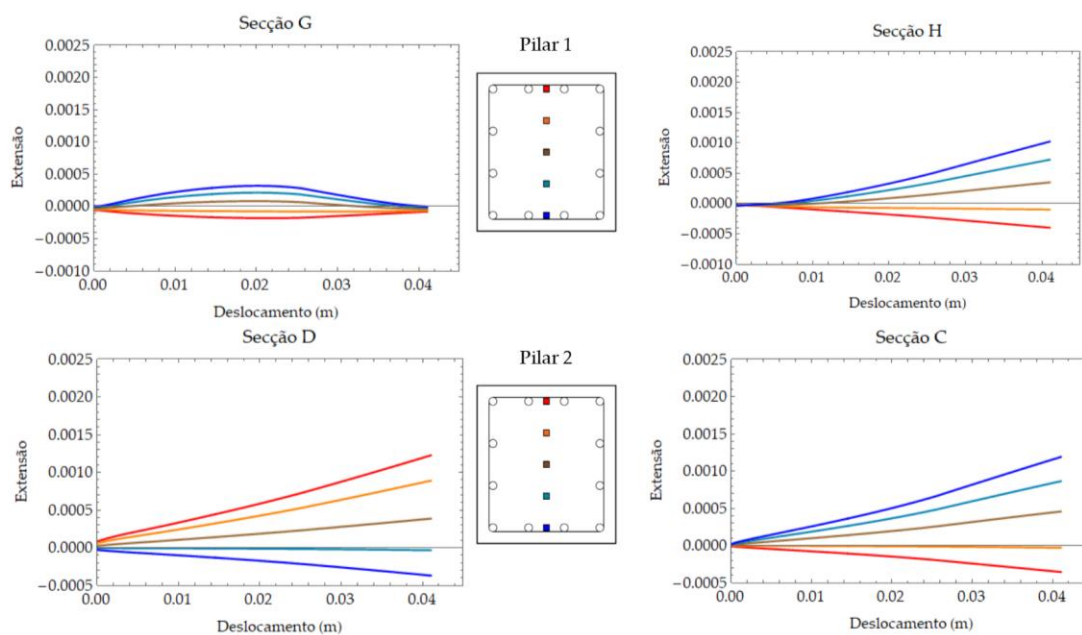


Figura 5.11 - Extensões do betão nas secções críticas dos pilares (Modelo 1).

Numa primeira análise observa-se imediatamente que as extensões são mais elevadas na viga inferior. Nas secções A e F, o betão encontra-se traccionado

em cima e comprimido em baixo, enquanto nas secções B e E acontece o oposto, com tracções em baixo e compressões em cima.

Em relação aos pilares, as secções H e G, no pilar 1, encontram-se ambas traccionadas na face interior do pórtico e comprimidas no exterior, se bem que na secção G, os valores são mínimos por motivos já referidos no modelo 0. No pilar 2, a secção D apresenta compressão na face interior do pórtico e tracção na exterior, enquanto na secção C acontece o oposto.

Na Figura 5.12 encontram-se representadas as extensões nas fibras de aço em cada secção. Destes gráficos é possível observar que o comportamento das fibras de aço do modelo numérico se aproxima dos valores experimentais, sendo que, no geral, os resultados numéricos são superiores aos experimentais, com excepção das secções A e G. Observa-se ainda que de todos os elementos, a viga inferior é a mais carregada, apresentando as maiores extensões tanto nos resultados experimentais como nos numéricos.

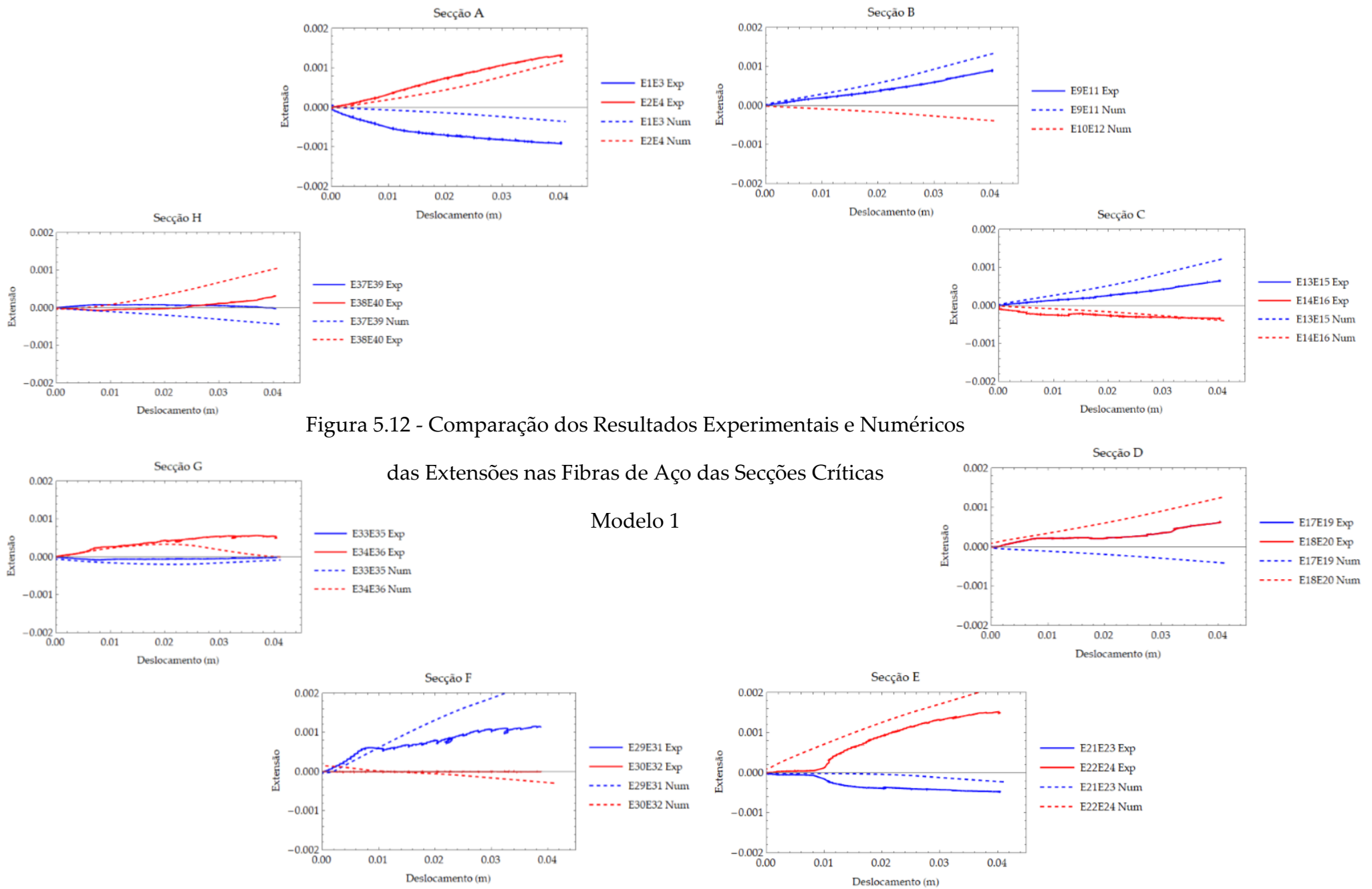


Figura 5.12 - Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos

das Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas

Modelo 1

5.3 - Modelo 2 (Al-Chaar)

Apesar do modelo de Al-Chaar ser referido por alguns autores para reproduzir este fenómeno, não apresentou os resultados pretendidos, como se poderá concluir da presente secção.

Na Figura 5.13 observa-se que este modelo prevê uma resistência superior à obtida experimentalmente. Se, por um lado, o modelo representa com grande precisão a rigidez da primeira fase da parede, por outro, falha completamente no restante comportamento da parede.

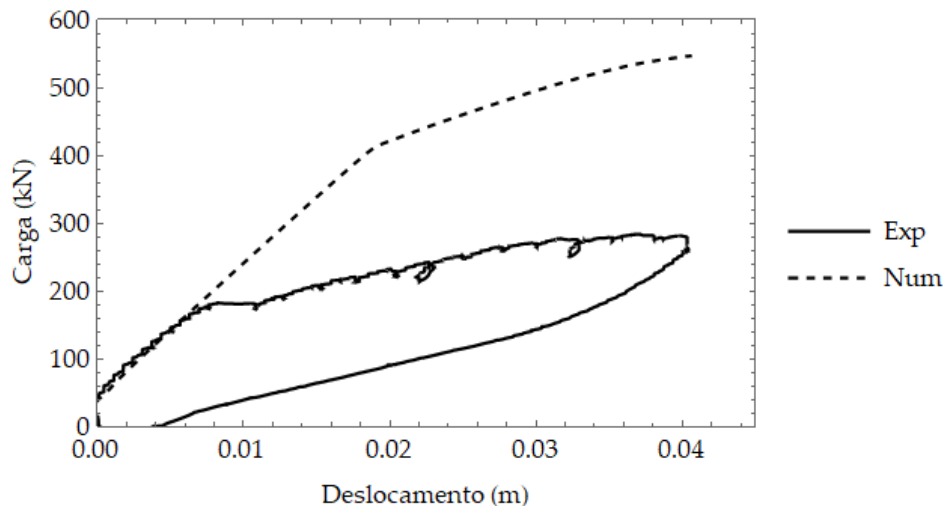


Figura 5.13 – Curva carga/deslocamento do modelo 2.

Como se observa, o modelo representa correctamente a rigidez inicial do pórtico, a fase monolítica antes da rotura; no entanto, confere-lhe demasiada resistência. Verifica-se que a primeira cedência aparenta ocorrer quando o valor da carga aplicada ao pórtico se aproxima dos 440 kN, o que não se verifica nos ensaios experimentais. De facto, a primeira cedência acontece no pórtico e não na parede. Na Figura 5.14 e na Figura 5.15 encontram-se representados os gráficos da extensão e tensão no elemento da escora, respectivamente, em função do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga. A partir destes dados apresenta-se também o modelo constitutivo da escora (Figura 5.16).

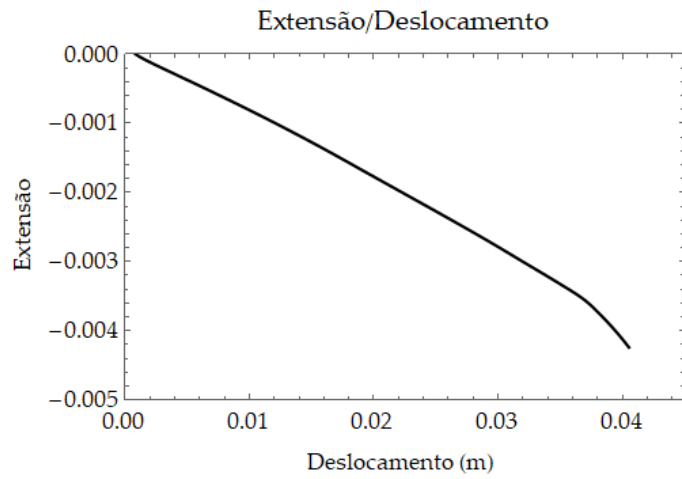


Figura 5.14 - Extensão do elemento da parede (Modelo 2).

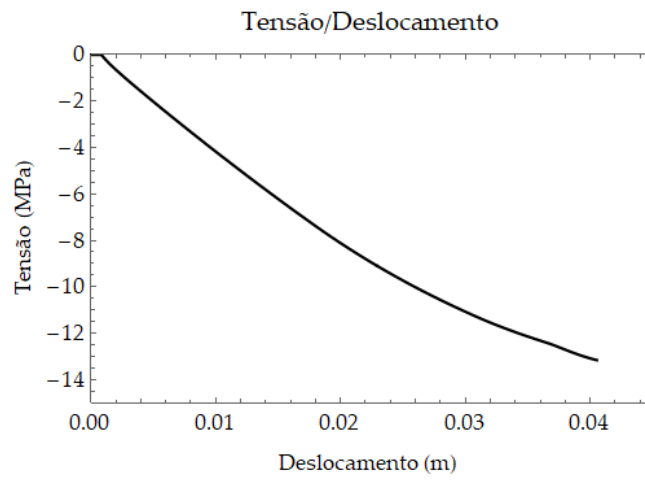


Figura 5.15 - Tensão normal no elemento da parede (Modelo 2).

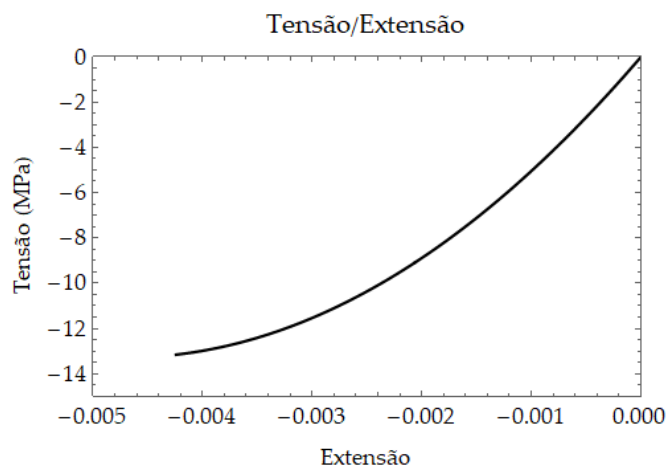


Figura 5.16 - Modelo constitutivo da parede (Modelo 2).

Como se pode ver na Figura 5.16, só no final do ensaio é que as tensões na escora se aproximam da tensão de rotura (13 MPa), quando a carga aplicada ao pórtico se aproxima dos 540 kN . Mais uma vez, comparando com os resultados experimentais, verifica-se que este valor é quase duas vezes superior, exagerando assim a resistência da parede.

Na Figura 5.17 e na Figura 5.18 apresentam-se as extensões das fibras de betão nas secções críticas das vigas e pilares, respectivamente.

Na secção A, da viga superior, encontram-se extensões muito baixas, com tracção nas fibras inferiores e compressão nas superiores, enquanto na B verifica-se que as extensões são mais elevadas, com tracção em cima e compressão em baixo. Na viga inferior, a secção F é a primeira a entrar em cedência, com compressão em cima, apenas até à cedência, observando que toda a secção se encontra traccionada no fim do ensaio, com extensões extremas. A secção E apresenta também extensões muito elevadas no final do ensaio, com quase toda a secção em tracção.

No pilar 1, a secção G apresenta extensões baixas, com compressão nas fibras exteriores e tracção nas interiores. A secção H apresenta novamente extensões muito elevadas, com compressão nas fibras exteriores e tracção nas interiores, tal como na secção G. No pilar 2, a secção D encontra-se comprimida no interior e traccionada no exterior enquanto na secção C verifica-se o contrário, com tracção nas fibras interiores do pórtico e compressão nas exteriores. Estas extensões verificam-se novamente nas fibras de aço de cada secção, demonstrando assim que o comportamento previsto por este modelo se desvia bastante do comportamento da parede real.

Ao analisar as extensões nas secções críticas, tanto no betão como no aço (Figura 5.19), identificam-se valores extremos na secção F, da viga inferior, o que indica que a cedência ocorre primeiro no pórtico e não na parede. Verifica-se assim que o pórtico plastifica muito antes da parede demonstrar qualquer tipo de cedência. Na realidade, só no fim do ensaio é que a parede se aproxima da sua resistência máxima, sem se observar uma rotura definitiva durante o ensaio.

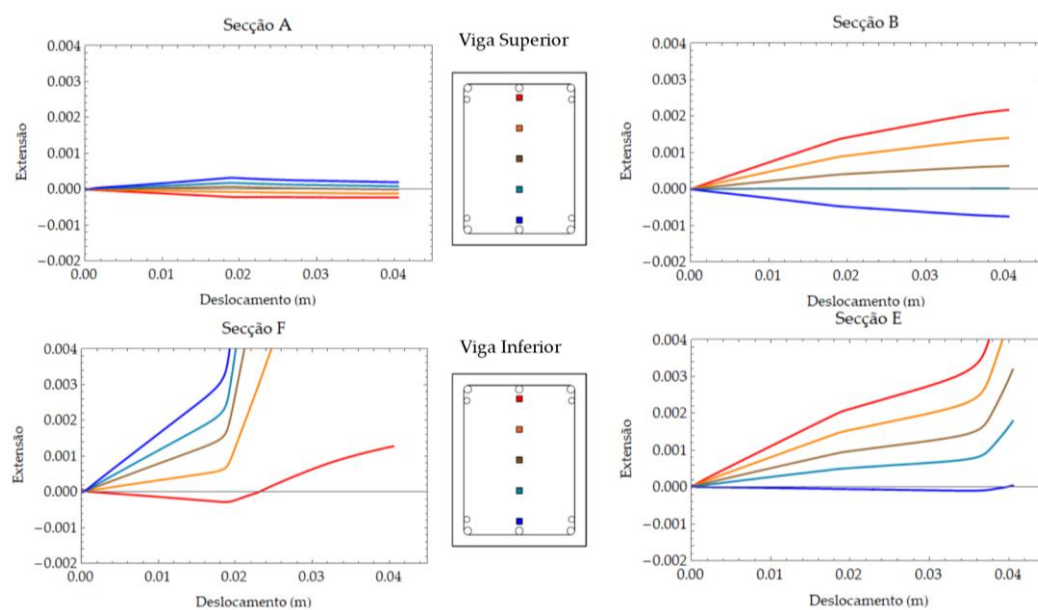


Figura 5.17 - Extensões do betão nas secções críticas das vigas (Modelo 2).

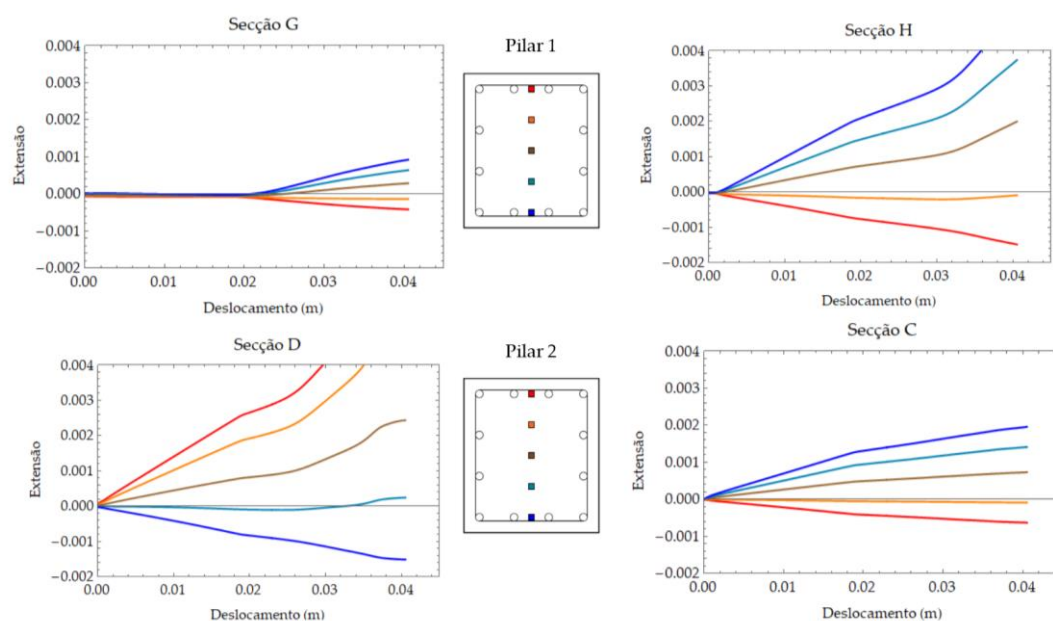


Figura 5.18 - Extensões do betão nas secções críticas dos pilares (Modelo 2).

É importante referir que, tal como foi explicado anteriormente, as propriedades do material da parede, assim como a área da secção da escora, são as mesmas do modelo 1. Assim, verifica-se que os resultados apresentados se prendem exclusivamente com a geometria do modelo. Conclui-se que os resultados do modelo anterior reproduzem muito mais correctamente os resultados experimentais.

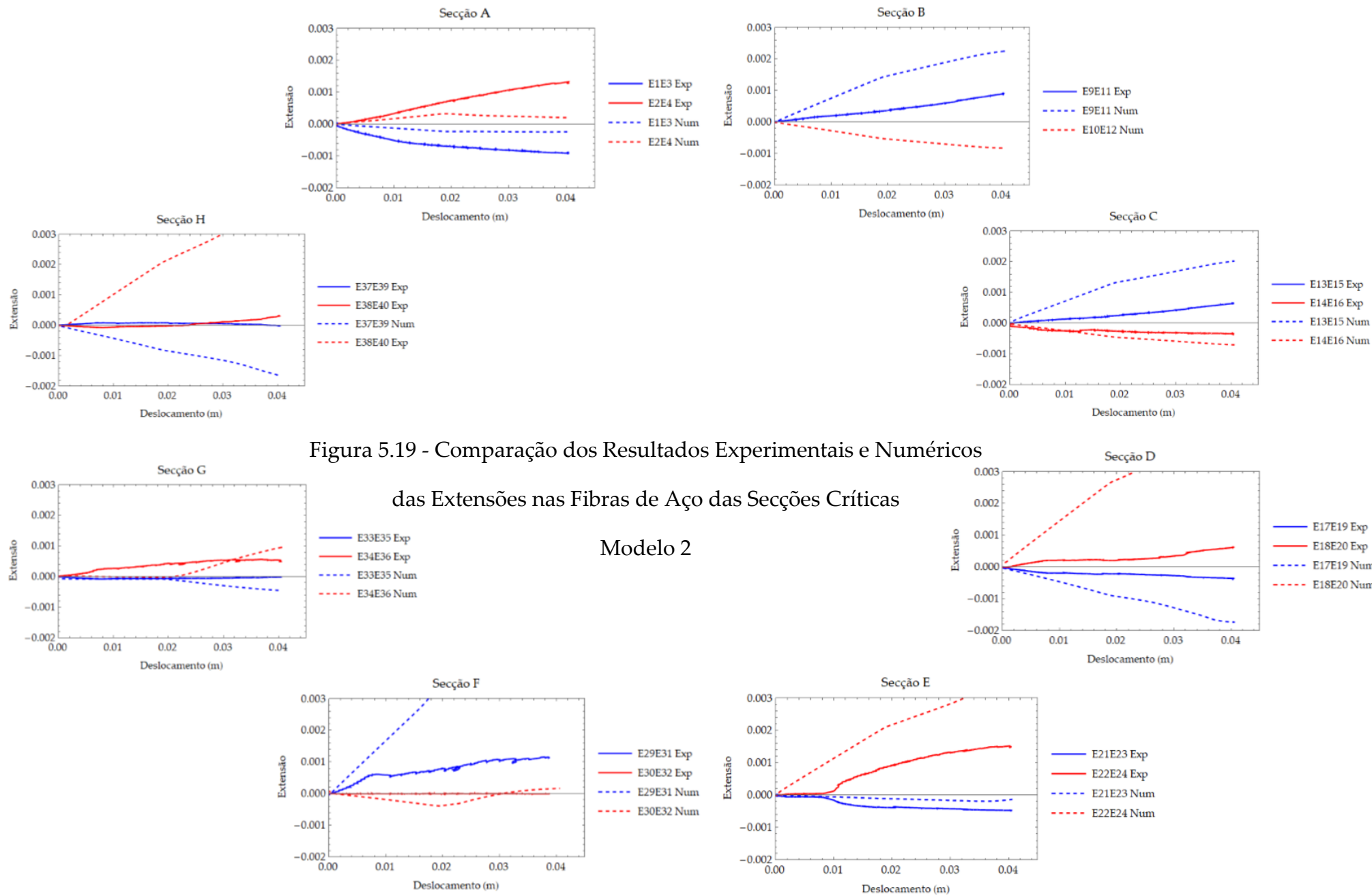


Figura 5.19 - Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos das Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas

Modelo 2

5.4 - Modelo 3.1 (El-Dakhakhni)

Nesta secção apresentam-se os resultados do primeiro modelo de 3 escoras. Como se pode observar na Figura 5.20, o comportamento da parede deste modelo assemelha-se bastante com o modelo anterior (modelo 2). Tal como no anterior, este modelo apresenta uma rigidez inicial semelhante à rigidez experimental do sistema, mas falha em tudo o resto, apresentando a rotura da escora para uma carga próxima dos 525 kN, quase duas vezes superior aos 283.6 kN do modelo experimental.

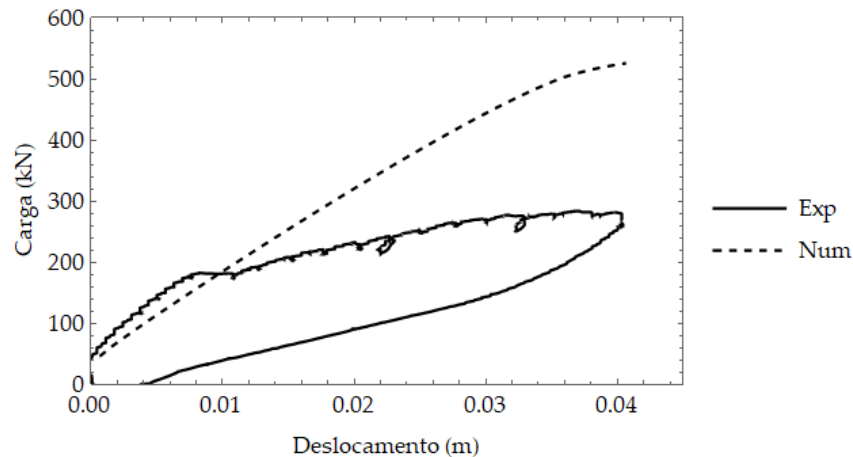


Figura 5.20 – Curva carga/deslocamento do modelo 3.1.

Ao analisar o comportamento das escoras individualmente, (Figura 5.23) observa-se que a escora central é a que mais contribui para a resistência do modelo, visto ser a que apresenta a maior extensão. As duas escoras adjacentes, apresentam um comportamento bastante semelhante, apesar da terceira escora ser mais afectada pelo ensaio do que a segunda. Observa-se ainda, através da Figura 5.21 ou da Figura 5.22, que apenas a escora central se aproxima da rotura. As restantes escoras, apesar de apresentarem tensões próximas dos 13 MPa, possuem ainda capacidade resistir a esforços.

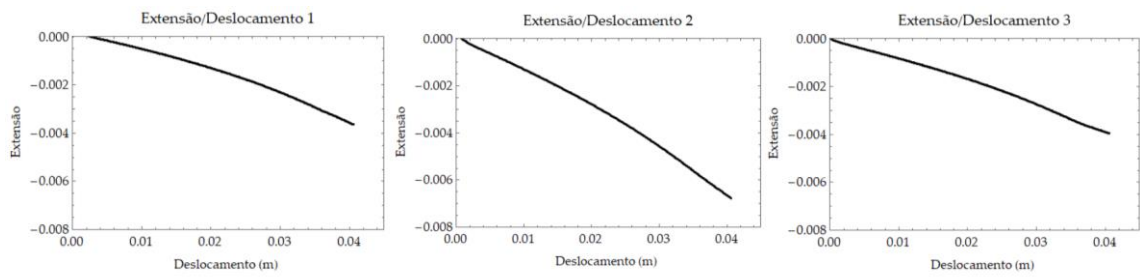


Figura 5.21 – Extensões nas escoras 1, 2 e 3, respectivamente da esquerda para a direita (Modelo 3.1).

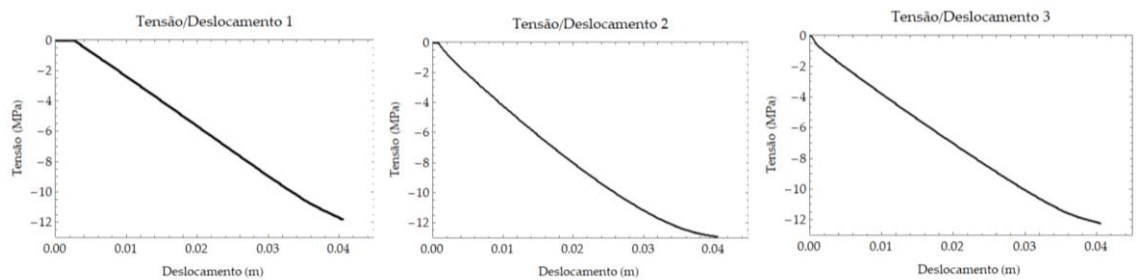


Figura 5.22 - Tensões nas escoras 1, 2 e 3, respectivamente da esquerda para a direita (Modelo 3.1).

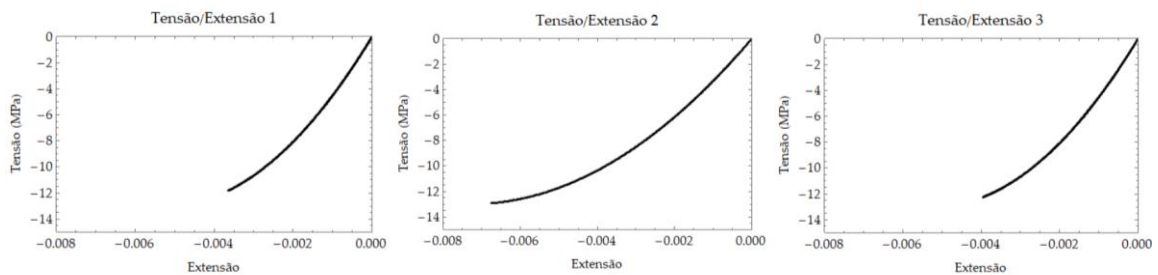


Figura 5.23 - Modelo constitutivo das escoras 1, 2 e 3, respectivamente da esquerda para a direita (Modelo 3.1).

A partir da Figura 5.24 e da Figura 5.25 é possível analisar o comportamento do pórtico através das extensões das secções críticas.

À semelhança do modelo anterior, verifica-se que o elemento que apresenta as maiores extensões é a viga inferior, com ambas as secções completamente tracionadas. Assim, conclui-se que o pórtico plastificou nestas secções muito antes das escoras se aproximarem do seu limite de resistência.

Na secção A da viga superior, observa-se tracção nas fibras inferiores e compressão nas superiores, enquanto a secção B apresenta o oposto, compressão nas fibras inferiores e tracção nas superiores.

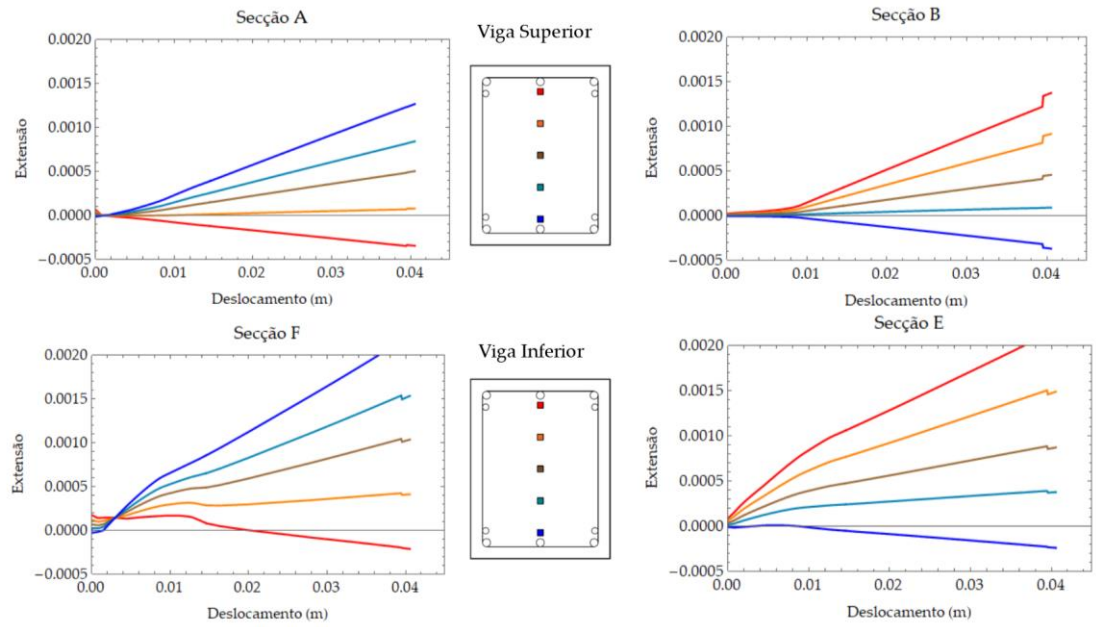


Figura 5.24 - Extensões do betão nas secções críticas das vigas (Modelo 3.1).

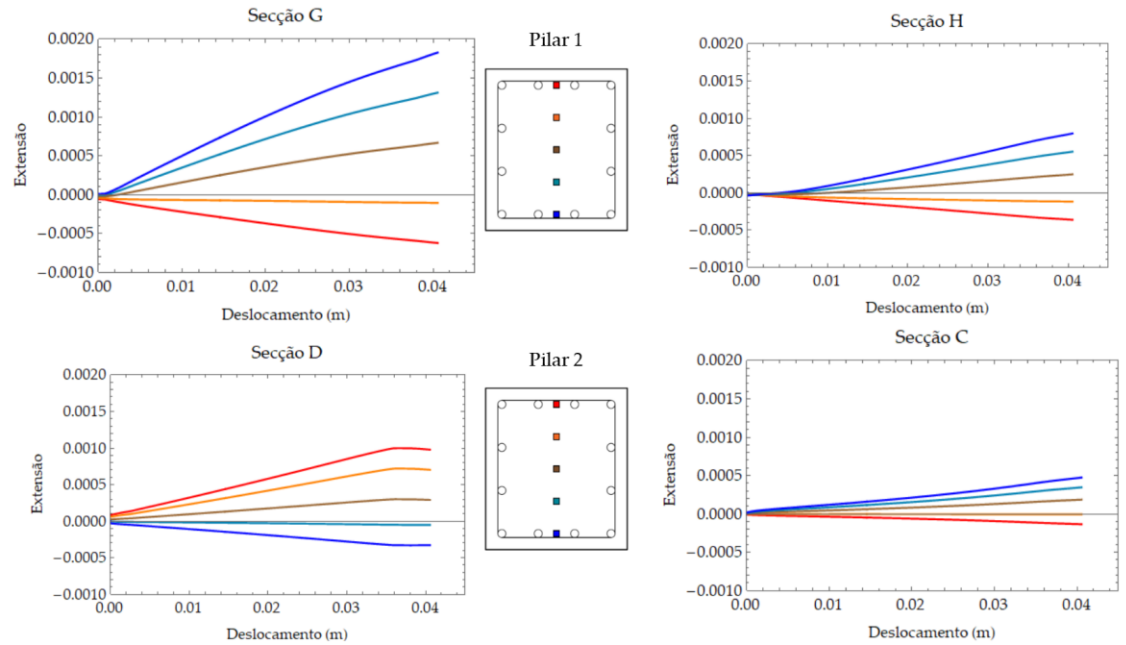


Figura 5.25 - Extensões do betão nas secções críticas dos pilares (Modelo 3.1).

Em relação aos pilares verifica-se que as secções inferiores em ambos os pilares são as mais afectadas. No pilar 1, encontram-se compressões nas fibras exteriores e tracção nas interiores, para ambas as secções, sendo que a secção G apresenta valores ligeiramente mais elevados para as extensões.

Na secção D do pilar 2, observa-se tracção na face exterior e compressão na interior. Na secção C verifica-se o oposto com tracções na face interior e compressão na exterior, ainda que com valores muito baixos na secção C.

Na Figura 5.26 podem ser observadas as extensões nas fibras de aço nas secções críticas e compara-las com os resultados do ensaio experimental. Verifica-se que o comportamento é razoavelmente semelhante, à excepção da viga inferior, que plastifica na secção F.

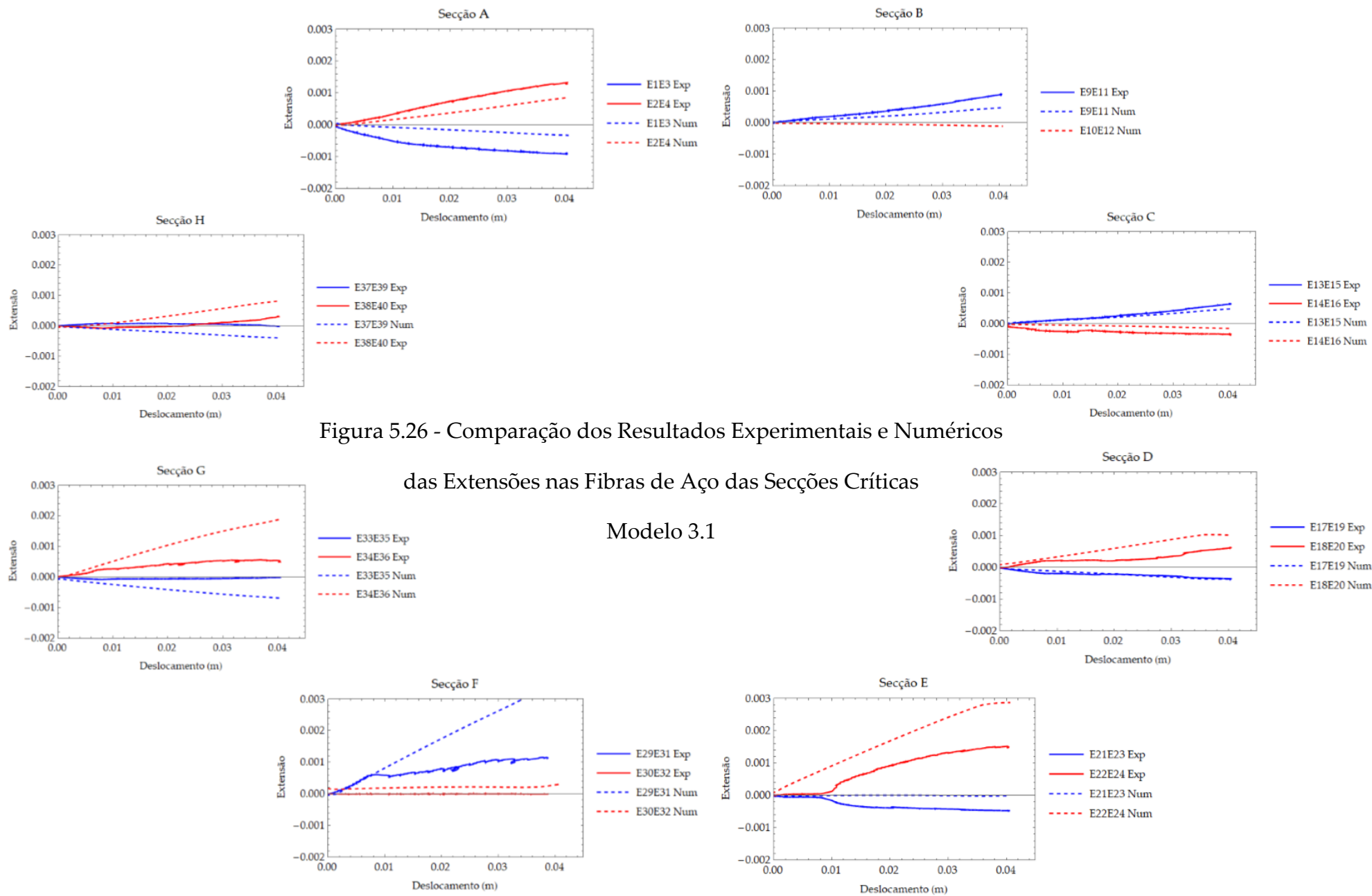


Figura 5.26 - Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos das Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas

Modelo 3.1

5.5 - Modelo 3.2 (El-Dakhakhni)

Nesta secção apresentam-se os resultados do segundo modelo baseado na formulação de El-Dakhakhni.

Como se pode observar na Figura 5.27, o modelo numérico tem um comportamento qualitativamente bastante semelhante ao do modelo experimental. Em geral, a rigidez do modelo é inferior à do modelo experimental, no entanto a cedência das escoras coincide com a cedência da parede no ensaio experimental, sendo assim o único modelo a simular correctamente este efeito.

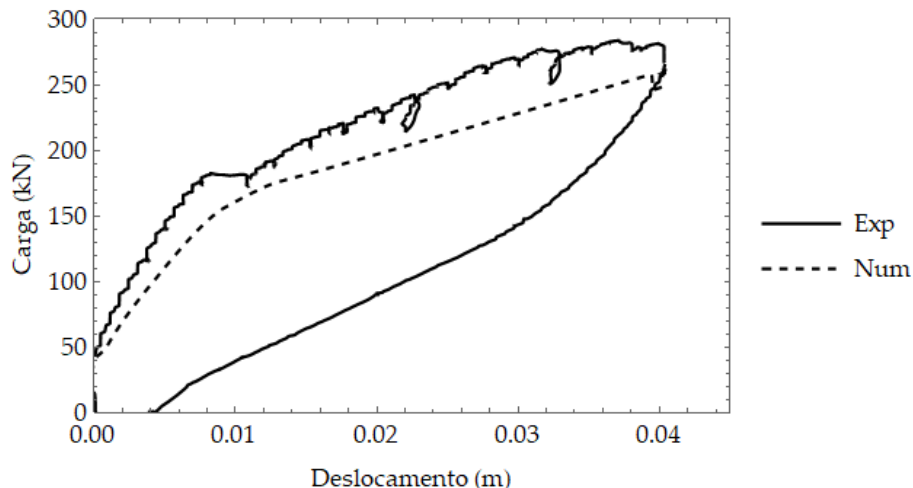


Figura 5.27 – Curva carga/deslocamento do modelo 3.2.

A rotura das escoras ocorre quando a carga aplicada ao pórtico se aproxima dos 250 *kN*, um pouco abaixo dos 283.6 *kN* do modelo experimental. Na Figura 5.28 e na Figura 5.29 encontram-se representados os gráficos da extensão e tensão para cada uma das escoras, respectivamente, em função do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga. Na Figura 5.30 apresentam-se ainda os modelos constitutivos observados em cada escora durante o ensaio.

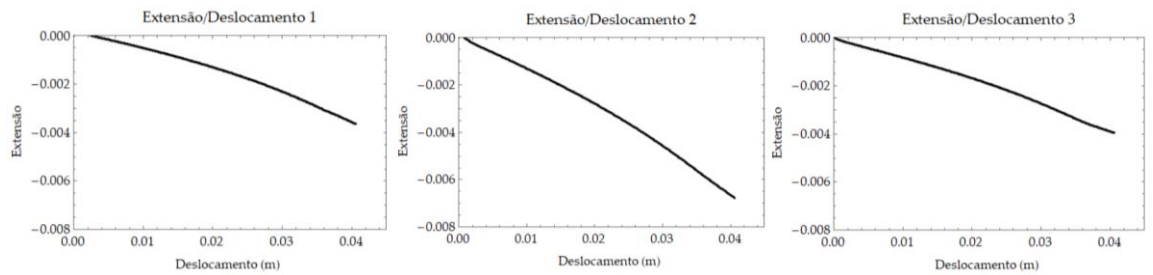


Figura 5.28 – Extensões nas escoras 1, 2 e 3, respectivamente da esquerda para a direita (Modelo 3.2).

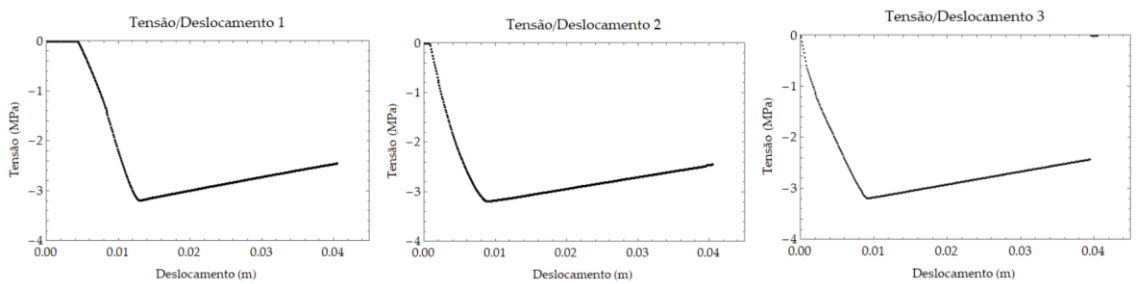


Figura 5.29 - Tensões nas escoras 1, 2 e 3, respectivamente da esquerda para a direita (Modelo 3.2).

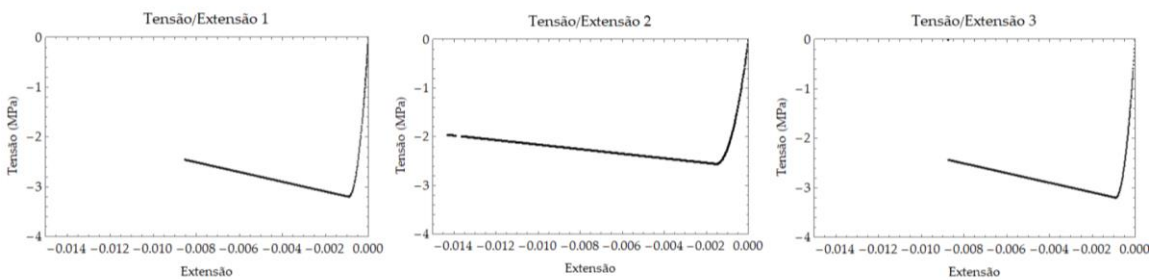


Figura 5.30 - Modelo constitutivo das escoras 1, 2 e 3, respectivamente da esquerda para a direita (Modelo 3.2).

A Figura 5.31 mostra que a viga inferior é a mais afectada pelo carregamento, sendo a que apresenta maiores extensões: na secção F com compressão nas fibras superiores e tracção nas inferiores e na secção E o oposto, tracção nas superiores e compressão nas inferiores.

Na viga superior o fenómeno é semelhante, mas com extensões ligeiramente mais baixas. A secção A apresenta compressão em cima e tracção em baixo, enquanto a secção B apresenta tracção em cima e compressão em baixo.

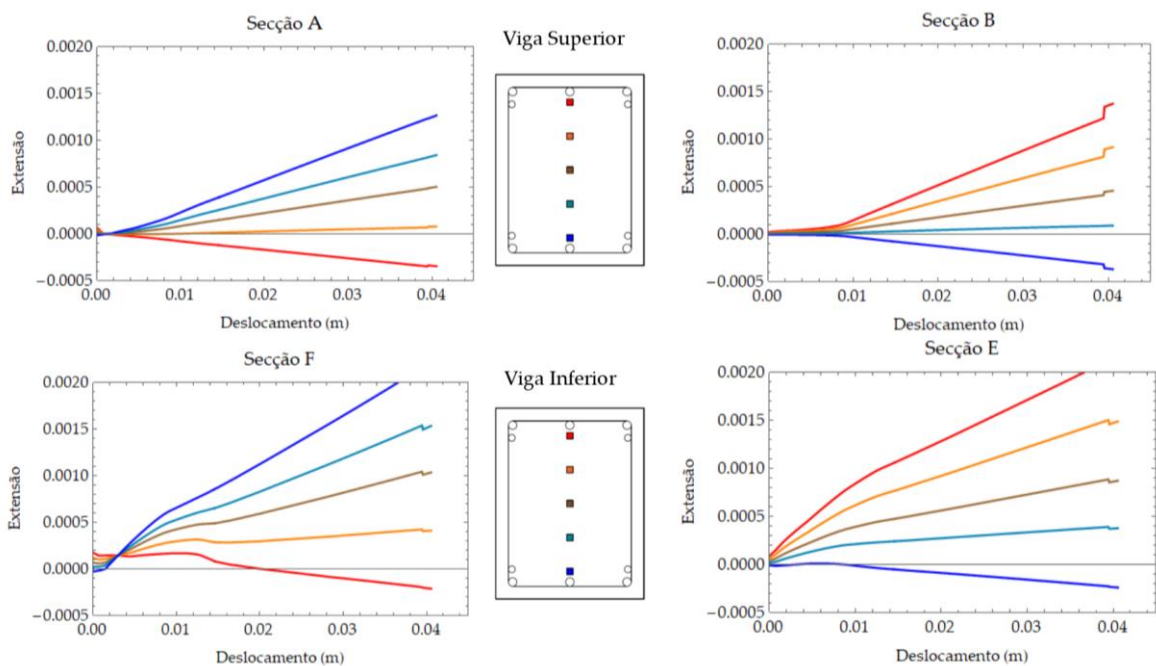


Figura 5.31 - Extensões do betão nas secções críticas das vigas (Modelo 3.2).

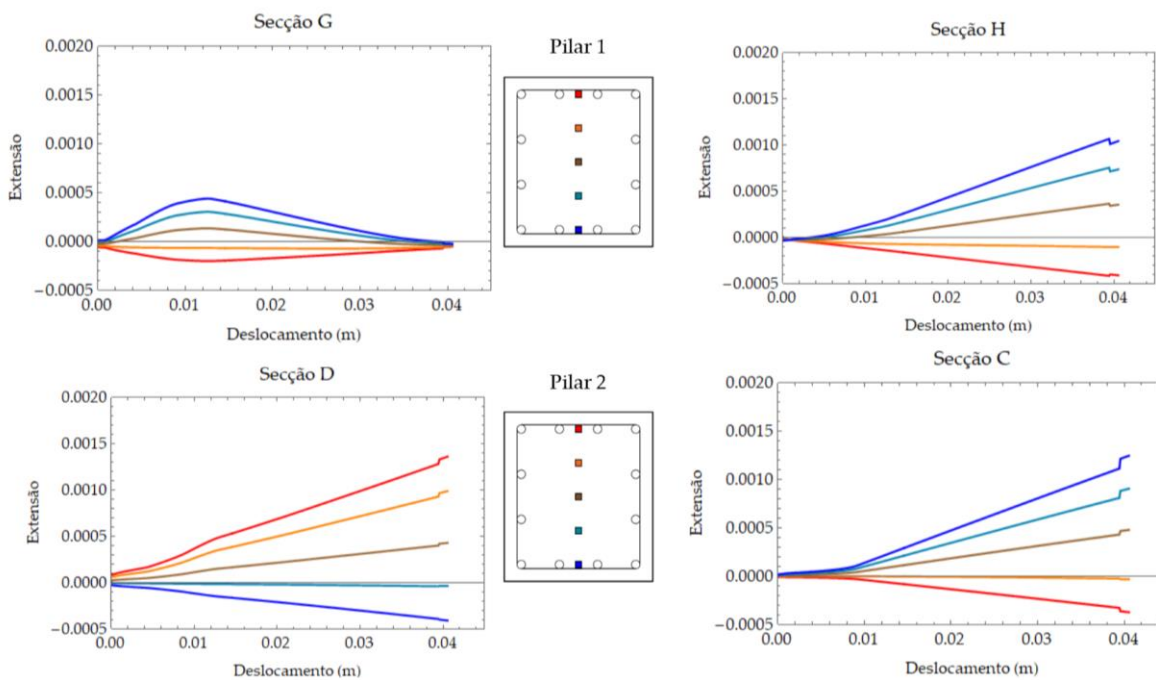


Figura 5.32 - Extensões do betão nas secções críticas dos pilares (Modelo 3.2).

Relativamente aos pilares, as secções G e H, do pilar 1 encontram-se ambas com tracção nas fibras interiores do pórtico e compressão nas exteriores, como se

pode ver na Figura 5.25. Já no pilar 2, verifica-se que a secção D apresenta compressão nas fibras interiores e tracção nas exteriores, enquanto na C acontece o oposto, com tracção no exterior e compressão no interior.

Em quase todas as secções é possível constatar o efeito da rotura da parede, atendendo ao aumento das extensões nas secções do pórtico. Na Figura 5.33, na página seguinte, observam-se as extensões nas fibras de aço das secções críticas, que apresentam um comportamento muito semelhante aos registados no ensaio experimental.

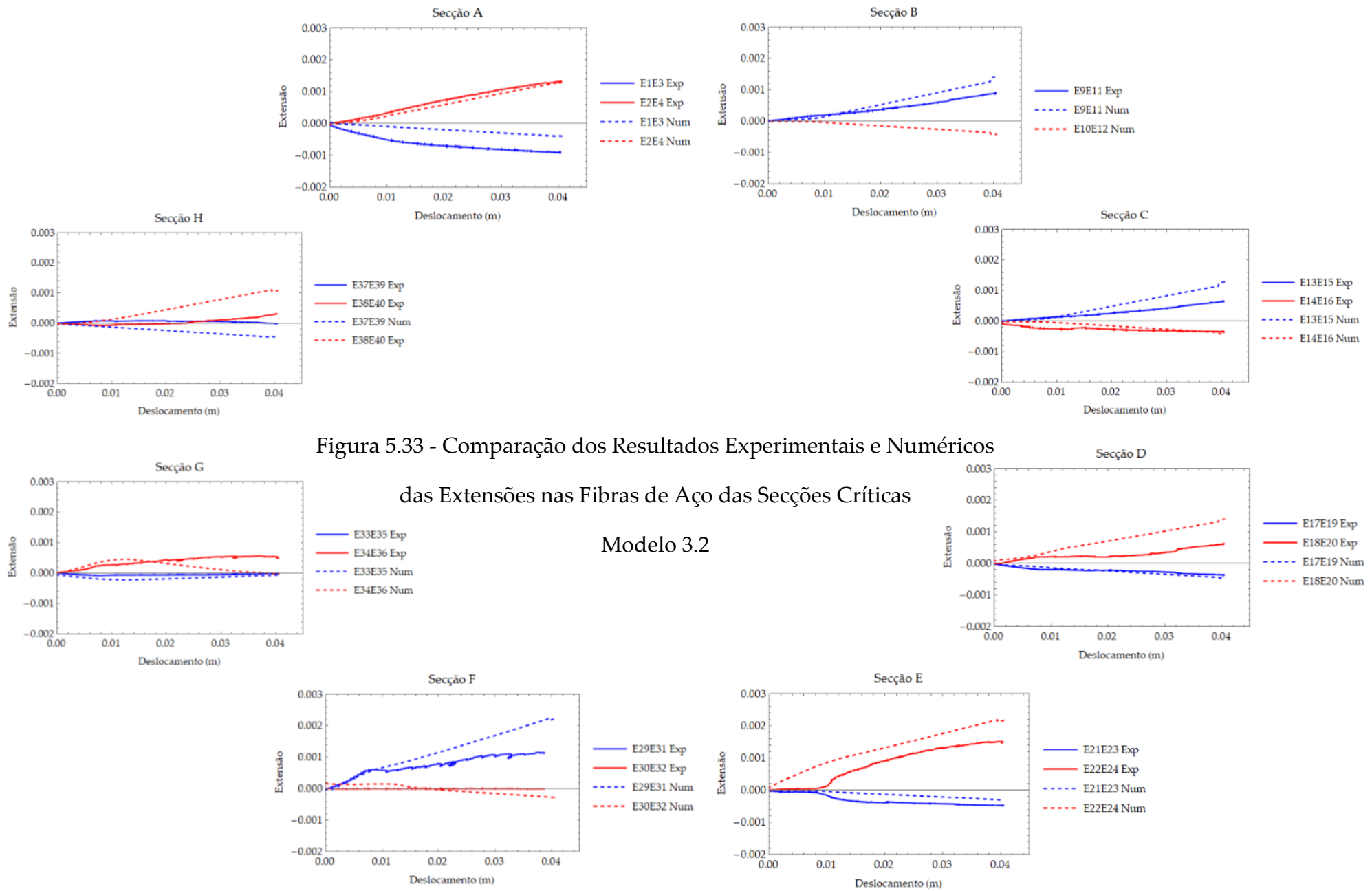


Figura 5.33 - Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos das Extensões nas Fibras de Aço das Secções Críticas

Modelo 3.2

5.6 - Discussão dos Resultados

Das secções anteriores verifica-se que, de todos os modelos apresentados, o modelo que melhor representou o comportamento da parede foi o segundo modelo de El-Dakhakhni (Modelo 3.2). Este modelo conseguiu reproduzir a rotura da parede quando o deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga se aproximava dos 0.01 m , tal como no modelo experimental.

O modelo 3.1 e o modelo 2 conferiram demasiada rigidez inicial à parede, facto que se verifica no gráfico da carga/deslocamento, mas também através da análise das extensões nas secções críticas do pórtico, verificando-se que a viga inferior plastifica nas duas secções no modelo 3.2, enquanto no modelo 3.1 plastificam também as secções H e D, nos pilares 1 e 2, respectivamente.

Já o modelo 1, apesar de ser o mais simples dos modelos testados, revela bons resultados, sendo mesmo o que se aproxima com maior precisão da rotura da parede verificada no ensaio experimental. Na Figura 5.34 representam-se as curvas carga/deslocamento de todos os modelos numéricos para facilitar a comparação dos resultados.

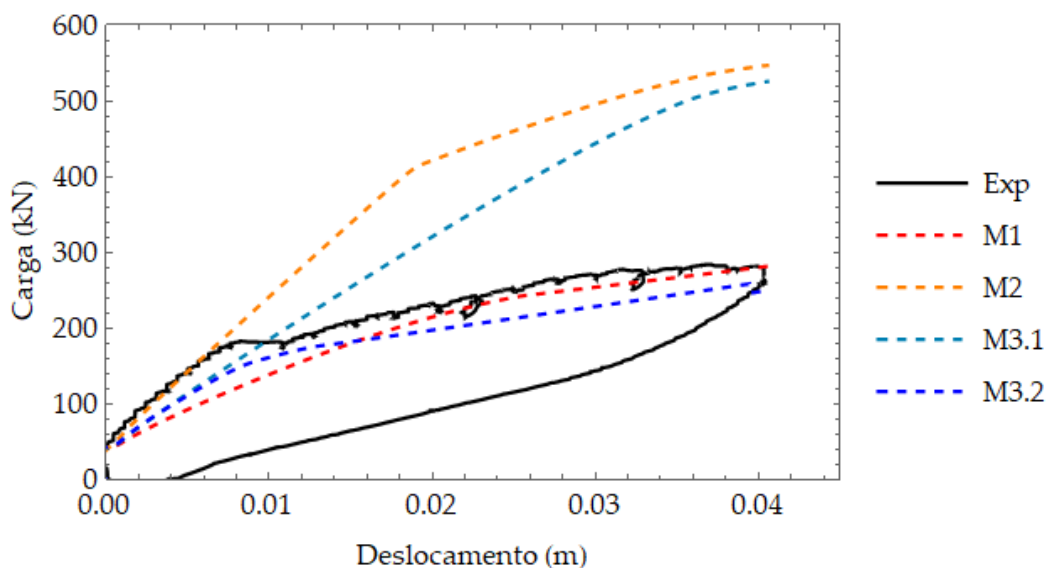
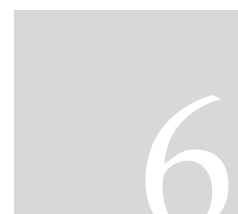


Figura 5.34 - Representação da relação carga/deslocamento de todos os modelos.



6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 - Conclusões

Do caso de estudo apresentado, conclui-se que as paredes de alvenaria existentes na grande maioria dos edifícios em Portugal - dois panos de tijolo tradicional - demonstram uma contribuição positiva na robustez dos edifícios, tornando os pórticos onde estão inseridas quase cinco vezes mais rígidos e também mais resistentes. Contudo, a não consideração das propriedades estruturais das alvenarias na fase de dimensionamento de uma estrutura também apresenta desvantagens. Entre outras, devido à sua rigidez, as paredes de alvenaria podem alterar significativamente a posição do centro de rigidez de uma estrutura, sujeitando-a a esforços de torção que, regra geral, não são considerados na fase de projecto.

Dos modelos desenvolvidos, ao longo das últimas sete décadas, com o objectivo de entender a contribuição das paredes de alvenaria face a acções horizontais aplicadas no plano da parede, verifica-se que nem todos simulam com o mesmo desempenho o comportamento das paredes face a carregamentos verticais. Muitos destes modelos foram desenvolvidos para o caso particular de acções horizontais, podendo perder algum desempenho para o caso de carregamentos verticais. Ainda assim, dos modelos referidos neste trabalho, conclui-se

que o modelo de Mainstone (Modelo 1) e o de El-Dakhakhni (Modelo 3.2) são os que melhor representam o efeito das alvenarias face a acções verticais aplicadas no plano da parede.

O modelo de Mainstone, apesar da sua simplicidade, apresenta valores bastante satisfatórios. A sua definição, sendo a mais simples de todos os modelos, demonstra assim a sua possível aplicação em estruturas reais.

O modelo de Al-Chaar apresenta resultados bastante distantes dos valores experimentais. A sua formulação confere demasiada resistência à parede, apesar da sua rigidez inicial coincidir com os valores experimentais, dando origem a zonas plásticas no pórtico, antes da rotura da parede.

O modelo de El-Dakhakhni é claramente o que demonstra melhores resultados, simulando correctamente o comportamento da parede ao longo de todo o ensaio, apresentando um comportamento muito próximo do observado no ensaio experimental. Por este motivo, conclui-se que este é o modelo mais completo e preciso a modelar paredes de alvenaria sujeitas a acções verticais.

6.2 - Desenvolvimentos Futuros

Os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho dão origem a um vasto leque de possibilidades a serem exploradas no futuro.

Relativamente às propriedades das alvenarias, apesar dos trabalhos já realizados nesta área, é importante referir que o conhecimento das características destes elementos é ainda bastante limitado, muito graças aos tipos de ensaio realizados, à heterogeneidade dos materiais e à difícil padronização dos procedimentos experimentais. Por estes motivos, entende-se que esta é uma área ainda com muitas oportunidades por explorar.

Relativamente à numeração numérica deste efeito é também importante desenvolver os ensaios descritos no caso de estudo, de forma a validar a aplicabilidade do modelo desenvolvido neste trabalho a uma larga escala. Como se referiu

no capítulo 3, a presente dissertação baseia-se nos resultados experimentais de um único ensaio. Por este motivo, é impossível determinar se os fenómenos verificados no ensaio são de facto uma característica das paredes de alvenaria ou se são fenómenos pontuais. Assim, seria interessante realizar mais ensaios do mesmo tipo para reforçar a validade do modelo desenvolvido.

Referências Bibliográficas

- [1] «Robust Brick - Use of masonry in improving structural robustness of buildings», Relatório, Fundação para a Ciência e Tecnologia, 2016.
- [2] Júlio, E. e Pereira, T., «Case study: Damage of an RC building after a landslide—inspection, analysis and retrofitting», *Engineering Structures*, vol. 32, n. 7, pp. 1814–1820, Jul. 2010.
- [3] P. I. S.A, «Significado / definição de alvenaria no Dicionário Priberam da Língua Portuguesa». [Em linha]. Disponível em: <https://www.priberam.pt/dlpo/alvenaria>.
- [4] Pereira, M., «Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural», Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2005.
- [5] Branco, A., Grilo, I., Barros, M., Cavaco, E., e Neves, L., «Contribuição de paredes de alvenaria não-estruturais para a robustez de edifícios de betão armado», apresentado na JPÉE, 2014.
- [6] Pires, F., «Influência das Paredes de Alvenaria no Comportamento de Estruturas Reticuladas de Betão Armado Sujeitas a Acções Horizontais. Tese de Doutoramento, LNEC», 1990.
- [7] «Deaths due to earthquakes worldwide 2000-2015 | Timeline», *Statista*. [Em linha]. Disponível em: <https://www.statista.com/statistics/263108/global-death-toll-due-to-earthquakes-since-2000/>. [Acedido: 08-Mar-2018].
- [8] Wood, R.H., «The stability of tall buildings.», *ICE Proc.*, pp. 69–102, 1958.
- [9] Thomas, F.G., «The strength of brick work.», *Struct. Eng.*, pp. 44–46, 1953.
- [10] Polyalov, S.V., «Masonry in framed buildings.» 1956.

- [11] Asteris, P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S., e Chrysostomou, C.Z., «Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art», *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, n. 12, pp. 1508–1517, Dez. 2011.
- [12] Yekrangnia, M. e Mohammadi, M., «A new strut model for solid masonry infills in steel frames», *Engineering Structures*, vol. 135, pp. 222–235, Mar. 2017.
- [13] Rodrigues, H., Varum, H., e Costa, A., «A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behaviour of buildings under cyclic loading», *International Journal of Mechanics and Materials in Design*, vol. 4, n. 2, pp. 123–135, Jun. 2008.
- [14] Oliveira, D., «Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria.», Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 1995.
- [15] Leuchars, J.M. e Scrivener, J.C., «Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading», *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 9, n. 2, pp. 122–131, 1976.
- [16] Mallick, D.V. e Garg, R.P., «Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 49, n. 2, pp. 193–209, 1971.
- [17] Varum, H., Rodrigues, H., Vicente, R., e Costa, A., «A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios», *Paredes divisórias: Passado, presente e futuro*, pp. 111–128, 2011.
- [18] Barros, M., Cavaco, E., Neves, L., e Júlio, E., «Contribution of non-structural masonry walls to the robustness of RC framed structures when subjected to extreme events», apresentado na 5th International Conference on Integrity-Reliability-Failure, Porto, 2016.
- [19] Narayanan, S.P. e Sirajuddin, M., «Properties of Brick Masonry for FE modeling», *American Journal of Engineering Research (AJER)*, vol. 1, pp. 06-11, 2013.
- [20] Al-Chaar, G., «Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures», Engineer Research and development center champaing il construction engineering research lab, 2002.
- [21] Baloevic, G., Radnic, J., Matesan, D., Grgic, N., e Banovic, I., «Comparison of Developed Numerical Macro and Micro Masonry Models for Static and Dynamic Analysis of Masonry-infilled Steel Frames», *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 13, n. 12, pp. 2251–2265, Dez. 2016.

- [22] «Command Manual - OpenSeesWiki». [Em linha]. Disponível em: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual. [Acedido: 16-Fev-2018].
- [23] Smith, B.S. e Carter, C., «A method of analysis for infilled frames». 1969.
- [24] Mainstone, R.J., *On the stiffness and strengths of infilled frames*. ICE Proceedings, Supplement (iv), PAPER 7360, 1971, p.57-90.
- [25] Al-Chaar, G. e Lamb, G., «Design of Fiber Reinforced Polymer Materials for Seismic Rehabilitation of Infilled Concrete Structures». Engineer Research and Development Center, 2002.
- [26] G. Al-Chaar, «Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures», ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER CHAMPAIGN IL CONSTRUCTION ENGINEERING RESEARCH LAB, 2002.
- [27] El-Dakhkhni, W., Elgaaly, M., e Hamid, A., «Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames», *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, n. 2, pp. 177–185, Fev. 2003.
- [28] Saneinejad, A. e Hobbs, B., «Inelastic design of infilled frames», *Journal of Structural Engineering*, vol. 121, n. 4, pp. 634–650, 1995.
- [29] Flanagan, R. e Bennett, R., «In-plane behavior of structural clay tile infilled frames», *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, pp. 590–599, Jun. 1999.
- [30] «Preceram - Tijolo Tradicional». [Em linha]. Disponível em: <http://www.preceram.pt/tradicional.php>. [Acedido: 26-Fev-2018].
- [31] Page, A, «The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry.», *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 71, n. 3, pp. 893–906, Set. 1981.
- [32] Baghi, H., Oliveira, A., Cavaco, E., Neves, L., e Júlio, E., «Experimental testing of RC frames with masonry infills subjected to a column failure», em *IRF2016 5th International Conference Integrity-Reliability-Failure. Faculty of Engineering/U. Porto2016*.
- [33] «OpenSeesWiki». [Em linha]. Disponível em: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page. [Acedido: 03-Mar-2018].
- [34] McKenna, F., «Object-oriented finite element programming: frameworks for analysis, algorithms and parallel computing.», Tese de Doutoramento, University of California, 1997.
- [35] Rosário, R., «Modelação não linear de estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio no software OpenSees», Dissertação de Mestrado, 2014.

- [36] «History of Tcl». [Em linha]. Disponível em: <https://web.stanford.edu/~ouster/cgi-bin/tclHistory.php>. [Acedido: 03-Mar-2018].
- [37] Kaushik, H., Rai, D.C., e Jain, S.K., «Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression», *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 19, n. 9, pp. 728–739, Set. 2007.
- [38] Ribeiro, F., «Análise de robustez de estruturas sujeitas a eventos sísmicos consecutivos», Tese de Doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2011.
- [39] Correia, A.A., Almeida, J.P., e Pinho, R., «Force-based versus displacement-based formulations in the cyclic nonlinear analysis of RC frames», em *14th world conference on earthquake engineering, Beijing*, 2008, vol. 1217.
- [40] «Contents». [Em linha]. Disponível em: <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/ExamplesManual/HTML/toc.htm>. [Acedido: 07-Mar-2018].
- [41] Bathe, K.J., *Finite Element Procedures*. Prentice Hall PTR, 1996.
- [42] «Design of Buildings to Resist Progressive Collapse.» Unified Facilities Criteria, 2005.
- [43] Farazman, S., Izzuddin, B.A., e Cormie, D, «Influence of Unreinforced Masonry Infill Panels on the Robustness of Multistory Buildings», *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 27, n. 6, pp. 673–682, Dez. 2013.