

# **AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA RELAÇÃO ENTRE AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA DE PEDRA E AS DOS SEUS CONSTITUINTES, PARA ACÇÕES VERTICAIS**

**FÁBIO DANIEL DA SILVA CARVALHO**

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

---

Orientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

---

Co-Orientador: Engenheira Celeste Almeida

JULHO DE 2011

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

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

Aos meus Pais

*Os nossos conhecimentos são a reunião do  
raciocínio e experiência de numerosas mentes  
Ralph Emerson*



## **AGRADECIMENTOS**

Revendo o trabalho executado e tendo especial atenção ao facto de que nunca estive sozinho, existe em mim um desejo de prestar o devido reconhecimento ao trabalho e apoio daqueles que devido à sua contribuição fizeram desta dissertação também um pouco deles. Desejo então expressar o meu profundo agradecimento a todos os que, de algum modo, contribuíram para a sua concretização, em especial:

- Ao Prof. Doutor João Paulo Miranda Guedes, orientador desta tese, pela inexcedível disponibilidade e paciência, assim como por todo o interesse que sempre demonstrou durante a elaboração da mesma e na partilha do seu vasto conhecimento;
- À Mestre de Engenharia Civil Maria Celeste Nunes Vieira de Almeida, co-orientadora desta investigação, pela amabilidade e disponibilidade demonstradas e todo o conhecimento transmitido;
- À Mestre de Engenharia Civil Catarina Quintela Marques da Costa pela forma simples e esclarecida com que soube transmitir os seus conhecimentos e nomeadamente pela forma eficaz com que me introduziu ao software Cast3m necessário à realização deste trabalho;
- Aos meus pais que sempre estiveram ao meu lado e fizeram com que o sonho de ser engenheiro civil se concretizasse;
- Aos engenheiros Pedro Fonseca, Vasco Soares, Diogo Azevedo e Hugo Vasconcelos pelos seus sábios conselhos e motivação que me forneceram e a todos os amigos e colegas com que me cruzei na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto;
- A todos os meus amigos que sempre me motivaram, apoiaram e me deram palavras de confiança. Em especial, para o Hélder Lamarão por estar sempre presente;

A todos vocês, obrigado!



## RESUMO

As características das paredes de alvenaria de pedra são determinadas a partir das características mecânicas dos seus constituintes, nomeadamente pedras, argamassa/juntas e enchimento, mas também pelos detalhes construtivos tais como o formato e tamanho das pedras, a superfície de contacto entre pedras (no caso de juntas secas) e/ou contacto entre pedras e argamassa, a extensão e regularidade das juntas, entre outros aspectos construtivos.

Neste contexto, o presente trabalho é dirigido à determinação da influência do formato das pedras e das propriedades mecânicas destas e da argamassa nas características mecânicas de paredes de alvenaria de pedra de um pano.

Tendo em conta esse objectivo, foi elaborado o levantamento geométrico, recorrendo a registo fotográfico, de três paredes de alvenaria de pedra de pano único de diferente tipologia geométrica, construídas em laboratório pelo LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto). Através de processos informáticos que envolveram os *softwares Autocad e GID*, a geometria foi transferida para o código computacional do programa *Cast3m*, recorrendo à proposta geral de elementos finitos.

Através deste programa foi elaborada uma análise linear para avaliar a dependência das propriedades mecânicas deste tipo de paredes face à geometria e características dos seus constituintes. A análise foi levada a cabo em estado plano de tensão e considerando dois elementos independentes, pedra e argamassa, calibrados segundo ensaios realizados anteriormente pelo LESE. Nesta análise fizeram-se variar a rigidez dos blocos de pedra e da argamassa de modo a avaliar a sua contribuição para a rigidez global da parede. Através dos resultados obtidos, foi criada uma formulação empírica para a estimação da rigidez inicial de paredes deste tipo, tendo em conta a geometria e a rigidez dos blocos de pedra e da argamassa.

Uma das paredes simuladas, a perfeitamente regular, foi entretanto submetida a ensaios de compressão e os resultados foram estudados nesta dissertação e comparados com os obtidos na análise linear.

Recorrendo ainda ao programa *Cast3m* foi levada a cabo uma análise não linear, utilizando um modelo criado pelo professor Rui Faria. Este modelo que foi concebido originalmente para simular o comportamento não linear de grandes massas de betão, foi calibrado e transferido para o código computacional do *software Cast3m* pelo LESE, de modo a que pudesse simular o comportamento de alvenarias de pedra de um pano. Através dos resultados obtidos, analisaram-se os fenómenos internos de transferência de carga e os mecanismos de rotura destas paredes.

**PALAVRAS-CHAVE:** Alvenarias de Pedra; Simulação numérica; Comportamento mecânico; Influência dos constituintes; Rigidez estrutural





## **ABSTRACT**

The mechanical properties of stone masonry walls are determined by their constituents' both physical and geometrical characteristics, namely stones, joints (that define the contact surface between stones in case of dry joints or between stones and mortar in case of mortar joints), joints regularity and extension, stone shapes and geometries, joints extension and regularity, beyond other constructive aspects.

In this context, this thesis is addressed to evaluate the influence of mortar and stone's both geometrical and mechanical properties in one leaf stone masonry walls' global stiffness.

Having this objective in count, was performed the geometric survey using photographic record of 3 one leaf stone masonry walls with different geometry. These walls were constructed in laboratory by LESE (Seismic and Structural Engineering Laboratory from Engineering Faculty of Oporto's University). Through informatics procedures, involving Autocad and GID Software's, this geometry was transferred to Cast3m's computational code, using the general purpose of finite elements.

Through this program, an analysis in linear regime was performed aimed to evaluate the liability of this kind of walls' mechanical properties to their constituents' mechanical and geometrical properties. This analysis was performed in plane-stress considering 2 independent elements, stone and mortar. These material elements were calibrated by LESE, following previous tests' results. In this analysis stone and mortar's stiffness was ranged in order to evaluate its contribution to the global wall's stiffness. Using these results an empirical formulation was created to estimate the global stiffness of this kind of walls depending on mortar and stone's geometry and stiffness.

One of the simulated walls, the one with perfectly regular geometry, was submitted to compression tests, which results were studied in this paper and compared with those obtained in the linear analysis.

Also using Cast3m software, one non-linear analysis was performed using a behavior model created by Professor Rui Faria (Faria, R. (1993)). This model was originally designed to simulate the non-linear behavior of large masses of concrete, then was transferred to cast3m's computational code and calibrated by LESE in order to be capable of simulating one leaf stone masonry walls' behavior. Using these results, the one leaf stone masonry walls' internal load transfer phenomena and failure mechanisms were analyzed.

**KEYWORDS:** Stone Masonry; Numerical Simulation; Mechanical Behaviour; Influence of the components; Structural Stiffness;



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. OBJECTIVOS .....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE .....	2
<b>2. ESTADO DO CONHECIMENTO</b> .....	3
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO .....	3
2.2. ESTUDO DE ALVENARIAS EM ITÁLIA .....	6
2.2.1. MATERIAIS E TECNOLOGIA CONSTRUTIVA .....	9
2.2.2. TIPIFICAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS .....	12
2.2.3. CLASSIFICAÇÃO SECÇÃO TRANSVERSAL .....	15
2.2.4. TIPOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO .....	17
2.2.5. FICHA AEDES .....	19
2.2.6. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA QUALIDADE E CLASSIFICAÇÃO DE ALVENARIA DE PEDRA .....	27
<b>3. ALGUNS DESENVOLVIMENTOS EM PORTUGAL</b> .....	36
3.1. INTRODUÇÃO .....	36
3.2. ESTUDO NO CENTRO HISTÓRICO DE BRAGANÇA .....	36
3.3. ESTUDO REALIZADO NA VILA DE TENTÚGAL .....	38
3.4. TIPIFICAÇÃO DE ALVENARIAS DE PEDRA .....	38
3.5. CARACTERIZAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA .....	40
3.6. ESTUDOS REALIZADOS PELO LESE .....	41
<b>4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM REGIME LINEAR</b> .....	45
4.1. ANÁLISE COMPARATIVA .....	45
4.1.1. VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA ARGAMASSA .....	51
4.1.2. VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DAS PEDRAS .....	53

4.1.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	56
<b>4.2. FORMULAÇÃO EMPÍRICA .....</b>	<b>57</b>
<b>5. ANÁLISE DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....</b>	<b>63</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	63
5.2. ESTUDO DAS JUNTAS HORIZONTAIS .....	65
5.3. ESTUDO DA DEFORMAÇÃO VERTICAL DA PAREDE .....	68
5.4. ESTUDO DA DEFORMAÇÃO HORIZONTAL DA PAREDE .....	70
<b>6. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM REGIME NÃO-LINEAR .....</b>	<b>73</b>
6.1. INTRODUÇÃO .....	73
6.2. CAMPO DE DEFORMAÇÕES .....	76
6.3. ANÁLISE DE DANO .....	79
6.4. CAMPO DE TENSÕES .....	88
6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	92
<b>7. CONCLUSÃO .....</b>	<b>94</b>
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	94
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	96

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Exemplos de grandes obras de engenharia em alvenaria.....	3
Fig. 2.2 – Exemplos de alvenarias de pedra na cidade do Porto .....	4
Fig. 2.3 – Casos de fácil compreensão da relação causa – efeito .....	7
Fig. 2.4 – Casos com necessidade de investigação para a relação causa-efeito .....	8
Fig. 2.5 – Deformação e colapso de alvenarias de pedra de dois panos .....	11
Fig. 2.6 – Representação de uma tabela tipo da investigação para a catalogação de tipologia .....	11
Fig. 2.7 – Tamanho e distribuição dos vazios internos .....	12
Fig. 2.8 – Influência dos travadouros na estabilidade da parede .....	13
Fig. 2.9 – Exemplo do ábaco tipológico de alvenarias.....	13
Fig. 2.10 – Avaliação qualitativa do comportamento de uma alvenaria de pedra de folha múltipla .....	14
Fig. 2.11 – Influência na estabilidade da parede do número e posição de travadouros .....	14
Fig. 2.12 – Hipotético comportamento mecânico para várias tipologias de alvenaria de pedra .....	15
Fig. 2.13 – Classificação das secções das paredes de alvenaria de pedra .....	17
Fig. 2.14 – Diferentes tipologias / funções construtivas.....	19
Fig. 2.15 – Representação de duas alvenarias de pedra (Borri, A. 2006b).....	20
Fig. 2.16 – Ábaco do 1º nível de conhecimento, baseado no paramento externo .....	22
Fig. 2.17 – Alvenaria A1, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento .....	23
Fig. 2.18 – Alvenaria A2, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento .....	24
Fig. 2.19 – Alvenaria B1, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento .....	25
Fig. 2.20 – Alvenaria B2, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento .....	25
Fig. 2.21 – Alvenaria C1, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento .....	26
Fig. 2.22 – Alvenaria C2, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento .....	26
Fig. 2.23 – Exemplo Gráfico da Linha de Mínimo Traçado (LMT) .....	32
Fig. 3.1 – Percentagens médias dos materiais nas paredes estudadas .....	42
Fig. 3.2 – Gráficos Tensão – Extensão (Estudos do LESE) .....	42
Fig. 3.3 – Tensões de Tracção e Compressão na parede ensaiada .....	44
Fig. 4.1 – Parede R1, à esquerda fotografia no laboratório, à direita representação em Autocad .....	45
Fig. 4.2 – Malha da parede R1 (esquerda) e sua geometria (direita) .....	47
Fig. 4.3 – Malha da parede PR1 (esquerda) e sua geometria (direita).....	48
Fig. 4.4 – Malha da parede IR6 (esquerda) e sua geometria (direita) .....	48
Fig. 4.5 – Modos de vibração de R1 .....	50

Fig. 4.6 – Variação da rigidez da argamassa, $E_{pedras} = 20\text{GPa}$ .....	51
Fig. 4.7 – Variação da rigidez da argamassa, $E_{pedras} = 75\text{GPa}$ .....	52
Fig. 4.8 – Variação da rigidez das pedras, $E_{argamassa} = 0.08\text{GPa}$ .....	54
Fig. 4.9 – Variação da rigidez das pedras, $E_{argamassa} = 14\text{GPa}$ .....	55
Fig. 4.10 – Variação $E_{argamassa}$ fixando $E_{pedras}$ em 20 GPa .....	57
Fig. 4.11 – Variação $E_{argamassa}$ fixando $E_{pedras}$ em 30 GPa .....	58
Fig. 4.12 – Variação $E_{argamassa}$ fixando $E_{pedras}$ em 50 GPa .....	58
Fig. 4.13 – Variação $E_{argamassa}$ fixando $E_{pedras}$ em 75 GPa .....	59
Fig. 4.14 – Variação do parâmetro A em função da rigidez dos blocos .....	60
Fig. 4.15 – Variação do parâmetro B em função da rigidez dos blocos .....	60
Fig. 5.1 – Esquema do ensaio realizado para R1 .....	63
Fig. 5.2 – Esquema de montagem dos LVDT's .....	64
Fig. 5.3 – Carregamento Imposto a R1 .....	65
Fig. 5.4 – Deformações LVDT's 1, (17), 2 e (11) .....	65
Fig. 5.5 – Deformações LVDT's 3, (21), 5 e (18) .....	66
Fig. 5.6 – Deformações LVDT's 9, (27), 10 e (20) .....	67
Fig. 5.7 – Comportamento material médio da argamassa. ....	68
Fig. 5.8 – Esquema dos LVDT's para ensaio de compressão de R1 .....	68
Fig. 5.9 – Deformações LVDT's 31 e (29), 28 e (55) .....	69
Fig. 5.10 – Comportamento material médio global da parede R1. ....	70
Fig. 5.11 – Esquema dos LVDT's para ensaio de compressão de R1 .....	71
Fig. 5.12 – Deformações LVDT's 15 e (22), 16 e (23) .....	71
Fig. 6.1 – Comportamento não linear, modelo das pedras .....	74
Fig. 6.2 – Comportamento não linear, modelo da argamassa calibrada no LESE .....	75
Fig. 6.3 – Comportamento não linear, modelo da argamassa alterada para a simulação não linear... ..	76
Fig. 6.4 – Gráfico Tensão-Extensão das paredes, análise não-linear .....	78
Fig. 6.5 – Deformadas das paredes simuladas .....	78
Fig. 6.6 – Evolução do dano por tracção da iteração 14 à 16 na parede R1 .....	80
Fig. 6.7 – Evolução do dano por tracção da iteração 19 à 20 na parede R1 .....	81
Fig. 6.8 – Evolução do dano por tracção da iteração 21 à 22 na parede R1 .....	81
Fig. 6.9 – Danos por tracção e compressão na iteração 23, na parede R1 .....	82
Fig. 6.10 – Danos por tracção nas iterações 6 e 7 na parede PR1 .....	83
Fig. 6.11 – Danos por tracção nas iterações 8 e 9 na parede PR1 .....	83

Fig. 6.12 – Danos por tracção nas iterações 6 e 7 na parede IR6 .....	84
Fig. 6.13 – Danos por tracção nas iterações 8 e 9 na parede IR6 .....	85
Fig. 6.14 – Danos por tracção nas iterações 10 e 11 na parede IR6 .....	86
Fig. 6.15 – Danos por tracção na iteração 12, parede IR6 .....	87
Fig. 6.16 – Tensões Principais Máximas de Tracção .....	89
Fig. 6.17 – Tensões Principais Máximas de Compressão .....	91
Fig. 6.18 – Tensões Principais Máximas de Compressão R1 .....	92





## **ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 2.1 - Parâmetros da "regra da arte" I.Q.M. ....	28
Tabela 2.2 - Parâmetros da "regra da arte" I.Q.M. - continuação.....	29
Tabela 2.3 - Critérios de atribuição dos pesos.....	30
Tabela 2.4 – Pesos atribuídos aos vários parâmetros em função da acção solicitante .....	30
Tabela 2.5 - Parâmetros da "regra da arte" I.Q.M. ....	31
Tabela 2.6 - Níveis de vulnerabilidade e de imbricamento da alvenaria de pedra para LMTn .....	32
Tabela 2.7 - Critérios de atribuição dos pesos.....	34
Tabela 3.1 – Características Mecânicas (Roque, J. (2002)).....	37
Tabela 4.1 - Caracterização de materiais de alvenaria. ....	46
Tabela 4.2 - Análise do parâmetro A com a variação da rigidez das pedras .....	59
Tabela 4.3 - Análise do parâmetro B com a variação da rigidez das pedras .....	60
Tabela 6.1 - Deformações e forças máximas – Análise não linear .....	76
Tabela 6.2 - Estimção da rigidez a partir da deformação .....	77
Tabela 6.4 - Tensões Principais Máximas de Tracção e Compressão.....	88



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

A grande maioria dos edifícios datados até meados do século XX, no centro histórico do Porto (considerado património mundial), foi construída com paredes de alvenaria de pedra granítica com pisos e cobertura em madeira.

Em geral, a planta destes edifícios é alongada e estreita, com aberturas na fachada frontal e traseira, sendo as paredes meeiras usadas para suporte das vigas de madeira dos pisos do próprio edifício e dos adjacentes. Estas paredes são normalmente de folha única e constituídas por pedras de granito de grandes dimensões, tendo uma espessura entre 20 a 50 cm aproximadamente.

Não se encontram muitos estudos em paredes reais com tais características. Em Portugal, foram já ensaiadas paredes de granito de uma folha construídas em laboratório; foram também ensaiadas paredes de dois panos construídas no LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) em diferentes condições de reforço; e estudos realizados em Itália permitiram também avaliar com ensaios *in-situ* e em laboratório as propriedades mecânicas de paredes de folha múltipla.

Resultados de estudos experimentais anteriores do LESE levantaram uma série de questões no que toca às características envolvidas no comportamento de paredes de alvenaria de pedra de um pano, nomeadamente, em relação à baixa rigidez encontrada e ao forte efeito dos vazios encontrados no interior das juntas que se revelaram nos resultados experimentais. Já em relação à resistência destas paredes, resulta uma questão importante, o porquê de uma parede construída por blocos de pedra de grande dimensão e boas características mecânicas apresentar, no seu global, características mecânicas bastante inferiores, principalmente quando comparadas com as desses blocos.

Muitas e diferentes análises numéricas sobre alvenarias de pedra são encontradas na literatura, quer de painéis isolados, quer de construções mais complexas. Nestas simulações, a alvenaria aparece como um material homogéneo equivalente, não individualizando os diferentes constituintes (pedras, argamassa, cunhas, enchimento, juntas e vazios), utilizando-se para isso modelos semelhantes aos usados para o betão, ou em alternativa, descrevendo e simulando os componentes separadamente e utilizando modelos de diferente complexidade para os seus comportamentos.

### 1.2. OBJECTIVOS

Tendo em conta as necessidades de estudo, os objectivos da presente dissertação passam pela avaliação numérica entre a rigidez e a resistência de uma alvenaria de pedra e as correspondentes características da argamassa e da pedra que a constituem.

Pretende-se a partir deste trabalho de investigação atingir um melhor nível de compreensão do funcionamento interno de uma alvenaria de pedra e dos fenómenos inerentes às transmissões de carga que resultam nas relações das quantidades mecânicas da alvenaria e as dos seus constituintes.

Através de ensaios experimentais conduzidos pelo LESE e de simulações numéricas de paredes de alvenaria de pedra de uma folha, pretende-se esclarecer um pouco mais o comportamento estrutural deste tipo de elementos verticais e estabelecer relações, ainda que empíricas, entre a rigidez global das paredes e a dos seus constituintes.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE**

Esta dissertação foi dividida em 7 capítulos. No presente capítulo apresentam-se o enquadramento, os objectivos e a organização da tese.

O segundo capítulo destina-se a avaliar e descrever sucintamente o “Estado do Conhecimento”, baseado sobretudo no estado da arte na investigação de estruturas históricas em Itália. Apresenta um subcapítulo de “Contextualização” precedente ao subcapítulo “Estudo de Alvenarias em Itália”, que se encontra ainda subdividido em seis secções.

O terceiro capítulo denomina-se “Alguns Desenvolvimentos em Portugal” e pretende mostrar a contribuição directa e/ou indirecta de trabalhos anteriores realizados em Portugal para a realização da presente dissertação. Este capítulo está dividido em seis subcapítulos, correspondendo o primeiro à introdução e cada um dos restantes a um grupo de estudos diferentes.

O capítulo 4 é intitulado “Simulações Numéricas em Regime Linear” e incorpora dois subcapítulos. O subcapítulo 4.1, “Análise comparativa”, descreve a análise realizada para paredes de alvenaria de pedra de um pano, através de simulações em regime linear, fazendo variar a geometria das paredes e algumas propriedades mecânicas. No subcapítulo 4.2, “Formulação Empírica”, utilizam-se os resultados da análise do subcapítulo 4.1 para estimar uma equação que relacione a geometria e a rigidez das pedras e da argamassa utilizadas numa alvenaria de pedra de um pano com a sua rigidez global.

No capítulo 5, “Análise de Resultados Experimentais”, apresentam-se os resultados experimentais de uma parede que foi simulada e posteriormente submetida a ensaios de compressão pelo LESE. Os resultados do ensaio são avaliados por comparação com as conclusões retiradas da simulação desta parede, em regime linear, no capítulo 4.

O sexto capítulo, “Simulações Numéricas em Regime Não-Linear”, apresenta um análise realizada recorrendo a um modelo numérico, adaptado para simular o comportamento em regime não linear de alvenarias de pedra. Este capítulo está dividido em cinco subcapítulos, “Introdução”, “Campo de Deformações”, “Análise do Dano”, “Campo de Tensões” e “Considerações Finais”.

As conclusões obtidas e as propostas de desenvolvimentos futuros nesta investigação constituem respectivamente os subcapítulos 7.1 e 7.2 do sétimo e último capítulo.

# 2

## ESTADO DO CONHECIMENTO

### 2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Uma das maiores heranças culturais que possuímos enquanto seres humanos é a construção. São inúmeros os milagres da engenharia e arquitectura que demonstram a passagem do Homem pelo planeta Terra.

As alvenarias, sejam de pedra ou de tijolo, formaram desde muito cedo o corpo dos elementos estruturais verticais que foram erguendo cidades.

Os materiais de construção mais antigos são os usados como unidades ou blocos neste tipo de estruturas. Regras construtivas foram passando durante milhares de anos e sobreviveram a tantas catástrofes e a todas as dificuldades de comunicação que antecederam o século em que vivemos.

Na perspectiva de preservação do edifício, não só o aspecto visual é importante, mas também os materiais e técnicas construtivas devem ser conservados, pois contam uma parte importante da nossa história.



Fig.2.1 – Exemplos de grandes obras de engenharia em alvenaria, à esquerda a Ponte Carlos em Praga e à direita um palácio em Gubbio

Grande parte do património edificado Europeu resulta da construção em alvenaria e também a cidade do Porto está repleta de grandes obras históricas deste tipo.

Na zona histórica do Porto, encontram-se muitos edifícios com paredes de alvenaria de pedra, sendo a pedra mais comum o granito. A cobertura e os pisos são normalmente construídos em madeira. Tipicamente as paredes de alvenaria de pedra nesta cidade são de pano único e a espessura poderá ser variável, crescendo naturalmente na direcção das fundações, variando entre os valores típicos de 20 a 50 cm.

A configuração em planta do edificado da zona histórica do Porto é estreita e alongada. As paredes meeiras têm, normalmente, um número de aberturas reduzido, sendo por vezes até inexistente e são o elemento estrutural vertical responsável por receber as cargas das vigas de madeira dos pisos e cobertura do próprio edifício e dos adjacentes. As fachadas frontal e traseira possuem, normalmente, a maior parte das aberturas do edifício.



Fig.2.2 – Exemplos de alvenarias de pedra na cidade do Porto

Não devemos olhar para as alvenarias apenas com a perspectiva de material de construção para o futuro, embora apresente as suas vantagens, mas devemos, fundamentalmente, tê-las em conta pelas inúmeras estruturas do passado que devem e merecem ser conservadas.

Em alvenaria foram construídas casas, palácios, catedrais, igrejas, castelos e outros edifícios militares, pontes, arenas e entre muitas outras obras de arte.

A nível legislativo, e principalmente a nível ético, cultural e histórico é um dever da comunidade de engenharia defender a integridade das estruturas antigas de alvenaria, não apenas a título parcial, conservando o aspecto visual, mas preservando também técnicas e materiais utilizados.

No sentido de poder aglomerar a maior quantidade possível de informação que possibilitasse a melhor caracterização das paredes de alvenaria, recorreu-se ao estudo de trabalhos dos mais variados autores.

Dentro das alvenarias podem distinguir-se os blocos e as juntas. Os primeiros que podem ser constituídos por pedra, tijolo, terra entre outros materiais, já as segundas podem ser secas (sem material de enchimento entre os blocos) ou ter argamassa como interface dos blocos ajudando na união e na coesão estrutural; dentro das juntas podem ainda existir calços e vazios internos ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

As tensões a que estes elementos estruturais estão sujeitos dependem naturalmente da tipologia construtiva, técnicas e materiais utilizados, daí a necessidade da criação por muitos investigadores de grandes bases de dados que ajudem a sintetizar toda a informação necessária ao conhecimento destes.

Os materiais como a pedra têm boas características físicas, tendo a si associados no caso do granito que é a pedra mais comum nas alvenarias da zona histórica do Porto um módulo de elasticidade que apresenta razoáveis valores. Estes valores dependem muito do estado de conservação/alteração da própria rocha, sendo que para um granito muito alterado temos o valor mínimo que ronda os 12 GPa e para um granito são o valor máximo na ordem dos 75 GPa (Wellington, R. (2008)).

Já no que a argamassas diz respeito, estas e principalmente as que fazem parte de estruturas históricas apresentam normalmente fracas características mecânicas. No contexto de ensaios aos materiais de uma parede de alvenaria de pedra em grave estado de degradação o LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) chegou a um valor na ordem dos 80 MPa (0.08 GPa) para o módulo de elasticidade da argamassa desta parede. A rigidez das argamassas antigas normalmente não ultrapassa 1 GPa, existindo ainda assim, argamassas de areia e cimento que podem apresentar valores na ordem dos 25 GPa (Almeida et al (2010a)); (Wellington, R. (2008)).

Na sequência normal de evolução, também na construção as exigências aumentaram com o conhecimento técnico dando-se o aparecimento de novos materiais, técnicas de planeamento e de construção e o suporte técnico com recurso à mais avançada tecnologia, nomeadamente ao nível de *software* de cálculo e planeamento e da maquinaria usada em fase de obra.

A escala das obras, bem como a complexidade geométrica foi aumentando, o que exigiu uma enorme evolução da engenharia.

Com o aparecimento do betão armado, a elevada resistência (nomeadamente à tracção) das armaduras associada à trabalhabilidade do betão constituiu uma revolução nos campos da engenharia e da arquitectura.

Esta fase coincide com a grande explosão tecnológica, na qual o conhecimento dos materiais foi evoluindo e sucessivamente mais investigado.

As vantagens competitivas do betão armado como material de construção foram e são evidentes, nomeadamente face às alvenarias. Estas vantagens traduzem-se em características de rigidez e resistência muito superiores; uma grande adaptabilidade, tendo em conta os agregados e aditivos; e trabalhabilidade superior a qualquer outro material.

Com todos estes benefícios, o betão armado passou a ser o material quase exclusivo para os elementos estruturais da actualidade. Coincidindo ainda com o avanço tecnológico dos últimos anos, a investigação em seu redor foi então um ponto de concentração tanto da engenharia como da ciência em geral, tendo a comunidade científica descuidado a investigação de outros materiais, como a

madeira e as alvenarias, principalmente estas últimas, pois tinham encontrado no betão um substituto/sucessor (Lourenço, P. (1996)).

O conhecimento estrutural ao nível do uso de materiais como o aço e o betão atingiu patamares elevadíssimos na investigação e na evolução destes elementos construtivos. Existem diversas ferramentas informáticas para o cálculo de estruturas deste género e a descrição do comportamento mecânico destes materiais é já bastante detalhada (Lourenço, P. (1996)).

Já no que toca às estruturas de alvenaria, estas foram como que discriminadas pela comunidade científica até aos últimos anos, quando em defesa do património edificado se começou a desenvolver o estudo destes materiais como elementos estruturais de uma forma séria (Lourenço, P. (1996)).

Partindo do exemplo de investigadores italianos, exímios na arte e na ciência da reabilitação e conservação do edificado histórico, agora muitos engenheiros e cientistas estudam as alvenarias.

## 2.2. ESTUDO DE ALVENARIAS EM ITÁLIA

A informação contida neste capítulo teve como base o estado da arte na investigação de estruturas históricas em Itália, elaborado pelos professores L. Binda e A. Saisi no Politécnico de Milão em 2009 e as adaptações e traduções realizadas por Liliana Sousa em 2010 na sua tese de mestrado.

Muitos restauros e reabilitações foram realizados nos últimos 50 anos em Itália. Muitas vezes as intervenções eram realizadas depois de um grande período de uso incorrecto e falta de manutenção, depois de guerras, depois de terremotos que ocorreram na maior parte dos países Mediterrâneos, etc.

A intervenção nos edifícios de alvenaria antigos deverá ser inserida num contexto mais alargado de reabilitação de centros urbanos, no qual interagem aspectos multidisciplinares. ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

A intervenção deve ter em conta as novas teorias de restauro e conservação na qual se inserem não só edifícios ordinários antigos como monumentos históricos. As necessidades de intervenção foram estendidas para edifícios cujo testemunho era anteriormente considerado como secundário, mas com significado na arte do edifício. Então uma intervenção coerente e efectiva nos centros históricos deve desenvolver um profundo conhecimento de materiais e tecnologias locais usados, não só nos edifícios históricos como nos ordinários. Estes últimos eram normalmente construídos através da aplicação de materiais pobres mas com tecnologias efectivas, aperfeiçoadas durante séculos com regras específicas (Giuffrè, A. (1996)).

Em Itália foram levadas a cabo diversas campanhas de ensaios *in-situ* e em laboratório, apontadas à caracterização de alvenarias de parede múltipla.

Muitas vezes o estudo de regras de construção e de detalhes estruturais, como a secção da parede, têm uma enorme importância no comportamento estrutural do edifício. Por exemplo, os edifícios históricos de alvenaria de pedra apresentam um comportamento estrutural e de durabilidade muito peculiares e no entanto muito diferente dos seus homólogos de alvenaria de tijolo (Giuffrè, A. (1991), (1993)).

À escala urbana, estes estudos devem ser alargados para uma análise e classificação das principais tipologias de construção reconhecíveis no território. Esta fase, que funciona como preliminar para a identificação do modelo mecânico, pode ser levada a cabo de forma eficiente através da introdução de um catálogo ou ábaco das principais tipologias e dos principais mecanismos encontrados nos edifícios comuns (Giuffrè, A. (1993)).



O objectivo final deste tipo de análise seria a proposta de modelos mecânicos capazes de interpretar e de prever os danos observados e os modos de colapso. Mesmo que este tipo de estruturas seja caracterizado por grandes complexidades e incertezas, ainda assim os resultados podem ser quantitativamente aceitáveis, permitindo classificar os danos e considerar de forma crítica a eficácia de algumas técnicas de reparação e de reequipamento quando aplicadas a determinadas classes de alvenaria (Carroci, C. (1996)); (Bernardini et al (1998)); (Faccioli et al (2000)).

Estes estudos de investigação têm como finalidade uma extensiva avaliação da vulnerabilidade estrutural e planear a prevenção de riscos, ou pelo menos, mitigação numa escala territorial.

A prevenção e reabilitação apenas podem ser realizadas com sucesso se foi formulado um diagnóstico de danos no edifício. A forma como os danos estruturais podem interferir com a performance da estrutura face às acções externas e vice-versa ainda não foi completamente compreendida. Do ponto de vista da estabilidade estrutural, a primeira preocupação para a conservação de um edifício histórico deverá ser a um diagnóstico fidedigno, para relatar cuidadosamente a sua segurança. Muitos resultados mal sucedidos têm ressaltado a necessidade de uma avaliação precedente a qualquer restauração ou reabilitação. Na verdade, quando não se conhece qualquer avaliação de danos ou a eficácia das reparações, os resultados da intervenção são imprevisíveis.

O conhecimento, o mais detalhado possível, dos sintomas dos danos, bem como as suas causas devem ser a principal prioridade. Em alguns casos a correlação é clara (como os casos da fig. 2.3), mas frequentemente a correlação entre efeitos e causas não pode ser feita sem uma investigação experimental e analítica (como se observa na fig. 2.4). (Binda et al (1997)), (Rossi, P. (1982))

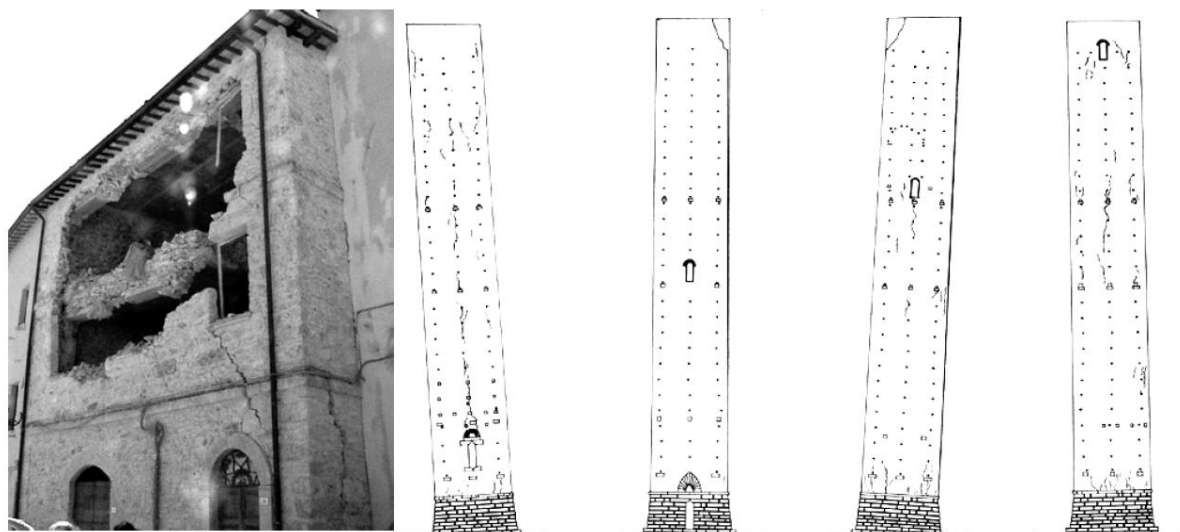


Fig. 2.3 – Casos de fácil compreensão da relação causa – efeito, à esquerda danos causados pelo terramoto de Umbria num edifício reparado através da introdução de vigas e à direita os danos causados pela inclinação da torre Garisenda em Bolonha ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).



Fig. 2.4 – Casos com necessidade de investigação para a relação causa – efeito ficar explícita, à esquerda a torre do sino de Pavia depois do seu colapso e à direita escombros da catedral de Noto em Siracusa ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Além disso, a modulação de uma estrutura de alvenaria é uma tarefa complicada, uma vez que aparentemente a alvenaria não cumpre qualquer das hipóteses teóricas de outros materiais de construção, como a isotropia, comportamento elástico ou homogeneidade, a legislação apropriada aos materiais constituintes das alvenarias ainda não está bem desenvolvida.

As contínuas modificações que ocorreram na história da construção originam muitas incertezas na definição dos modelos, nomeadamente a geometria, materiais usados, ligações, etc.

O comité nacional de protecção sísmica de monumentos históricos e herança cultural italiana (CNPPCRS) tem a função institucional de promover a pesquisa focada na recolha sistemática de dados à herança cultural exposta a risco sísmico, para a avaliação da sua vulnerabilidade e planear as estratégias de mitigação de risco.

A argumentação no interior do comité relativamente à preservação de edificações antigas através da melhora da sua segurança sísmica originou muita pesquisa e a produção de dois documentos oficiais. A principal conclusão refere que a segurança das novas estruturas é garantida pelos códigos técnicos. Praticamente todos estes códigos não se aplicam às edificações em alvenaria existentes, além disso, o edificado antigo tem identidade e valor que tem de ser preservado. Quando a segurança está envolvida diferentes interesses estão em conflito, nomeadamente chocam os lucros da exploração desse património com os gastos de uma correcta intervenção com conservação do património construtivo, e não apenas do aspecto visual (Corsanego et al (1992), (1993)); (Gavarini, C. (1994)).

Uma correcta avaliação estrutural deve ser fundamentada num conhecimento profundo de:

- i. História da construção e sua evolução;
- ii. Geometria;
- iii. Detalhes estruturais;
- iv. Padrão de fendas e mapa de degradação dos materiais;
- v. Técnicas de construção da parede e materiais;
- vi. Propriedades dos materiais;
- vii. Estabilidade estrutural;

Este conhecimento pode ser obtido através de investigação experimental no local e em laboratório, análises estruturais com modelos apropriados e diagnósticos finais.

O debate sobre os problemas citados anteriormente aumentou nos últimos anos devido à nova legislação nas obras públicas. Legislação esta, denominada de Legge Merloni (Ministério das Obras Públicas, 1994), na qual é estritamente necessária uma fase prévia de diagnóstico como apoio para qualquer projecto, plano ou manutenção de edificado.

Foram inúmeros os processos de investigação implementados nos últimos anos, na tentativa de usar o quanto possível técnicas não-destrutivas (ND). No entanto ainda é pequena a hipótese de correlacionar testes de avaliação não-destrutiva (NDE) com a performance das alvenarias, especialmente no caso das de pedra. Portanto quando o projectista não tem as aptidões necessárias à interpretação da informação recolhida, muita dessa informação pode ser mal usada ou até mesmo não ter qualquer uso ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Após o diagnóstico e conhecendo o destino funcional do edificado, os planos das reparações devem ser preparados, lembrando que não existe um caminho único de reparar, consolidar e prevenir.

A experiência adquirida durante as últimas décadas nas reparações, reforços e prevenções para a preservação de edificado de alvenarias em centros históricos em áreas sísmicas, revelaram que se têm de escolher técnicas compatíveis para se obterem resultados positivos.

Os danos causados, por acontecimentos dramáticos como sismos em edificado histórico de alvenaria que já tinha sofrido reparações devido a eventos anteriores, aplicando quer métodos tradicionais quer actuais, trouxe informação suficiente para cimentar a teoria da escolha de técnicas e materiais compatíveis. Em alguns dos casos, a necessidade de reabilitação e reparação do edificado danificado permitiu a aplicação e experimentação quer das mais avançadas técnicas quer das tradicionais, inicialmente sem um controlo precedente, devido à urgência de intervenção ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Muitas técnicas podem ser discutidas e a solução óptima escolhida do ponto de vista da mais suave intervenção entre as economicamente compatíveis com o orçamento disponível, respeitando também as necessidades de segurança do edificado.

Também um projecto para um programa de manutenção a ser aplicado a longo prazo deve ser preparado, uma vez que nenhuma intervenção pode durar para sempre (Modena, C. (1987), (1997)).

Estudos recentes levaram à definição de metodologias de avaliação da qualidade e vulnerabilidade da alvenaria de pedra. Precedendo estes métodos, como já referido, é necessária uma fase de investigação e diagnóstico, apontada à validação experimental das características da alvenaria de pedra através das dimensões do painel estrutural. Esta que apresenta materiais normalmente bastante heterogéneos e que após a abertura das primeiras fendas não apresenta um tipo de comportamento que possamos admitir linear, o seu comportamento global prede-se ainda com as características mecânicas, físicas e químicas dos seus constituintes ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Nos trabalhos consultados não foi possível encontrar medidas quantitativas da irregularidade e a sua influência concreta no comportamento mecânico deste tipo de paredes, sendo avaliados normalmente qualitativamente recorrendo a vários parâmetros.

## 2.2.1 MATERIAIS E TECNOLOGIA CONSTRUTIVA

A performance estrutural de uma alvenaria pode ser entendida desde que se tenha conhecimento dos seguintes factores/dados:

- Geometria;
- Características de textura da alvenaria:
  - Paredes simples ou de folha múltipla;
  - Ligação entre folhas;
  - Juntas vazias ou enchidas com argamassas;
  - Características físicas, químicas e mecânicas dos seus constituintes (blocos, calços, vazios e argamassa);
- As características da alvenaria como um material composto;

No caso de alvenarias de tijolo e particularmente no caso de novas construções, os códigos técnicos podem sugerir que se calculem as características mecânicas da alvenaria como uma função dos seus constituintes (Binda, L. (2000)).

Mas no caso de alvenaria de pedra o problema é muito mais complexo e algumas questões levantam-se de forma espontânea. Por exemplo:

“Será que a textura da alvenaria pode ser facilmente identificada?” - Esta que influencia fortemente a capacidade de carga da parede ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

“Como se poderão determinar experimentalmente características mecânicas de um material tão altamente heterogéneo se as amostras têm de ser suficientemente numerosas e ao mesmo tempo ser um processo não destrutivo?” (o elevado número de amostras revela-se necessário para que o cálculo seja estatisticamente representativo) ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

“Como é que se podem realizar testes experimentais e construir protótipos laboratoriais que sejam representativos de situações reais?” – Olhe-se por exemplo para a dificuldade de produzir em laboratório uma parede de cascalho do rio ou de representar correctamente as tensões actuantes sob a parede no edifício real ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Portanto, “como se podem determinar ou considerar estatisticamente sólidas as características de cada um dos constituintes quando as dificuldades de recolha de amostras, muitas vezes impedem a obtenção de resultados significativos?” E ainda, “será que os parâmetros relativos à capacidade resistente e à deformabilidade dos componentes (como o módulo de Young ou o coeficiente de *Poisson*), que completam a caracterização mecânica dos materiais, podem ser usados para a extrapolação das características globais de deformabilidade e resistência das alvenarias?” ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Por todas estas razões “será que o diagnóstico estrutural das alvenarias de pedra pode ser feito partindo do conhecimento dos seus componentes ou será que seria melhor realizado através de medições in-situ das características mecânicas da alvenaria como um todo?”; “como é que o comportamento local e global deste tipo de alvenarias pode ser determinado a partir de cargas verticais e laterais?”; “Caso sejam introduzidas, numa edificação de alvenaria de pedra, boas ligações entre os elementos estruturais, como é que o comportamento é influenciado pela tecnologia construtiva usada sob o efeito de cargas sísmicas no plano e fora do plano?” ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

O maior problema relativo a estas alvenarias é o facto de a parede não ser monolítica na direcção lateral, isto pode acontecer por exemplo quando a parede é feita de pequenos seixos ou por duas camadas exteriores bem ordenadas mas não mutuamente ligadas e contendo um enchimento de cascalho. Isto torna a parede frágil, particularmente quando as forças externas actuam na direcção horizontal (como se pode observar na fig.2.5), o mesmo problema poderá ocorrer com cargas verticais se actuarem excentricamente (Giuffrè, A. (1993)).

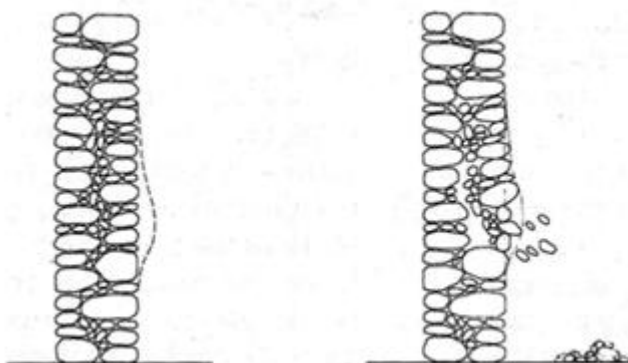


Fig. 2.5 – Deformação e colapso de alvenarias de pedra de dois panos, fragilidade em relação às cargas laterais ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Investigações tiveram lugar noutras regiões italianas para estudar alvenarias de pedra em edifícios cujas secções transversais podiam ser inspeccionadas, a operação pôde ser conduzida de forma mais simples nas áreas em que se tinham verificado sismos e os danos ainda não tinham reparados (Binda, L. (1999)); ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Esta investigação consistiu num procedimento gráfico e fotográfico no qual:

- Foram tiradas fotografias recorrendo a uma máquina fotográfica com lentes de 50mm usando um tripé de forma a garantir o paralelismo entre o plano do fotógrafo e o da parede;
- Realizaram-se mapas/representações gráficas/plantas das paredes primeiro manualmente depois recorrendo ao computador;
- Criou-se uma base de dados rica, organizada em tabelas;

Na figura 2.6 apresenta-se uma tabela tipo de investigação e catalogação de tipologias de paredes de alvenaria como as utilizadas nas investigações anteriormente mencionadas:

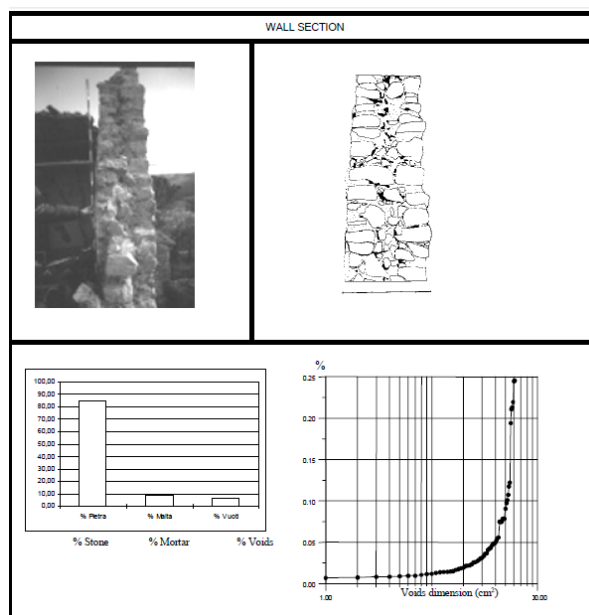


Fig. 2.6 - Representação de uma tabela tipo da investigação para a catalogação de tipologia de paredes (Binda, L. (1999))

A catalogação foi levada a cabo já em centenas de secções internas, tendo sido realizada em diferentes regiões de Itália, nomeadamente Lombardia, Friuli, Liguria, Basilicata e Trentino. Como se observa no exemplo da figura 2.7, a investigação das secções internas permitiu definir alguns parâmetros importantes, tais como:

- Percentagem de pedras, argamassa, vazios (permitindo comparar as diferentes regiões);
- A relação entre as dimensões dos diferentes elementos, e entre a dimensão de cada elemento e a secção transversal;

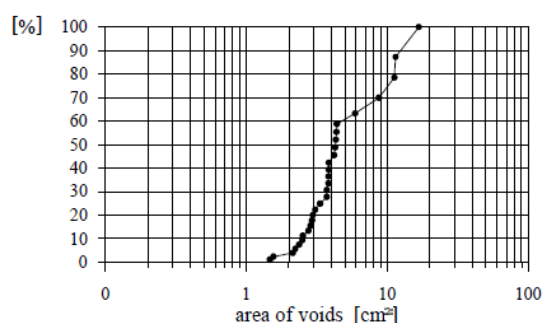


Fig. 2.7 - Tamanho e distribuição de vazios internos ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Estes parâmetros, juntamente com as propriedades mecânicas, físicas e químicas dos materiais dão a possibilidade de descrever melhor a alvenaria e constitui a base fundamental de qualquer intervenção no sentido da conservação. ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

### 2.2.2 TIPIFICAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS

Tal como referido anteriormente, as diferenças nos inúmeros tipos de paredes de alvenaria não se devem apenas ao uso de diferentes materiais de acordo com as possibilidades locais, mas também às diferentes tecnologias usadas na construção. Além disso quando se pretende modelar o comportamento de uma estrutura de alvenaria, a complexidade da sua geometria e volumes e comportamento mecânico dificulta a escolha de um modelo que possa ser apropriado (Gelmi et al (1993)).

Além disso, devido à numerosa tipologia de alvenarias diferentes, um estudo metódico do comportamento mecânico de alvenarias, deve sempre partir de uma exaustiva investigação das diferentes geometrias e técnicas construtivas tendo em conta as diferentes camadas que normalmente constituem a parede e o tipo de restrições que poderão existir entre estas. Na verdade as técnicas mais antigas nomeadamente em arquitecturas pobres ainda precisam de ser detalhadamente estudadas.

Na verdade uma correcta análise estrutural deste tipo de estruturas só pode ser realizada se provida de alguns critérios a ser escolhidos para identificar grupos homogéneos de paredes, não só ao nível geométrico mas também ao comportamento mecânico. Este tipo de investigações para culminar numa maior possível e fiável base de dados já é realizado em muitos outros países, nomeadamente no nosso ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

No início dos anos noventa Giuffré conduziu os que foram os primeiros estudos sobre o comportamento mecânico de alvenarias por tipologia baseados em inspecção visual para reconhecer as características do estado de património e para a catalogação. Estes estudos faziam parte de uma análise geral de vulnerabilidade de alguns centros históricos em Palermo. Em cada caso as tipologias de alvenaria e materiais locais foram cuidadosamente estudadas e relatadas em ábacos. A presença de

algo mais característico, como uma ligação de elementos, vulgarmente designada por travadores/calços. Pode ser um parâmetro de distinção na classificação do comportamento mecânico. (figuras 2.8; 2.9 e 2.10) ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

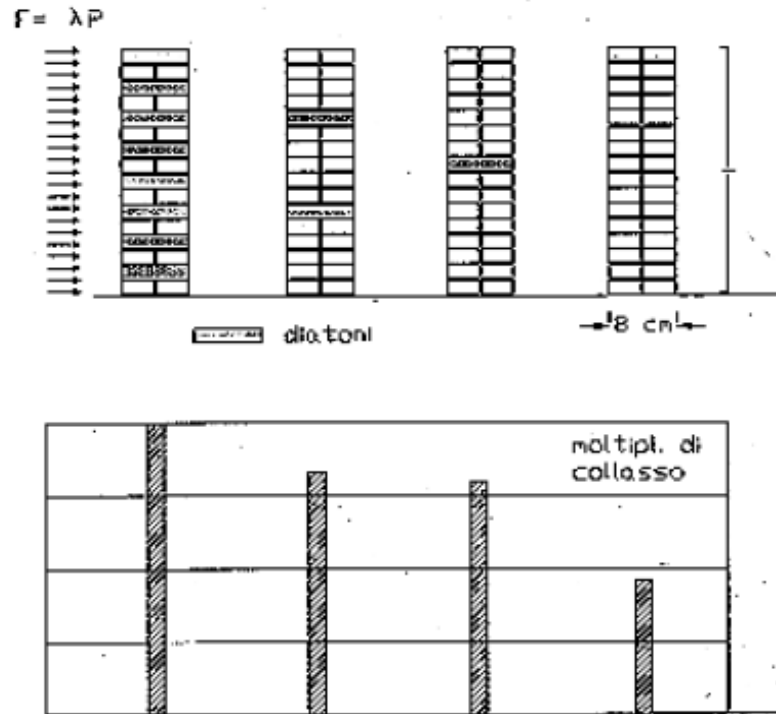


Fig. 2.8 - Influência dos travadores na estabilidade da parede

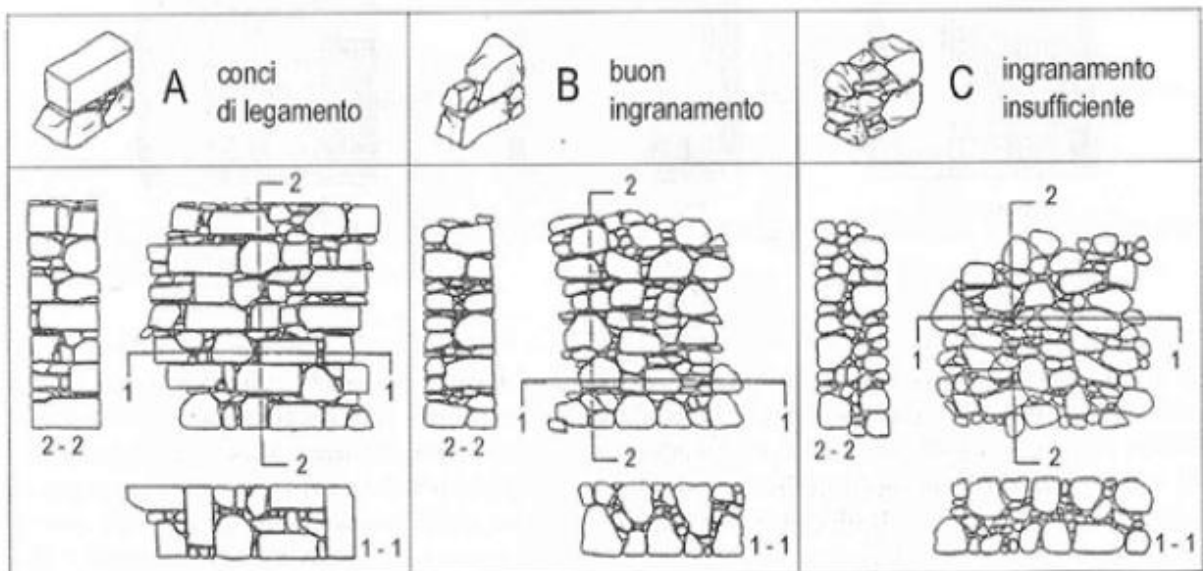


Fig. 2.9 – Exemplo do ábaco tipológico de alvenarias, neste caso a classificação quanto à qualidade das ligações, A muito boas ligações; B boas ligações e C ligações pobres;

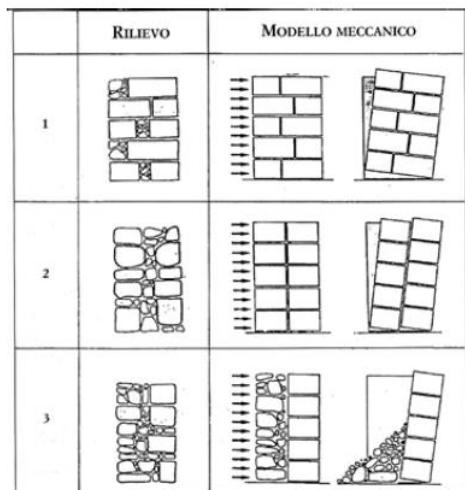


Fig. 2.10 – Avaliação qualitativa do comportamento de uma alvenaria de pedra de folha múltipla

Outros parâmetros para distinção podem ser:

- Dimensão dos elementos;
- Forma e trabalhabilidade das pedras;
- Textura da alvenaria;
- Qualidade da argamassa;
- Quantidade de argamassa;
- Presença de cunhas;
- Presença de alinhamentos horizontais;
- Presença de ligações entre folhas e calços;
- Características da secção;
- Homogeneidade dos materiais.

O que Giuffré propôs, na verdade, é uma classificação baseada num parâmetro  $\delta$ , representativo da resistência à flexão. Este quantifica a relação da distância  $d$  entre dois travadours subsequentes e a espessura  $s$  da parede. (quantificado na figura 2.11)

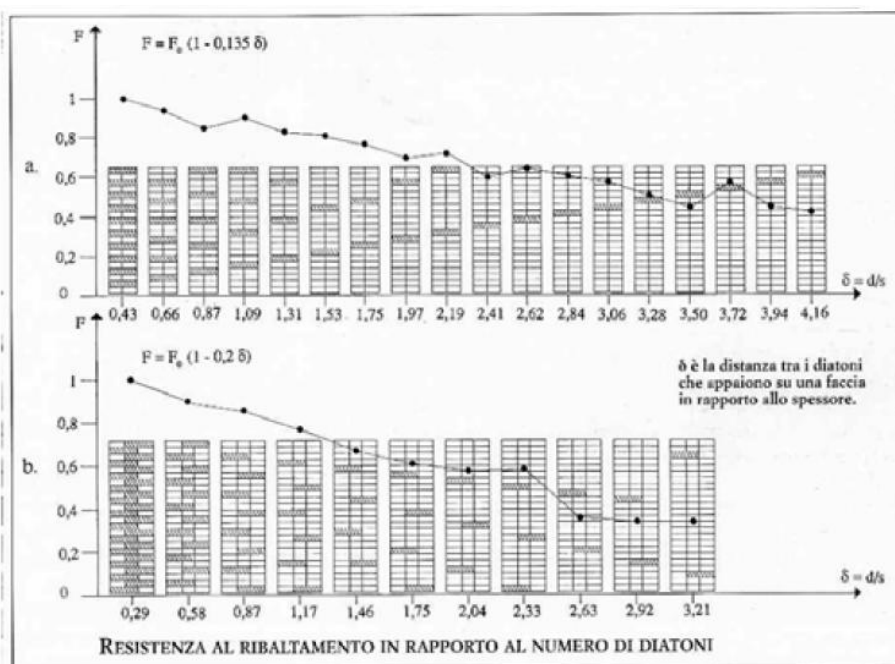


Fig. 2.11 – Influência na estabilidade da parede do número e posição de travadours



### 2.2.3 CLASSIFICAÇÃO SECÇÃO TRANSVERSAL

O estudo descrito na secção anterior, conduziu para uma catalogação inicial de paredes de folha múltipla baseado na percentagem de argamassa, pedras e vazios medidos na área da secção transversal e a subsequente classificação tendo em conta o número de diferentes camadas e o tipo de restrições entre elas. Visto que o primeiro tipo de classificação permite avaliar a injectibilidade da parede, a segunda permite formular hipóteses importantes do comportamento estático da alvenaria (Binda et al (1997)).

A secção transversal das paredes em alvenaria de pedra foi alvo de estudos, na sequência de investigações realizadas a edifícios danificados pelos sismos, uma vez que as suas características desempenham um papel fundamental no comportamento da alvenaria.

Na figura 2.12 apresentam-se alguns exemplos de modelos de secções transversais e do comportamento da parede quando submetida a acções fora do plano. Assim, verifica-se que uma parede de paramento simples ou de dois paramentos, mas que se apresente travada, comporta-se de forma monolítica. Numa parede de dois paramentos sem ligação, os paramentos apresentam comportamentos distintos. Quando a qualidade dos vários paramentos é diferenciada entre eles, para além do comportamento distinto, o paramento mais fraco pode levar ao colapso de parte da secção.



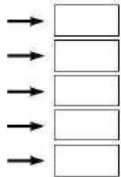



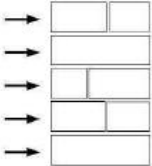



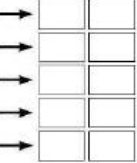


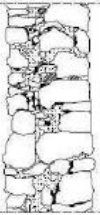
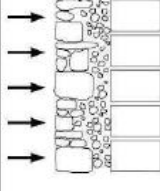
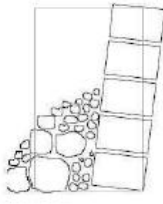
Fotografia	Levantamento geométrico	Modelo	Comportamento Mecânico
			
			
			
			

Fig. 2.12 - Hipotético comportamento mecânico para várias tipologias de secções da alvenaria de pedra (adaptado de Binda (2009))

No caso das alvenarias de pedra existem mais tipologias e também dentro destas mais subclasses do que nas homólogas de tijolo. Na verdade existem quatro grandes grupos em que se podem distinguir as alvenarias de pedra, tendo cada um as suas subclasses (Binda, L. (2002)).

A classificação das secções transversais baseia-se essencialmente no número de paramentos e na existência de ligação entre eles. As classes atribuídas às diversas secções transversais que são ilustradas na figura 2.13, foram encontradas nas paredes dos edifícios estudados nas várias regiões de Itália ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

A classe A diz respeito às paredes de paramento simples. Estes possuem pedras transversais, que abarcam toda a espessura da parede, embora seja possível que se apresentem com grandes espessuras em que a secção é constituída por mais que uma pedra transversal.

As paredes que possuem dois paramentos, que podem existir ligados entre eles ou sem ligação encontram-se inseridas na classe B. Quando os paramentos se apresentam ligados, essa ligação pode ser feita por sobreposição ligeira das pedras na interface de contacto ou através de travadouros, pedras transversais que atravessam toda a secção.

Para serem inseridas na classe C as secções têm de ser paredes de três paramentos. Estas paredes caracterizam-se por terem um paramento interior de fraca qualidade, composto por material de enchimento, num aglomerado grosseiro composto por restos de vários materiais, ou então por um material caracterizado por uma forte presença de vazios entre a argamassa e as pedras distribuídas aleatoriamente. Este paramento interior pode apresentar pequena ou grande espessura, os outros dois paramentos são exteriores e de razoável regularidade.

A classe D diz respeito às paredes de alvenaria de pedra seca, ou seja as pedras são assentes sem argamassa ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)), (Sousa, L. (2010)).

Na figura 2.13 apresentam-se as diferentes classes e subclasses das tipologias existentes para as alvenarias de pedra tendo em conta a sua secção transversal.

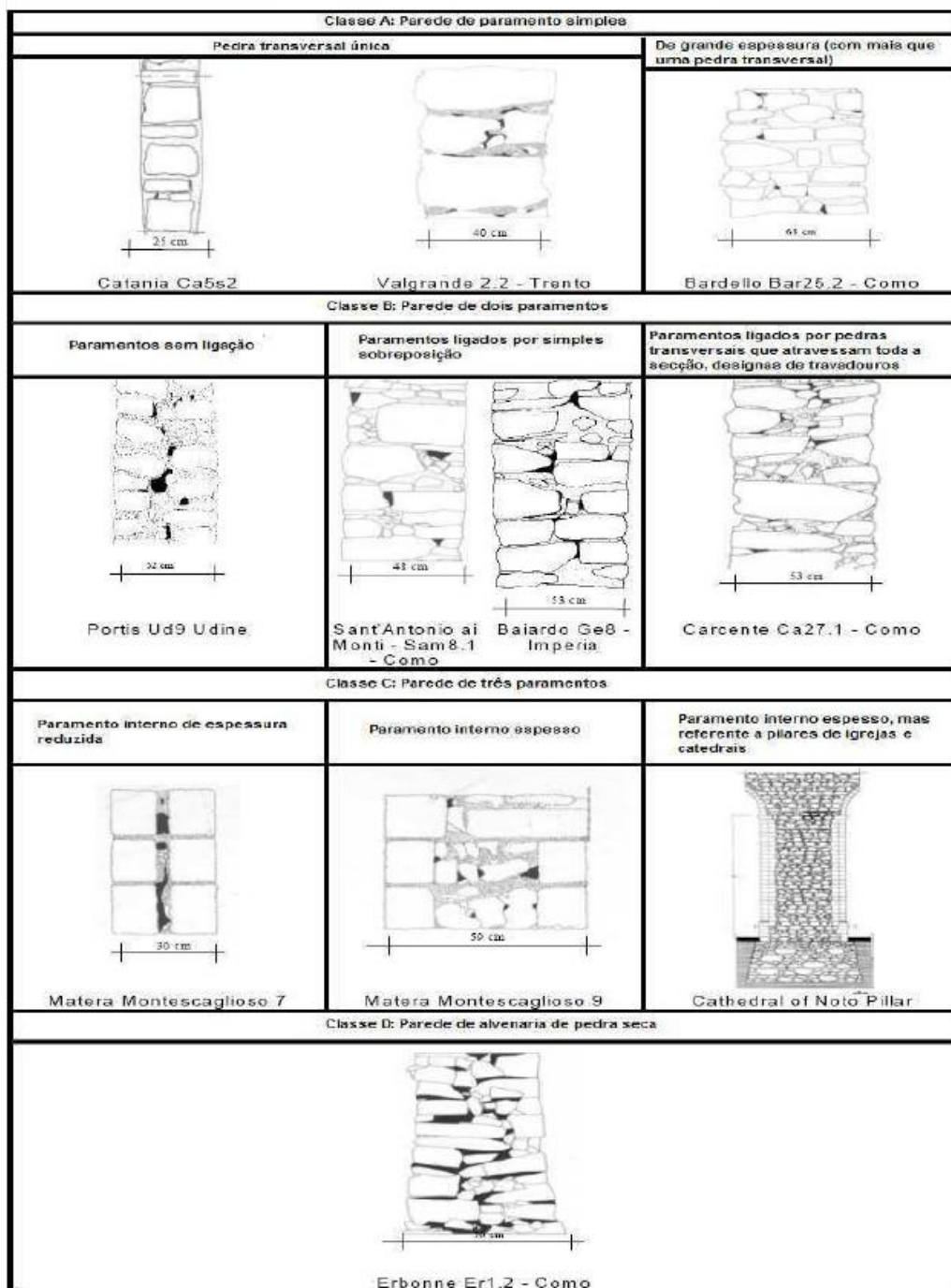


Fig.2.13 - Classificação das secções das paredes de alvenaria de pedra. (adaptado de (Binda,2009))

#### 2.2.4 TIPOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO

Os modelos matemáticos que são usados para estimar a capacidade de carregamento das estruturas de alvenaria têm de ter em conta os diferentes tipos de estruturas, que são representativos da sua função construtiva.

A tipologia construtiva e estrutural é tão importante que uma abordagem fiável para o restauro e preservação de património edificado a deve remeter para a metodologia de investigação e escolha das

técnicas mais apropriadas aplicadas para um tipo especial de construção e materiais ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Ficou comprovado durante sismos, que até edifícios da mesma idade e tipo de construção apresentam mecanismos de colapso diferentes dependendo da função construtiva, por exemplo entre uma casa isolada e casas geminadas ou entre um palácio e uma igreja.

Então não é possível usar os mesmos processos de investigação, modelação e reparação para edifícios de diferentes grupos de função construtiva (palácios, igrejas, casas, etc), ideia que é reforçada pelos estudos de investigadores como Giuffré.

*“A abordagem para a restauração deve ser feita por classes de edifícios e estruturas, sendo normalmente impossível usar iguais técnicas de intervenção para todas as classes”* ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

A investigação de centros históricos produz uma muito interessante catalogação de tipologias construtivas e das transformações e deformações verificadas ao longo do tempo. Na verdade não só a tipologia mas o tipo de transformações sofridas pelo edifício podem conduzir a danos específicos por perda de continuidade ou de ligações. O comportamento mecânico de cada tipologia é então resumido em ábacos de danos esperados ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)).

Caso um cuidadoso diagnóstico do estado de conservação do edifício seja realizado, podem então ser realizadas a prevenção e reabilitação com sucesso. Nos últimos anos muitos testes, quer destrutivos quer não destrutivos, foram descobertos e largamente aplicados nos mais diversos campos (ex. estruturas metálicas e de betão, medicina). Ainda assim a aplicação dos resultados pode ser problemática quando o projectista não tem as qualificações necessárias. Tem de ser claro que o projectista ou um membro da sua equipa, ainda que podendo recorrer ao apoio de peritos no campo, tem de se responsabilizar pelo diagnóstico e deve:

- Preparar o projecto de investigação quer de laboratório, quer in-situ;
- Seguir continuamente a investigação;
- Entender e verificar os resultados;
- Tornar os resultados tecnicamente aplicáveis, incluindo para análise estrutural;
- Escolher os modelos apropriados para a modelação informática;
- Chegar a um diagnóstico no final da investigação;

Tendo em conta que é necessária viabilidade e fiabilidade por parte de engenheiros e arquitectos nas técnicas de investigação (Binda et al (1994), (2001)).

Na figura 2.14, temos a divisão das tipologias construtivas. O tipo de construção A é composto por casas e/ou habitações isoladas, um grupo próximo deste é o da tipologia construtiva B, no qual se inserem as casas e/ou habitações geminadas, ainda no contexto habitacional temos os palácios que fazem parte da tipologia C.

Da tipologia D fazem parte as torres, nomeadamente as que dão o nome à tipologia as torres sineiras, continuando nas obras de arte, as arenas ou estádios agrupam-se no tipo E.

As igrejas e catedrais que se inserem na tipologia F, são subdivididas tendo em conta a base do seu plano, no tipo F1 encontram-se as igrejas cujo plano é baseado no esquema de cruz latina e no grupo F2 as igrejas de plano central. As ilustrações que se seguem ajudam a entender a divisão por tipologia construtiva.

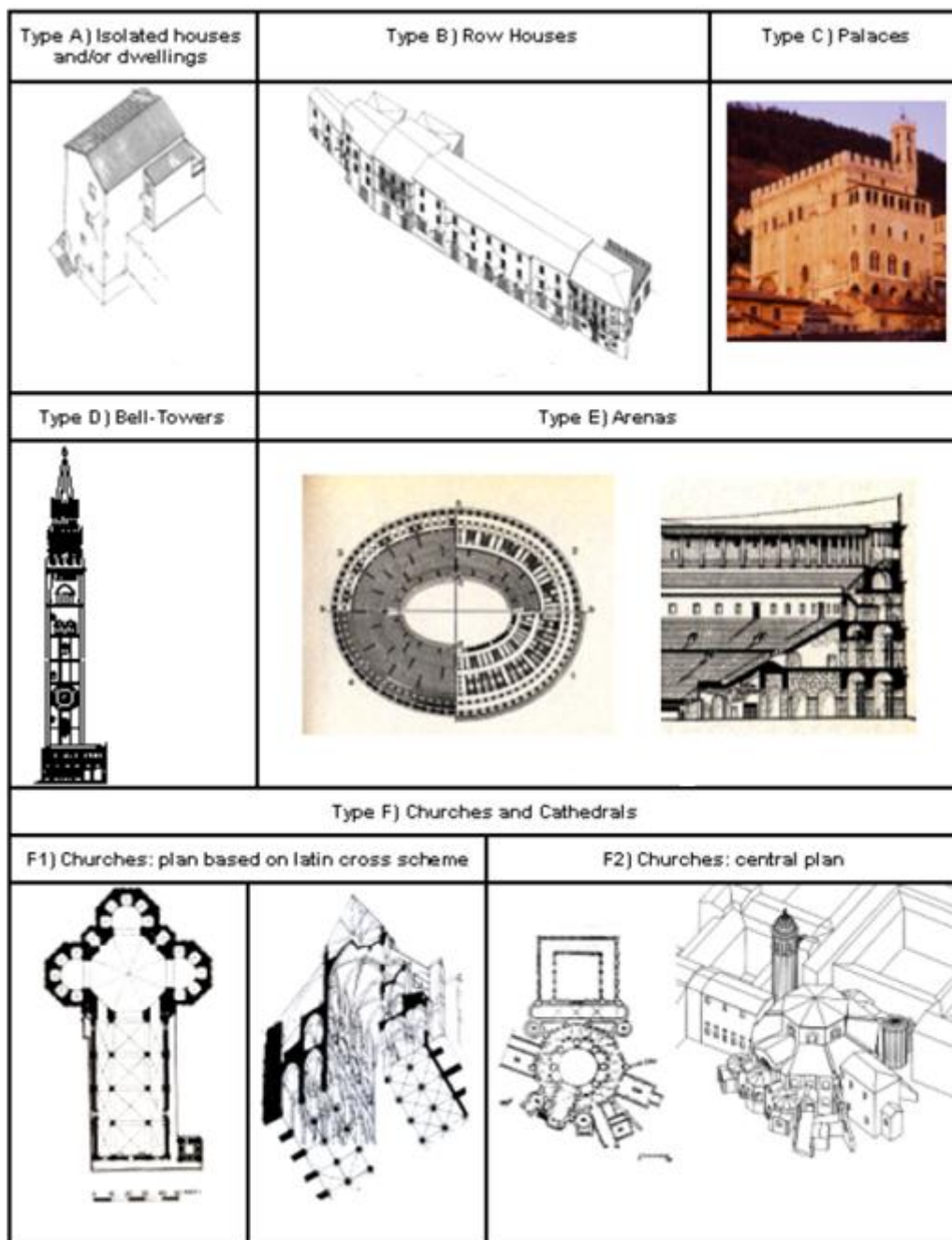


Fig. 2.14 – Diferentes tipologias / funções construtivas

### 2.2.5 FICHA AEDES (*Agibilità e Danno nell’Emergenza Sísmica*)

Com o objectivo de estabelecer uma melhor base de dados informatizada de informação relacionada com a vulnerabilidade e danos em edifícios após ocorrências sísmicas, foi criada uma ficha de 1º nível de levantamento, esta que se desdobra em nove diferentes secções, destaque para a número três na qual se analisam estruturas verticais e horizontais do edifício (Pasquale et al (2006)).

Na análise de estruturas verticais através desta ficha, para o preenchimento da tabela da terceira secção é necessária a identificação da tipologia da alvenaria. Foram criados ábacos com esse objectivo, estes que se definem como um resumo coerente e organizado das informações para facilitar o reconhecimento da tipologia, provendo uma documentação fotográfica e gráfica (Sousa, L. (2010)).

Atendendo à ficha, nestes referidos ábacos os tipos estruturais de alvenarias de pedra encontram-se distinguidos em duas classes:

- Tipo I - textura irregular e de má qualidade;
- Tipo II - textura regular e de boa qualidade;

As alvenarias do primeiro grupo caracterizam-se pela sua grande vulnerabilidade relativamente a acções fora do plano, com grande probabilidade de desintegração e colapso, muitas vezes devido às más ligações, ou falta delas o que provoca também instabilidade nos paramentos quando submetidos a cargas verticais (Borri, A. (2006b)) (Sousa, L. (2010)).

A situação relativamente às acções no plano não é melhor, apresentando igualmente uma reduzida resistência, o que pode levar à ruína da estrutura. Este facto prende-se com o reduzido atrito entre os elementos, facto que se relaciona com a configuração do aparelho da parede; e a baixa capacidade resistente dos seus materiais, estando a argamassa em foco.

Já no segundo grupo no que diz respeito às acções fora do plano, potencialmente devido à existência de ligação entre os paramentos, que se pode fazer através da sobreposição de pedras ou utilização de travadouros, a vulnerabilidade é pequena.

A resistência característica para acções no plano varia entre média a elevada, relacionada mais uma vez com o atrito entre os elementos e a resistência dos materiais.

Uma vez que a informação que se pode retirar da análise dos ábacos é simplesmente indicativa, o critério do técnico, baseado na sua experiência e sensibilidade no campo, definirá a atribuição da classe que lhe pareça mais adequada.

Divididos em três grandes grupos, facilmente reconhecíveis por uma primeira análise visual das superfícies interna ou externa se não rebocada:

- **A** – Alvenaria de pedras irregulares;
- **B** – Alvenaria de pedras talhadas;
- **C** – Alvenaria de pedras regulares;

A figura 2.15 mostra ainda dois tipos de situações, alvenarias contendo fiadas de regularização (**CR**), que consistem em aplicações regulares de tijolos ou pedras com ritmo relativamente constante ou sem estas fiadas (**SR**).

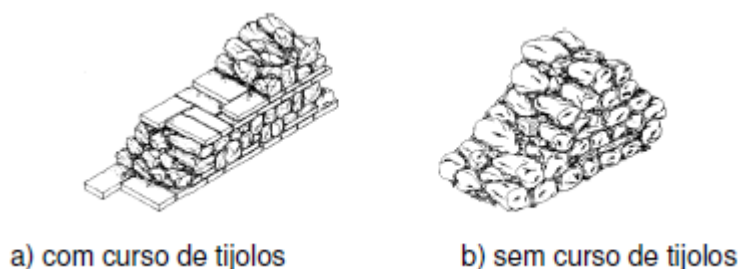


Fig. 2.15 – Representação de duas alvenarias de pedra (ilustração de Borri, 2006b)

Estes ábacos prevêem três diferentes níveis de conhecimento para classificação das alvenarias. O primeiro nível diz respeito à possibilidade de a alvenaria ser do tipo I ou II, já os outros dois níveis referem-se a essa probabilidade mas tendo em conta a qualidade da argamassa no segundo e a secção da parede no terceiro ([http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)); (Sousa, L. (2010)).

Relativamente às argamassas e respectivas qualidades, classificam-se como **Mc** as que se desintegram facilmente devido à alta fragilidade que as caracteriza e **Mb** as que se caracterizam por uma boa capacidade resistente.

No que toca à secção da parede, os paramentos podem ser ligados (**Pc**) ou podem não ter ligação ou esta ser de má qualidade (**Ps**).

De seguida pode-se observar a imagem 2.16, na qual se observa a adaptação do ábaco do primeiro nível de conhecimento. Descreve-se a possibilidade que cada secção de alvenarias de pedra, com ou sem fiadas de regularização de tijolos ou pedras, possui para pertencer ao tipo 1 ou 2, por comparação linhas referentes aos dois tipos de alvenaria para cada código de classificação:

Tipo	Tipo dos elementos	Código Tipo	Código Fiadas de regularização	Atribuição	Exemplos de Textura
A	<i>Pedra arredondada ou seixos de rio pequena ou média dimensão</i>	A1	SR (não)		
			CR (sim)		
	<i>Pedra grosseira (Pedregulho) ou pedras: cascalho de pedreiras, lascas, pedras de variadas dimensões</i>	A2	SR (não)		
			CR (sim)		
B	<i>Elementos laminados ("a soletti")</i>	B1	SR (não)		
			CR (sim)		
	<i>Elementos semiregulares sumariamente trabalhados</i>	B2	SR (não)		
			CR (sim)		
C	<i>Pedra natural quadrangular (tufo, calcário, arenito, etc.)</i>	C1	SR (não)		
			CR (sim)		
	<i>Pedra artificial (tijolos)</i>	C2			

Fig. 2.16 – Ábaco do 1º nível de conhecimento, baseado no paramento externo ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)



As figuras que se seguem (Fig.2.17 a 2.22) são adaptações dos ábacos, estas que se referem aos outros dois níveis de conhecimento, contêm pequenos quadros que relacionam os níveis de conhecimento com a tipologia da alvenaria.

A primeira linha é relativa ao primeiro nível, ou seja tipo 1 ou 2, caso aparecem os dois nesta linha significa que tanto pode pertencer a um como a outro.

A segunda linha tem em conta o segundo nível indicando o tipo de alvenaria no que à argamassa diz respeito. A título de exemplo, uma alvenaria no primeiro nível é do tipo 1, dependendo do tipo de argamassa no nível 2 pode manter-se no mesmo grupo ou passar a ser do tipo 2.

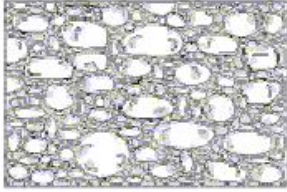

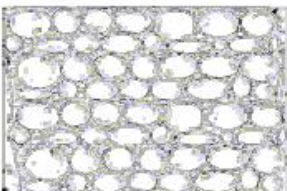

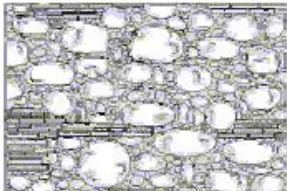

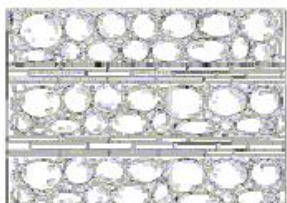

A1: PEDRA ARREDONDADA																						
Descrição: constituída predominantemente de elementos com superfície lisa e arredondada ou de seixos de rio de pequena e média dimensão, que se apresenta tanto com textura desordenada quanto ordenada.																						
Sem fiadas de regularização (S.R.)																						
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4">I</th></tr> <tr><th colspan="2">Mc</th><th colspan="2">Mb</th></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> </table>	I				Mc		Mb		I	I	I	I	Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	I	 Senise (PZ): Seixos com textura desordenada
I																						
Mc		Mb																				
I	I	I	I																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	I	I	I																			
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4">I</th></tr> <tr><th colspan="2">Mc</th><th colspan="2">Mb</th></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> </table>	I				Mc		Mb		I	I	I	I	Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	I	 Assisi: Seixos de vária natureza com textura ordenada
I																						
Mc		Mb																				
I	I	I	I																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	I	I	I																			
Com fiadas de regularização (C.R.)																						
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4">I</th></tr> <tr><th colspan="2">Mc</th><th colspan="2">Mb</th></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> </table>	I				Mc		Mb		I	I	I	I	Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	I	 Sassuolo (MO): Seixos e Tijolos
I																						
Mc		Mb																				
I	I	I	I																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	I	I	I																			
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4">I</th></tr> <tr><th colspan="2">Mc</th><th colspan="2">Mb</th></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I				Mc		Mb		I	I	I	I	Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	II	 Benevento: Alvenaria de pedras com cursos de tijolos
I																						
Mc		Mb																				
I	I	I	I																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	I	I	II																			

Fig. 2.17 – Alvenaria A1, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)

O terceiro nível é como seria de esperar representado na quarta linha, logo após a classificação dependente da argamassa na terceira. Dentro dos dois tipos de secção (Mc ou Mb), a secção pode estar travada (Pc) ou não (Ps).

Como em qualquer um dos níveis a classificação pode mudar, só no final da análise passando por todos eles se pode ter a informação para classificar o tipo de alvenaria em causa.

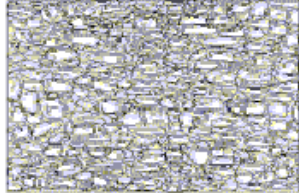

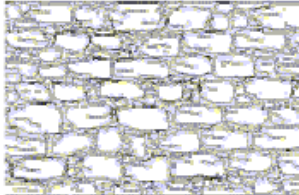

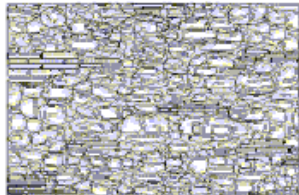

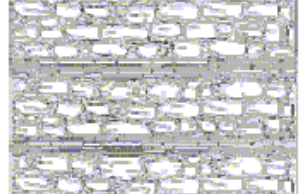
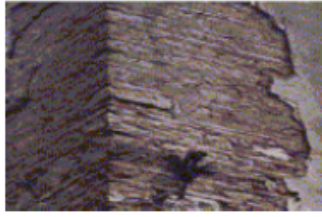
A2: PEDRA GROSSEIRA (PEDREGULHO)																						
Descrição: constituída predominantemente de pedras grosseiras geralmente não trabalhadas ou de difícil trabalhabilidade: elementos de forma irregular de várias dimensões como cascalho de pedreira e lascas de pedra.																						
Sem fiadas de regularização (S.R.)																						
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4" style="text-align: center;">I</th></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Mc</td><td colspan="2" style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">III</td></tr> </table>	I				Mc		Mb		I	I	I	I	Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	III	 San Biase (CB): Pedras com textura desordenada
I																						
Mc		Mb																				
I	I	I	I																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	I	I	III																			
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4" style="text-align: center;">I</th></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Mc</td><td colspan="2" style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">III</td></tr> </table>	I				Mc		Mb		I	I	I	I	Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	III	 Benevento: pedras com textura mais ordenada
I																						
Mc		Mb																				
I	I	I	I																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	I	I	III																			
Com fiadas de regularização (C.R.)																						
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4" style="text-align: center;">I - II</th></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Mc</td><td colspan="2" style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">III</td><td style="text-align: center;">III</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">III</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">II</td></tr> </table>	I - II				Mc		Mb		I	I	III	III	Ps	Pc	Ps	Pc	I	III	I	II	 Alia (PA): alvenaria desordenada com telhas chatas e calcário.
I - II																						
Mc		Mb																				
I	I	III	III																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	III	I	II																			
	Atribuição <table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="4" style="text-align: center;">I - II</th></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Mc</td><td colspan="2" style="text-align: center;">Mb</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">III</td><td style="text-align: center;">III</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td><td style="text-align: center;">Ps</td><td style="text-align: center;">Pc</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">III</td><td style="text-align: center;">I</td><td style="text-align: center;">II</td></tr> </table>	I - II				Mc		Mb		I	I	III	III	Ps	Pc	Ps	Pc	I	III	I	II	 Benevento: alvenaria de pedras com recursos de tijolos
I - II																						
Mc		Mb																				
I	I	III	III																			
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	III	I	II																			

Fig. 2.18 – Alvenaria A2, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)



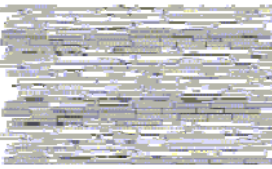

B1: PEDRAS LAMINADAS																						
<p>Descrição: constituída predominantemente por elementos semi-trabalhados, laminados ("a soletti") a partir de rocha de baixa resistência que tende a quebrar ao longo do plano horizontal. A forma quase regular dos elementos exclui quase sempre a textura desordenada.</p>																						
Sem fiadas de regularização (S.R.)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">I - II</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Mc</th> <th colspan="2">Mb</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">I</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">II</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> </tr> </tbody> </table>	I - II				Mc		Mb		I		II		P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	I	II	I	II	 <p>Nocera Umbra (PG)</p>
I - II																						
Mc		Mb																				
I		II																				
P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>																			
I	II	I	II																			
Com fiadas de regularização (C.R.)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">I - II</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Mc</th> <th colspan="2">Mb</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">I</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">II</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> <td style="text-align: center;">II</td> <td style="text-align: center;">II</td> </tr> </tbody> </table>	I - II				Mc		Mb		I		II		P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	I	II	II	II	 <p>San Leo (PS)</p>
I - II																						
Mc		Mb																				
I		II																				
P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>																			
I	II	II	II																			

Fig. 2.19 – Alvenaria B1, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)

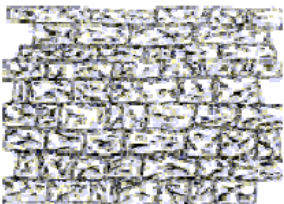

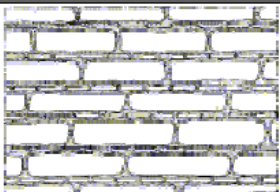
B2: PEDRA SEMI-REGULAR																						
<p>Descrição: constituída de pedras semi-trabalhadas quase regulares e de dimensões maiores do que seu predecessor. A semi-regularidade dos elementos exclui a textura desordenada.</p>																						
Sem fiadas de regularização (S.R.)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">I - II</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Mc</th> <th colspan="2">Mb</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">II</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">II</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> </tr> </tbody> </table>	I - II				Mc		Mb		II		II		P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	I	II	I	II	 <p>Cerchiara (CS): pedra calcária semi-trabalhada</p>
I - II																						
Mc		Mb																				
II		II																				
P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>																			
I	II	I	II																			
Com fiadas de regularização (C.R.)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">I - II</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Mc</th> <th colspan="2">Mb</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">II</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">II</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>s</sub></td> <td style="text-align: center;">P<sub>c</sub></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> <td style="text-align: center;">I</td> <td style="text-align: center;">II</td> </tr> </tbody> </table>	I - II				Mc		Mb		II		II		P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	I	II	I	II	
I - II																						
Mc		Mb																				
II		II																				
P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>c</sub>																			
I	II	I	II																			

Fig. 2.20 – Alvenaria B2, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)



Fig. 2.21 – Alvenaria C1, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)



Fig.2.22 – Alvenaria C2, ábaco do 2º e 3º níveis de conhecimento ((GNDT, 2000) adaptado por Liliana Sousa, 2010)

## 2.2.6 METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA QUALIDADE E CLASSIFICAÇÃO DE ALVENARIA DE PEDRA

Uma metodologia de avaliação da qualidade da alvenaria atribuindo-lhe uma classe surgiu na sequência de todos os estudos realizados anteriormente sobre os vários parâmetros que caracterizam uma alvenaria. Para além disso, também foi fixada uma forma que permitisse avaliar a sua vulnerabilidade. As características obtidas da alvenaria de pedra devem ser verificadas e validadas experimentalmente (Sousa, L. (2010)).

De entre estes métodos temos o método de avaliação do índice de qualidade da alvenaria de pedra (I.Q.M.) (Borri, A. (2006a)).

Este é definido em relação às três solicitações a que a alvenaria pode ser submetida, propondo um índice numérico atendendo a que as acções podem ter direcções diferentes, distinguindo-se entre acções verticais, acções horizontais no plano e acções horizontais fora do plano, avaliando-se o comportamento estrutural face a estas acções.

Para atingir esta finalidade primeiro foram definidos os parâmetros, que todos juntos constituem a chamada “regra da arte” (“*Regola dell’arte*”). Os parâmetros da regra da arte influenciam de forma diversa a resposta de uma parede quando submetida às acções solicitantes (Binda, L. (2009)); (Borri, A. (2006a)).

Este método tem em consideração os referidos parâmetros, sendo que através da observação da alvenaria de pedra pretende-se atribuir-lhe a condição de respeita (**R**), respeita parcialmente (**PR**) ou não respeita (**NR**), em que a esta condição está associada uma determinada pontuação consoante o tipo de acção solicitante.

Para se proceder à avaliação da qualidade seguindo este método, temos de realizar o estudo de um painel considerado isolado com forma paralelepípedica, sendo este representativo da alvenaria de pedra em questão. O facto de o painel ser isolado significa que não tem quaisquer ligações ou restrições ao longo das suas faces, estando apoiado no terreno que se considera indeformável.

Os parâmetros da regra da arte são sete, e encontram-se descritos nas tabelas que se seguem (tabelas 2.1 e 2.2).

Tabela 2.1 - Parâmetros da "regra da arte" I.Q.M. (Binda, 2009); (Borri,2006); adaptado por (Sousa, 2010);

Sigla	Designação	Descrição/Objectivo
<b>MA.</b>	Qualidade da argamassa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R):</b> quando mantém uma boa resistência mecânica e a argamassa nas juntas apresenta-se em bom estado de conservação.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR):</b> quando mantém uma razoável resistência mecânica e as juntas não se apresentam excessivamente escavadas.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR):</b> quando se apresenta fortemente degradada ou ausente e as juntas apresentam-se bastante erodidas.</li> </ul>
<b>P.D.</b>	Presença de travadouros ou ligadores	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R):</b> travadouros suficientes para conferir comportamento monolítico. Indicação de orientação: quando sobre 1 m<sup>2</sup> de superfície de parede há pelo menos 5 a 6 travadouros.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR):</b> esta é uma situação intermédia entre o respeito e o não respeito, sendo que também pode incluir situações de paredes com três paramentos, em que os travadouros abrangem apenas dois, mas apresentam-se distribuídos pela parede desfasadamente conferindo-lhes um comportamento monolítico. Indicação de orientação: quando sobre 1 m<sup>2</sup> de superfície de parede há pelo menos 3 a 4 travadouros.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR):</b> travadouros insuficientes para conferir um comportamento monolítico à parede. Indicação de orientação: quando sobre 1 m<sup>2</sup> de superfície de parede há menos de três travadouros.</li> </ul>
<b>F.EL.</b>	Forma do elemento resistente	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R):</b> Indicação de orientação: quando os elementos regulares abrangem pelo menos <math>\frac{3}{4}</math> da superfície e da espessura da parede.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR):</b> Indicação de orientação: quando os elementos de forma irregular ou arredondada ou seixos abrangem uma extensão de superfície ou espessura de parede compreendida entre <math>\frac{1}{4}</math> e <math>\frac{1}{2}</math>.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR):</b> Indicação de orientação: quando os elementos de forma irregular ou arredondada ou seixos abrangem uma extensão de superfície ou espessura de parede de pelo menos <math>\frac{1}{2}</math>.</li> </ul>
<b>D.EL.</b>	Dimensão do elemento resistente	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R):</b> Indicação de orientação: os elementos resistentes são de grande dimensão quando l= 30 a 50; e=15 a 25; h= 10 a 20 cm, no caso de construções italianas.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR):</b> Indicação de orientação: quando os elementos resistentes apresentam l= 15 a 30; e=5 a 15; h= 5 a 15 cm, no caso de construções italianas.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR):</b> quando os elementos resistentes apresentam pequenas dimensões.</li> </ul>

Tabela 2.2 - Parâmetros da "regra da arte" I.Q.M. - continuação (Binda, 2009); (Borri,2006); adaptado por (Sousa, 2010);

Sigla	Designação	Descrição/Objectivo
S.G.	Desfasamento de juntas verticais	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R)</b>: quando a junta vertical se encontra alinhada com a zona central do elemento resistente inferior.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR)</b>: quando a junta vertical se encontra em posição intermédia entre a zona central do elemento resistente inferior e o seu bordo.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR)</b>: quando as juntas verticais se encontram alinhadas envolvendo dois ou mais elementos resistentes.</li> </ul>
OR.	Presença de fiadas horizontais	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R)</b>: o alinhamento horizontal é verificado em quase todo o comprimento da parede, sendo que esta situação também se deve encontrar em altura, sem que ocorra interrupção da continuidade destes alinhamentos.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR)</b>: o alinhamento horizontal abrange menos de <math>\frac{3}{4}</math> do comprimento da parede e em altura poderá apresentar desfasamentos locais.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR)</b>: o alinhamento horizontal apresenta-se ao longo do comprimento da parede constantemente interrompido e desfasado em altura.</li> </ul>
RE.EL.	Qualidade do elemento resistente	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Respeita (R)</b>: quando os elementos resistentes não se apresentam degradados ou em ruína.</li> <li>• <b>Respeita Parcialmente (PR)</b>: quando os elementos se apresentam em situação intermédia entre o bom e mau estado de conservação.</li> <li>• <b>Não Respeita (NR)</b>: quando os elementos se apresentam severamente degradados, arruinados devido à humidade e erosão.</li> </ul>

Esta metodologia objectiva a determinação do índice de qualidade e enquadrar uma determinada alvenaria nas três categorias seguintes:

- **Categoria A**: Tem um bom comportamento;
- **Categoria B**: Tem um comportamento de média qualidade;
- **Categoria C**: Tem um comportamento insuficiente.

Esta análise é levada a cabo com o intuito de obter uma das categorias mencionadas e pressupõe a atribuição de uma pontuação e da avaliação do grau de respeito dos parâmetros da regra da arte, em função do tipo de acção solicitante.

Os pesos são atribuídos aos parâmetros para as três situações de solicitação consoante a sua importância face a uma boa resposta da parede. (Sousa, L. (2010))

Na tabela 7 são indicados os critérios utilizados na atribuição destes pesos, cujos valores são descritos na tabela 8.

Tabela 7 -Critérios de atribuição dos pesos. (Borri (2006a)) adaptação por (Sousa,2010)

Tipo de acção	Critérios Utilizados
<b>Acções Verticais</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <b>RE.EL.=NR</b>, esta condição conduz directamente à categoria C, uma vez que leva à rotura por compressão. Os parâmetros a que foram atribuídos os maiores pesos são:</li> <li>▪ <b>F.EL. e OR.</b>, que impedem uma diferente distribuição das tensões;</li> <li>▪ <b>P.D.</b>, impede a separação das duas folhas de uma parede dupla.</li> </ul>
<b>Acções Horizontais fora do plano</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <b>RE.EL.=NR</b>, esta condição leva directamente à categoria C, uma vez que conduz à rotura por compressão. Os parâmetros a que foram atribuídos os maiores pesos são:</li> <li>▪ <b>P.D.</b>, contraria a formação de dois panos separados numa parede dupla, tornando-a monolítica.</li> <li>▪ <b>OR.</b>, favorecem a melhoria da resposta da parede face a oscilações.</li> <li>▪ <b>F.EL.</b>, favorecem o imbricamento interno entre os paramentos da parede.</li> </ul>
<b>Acções Horizontais no plano</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <b>RE.EL.=NR</b>, esta condição guia directamente à categoria C, uma vez que leva à rotura por compressão. Os parâmetros a que foram atribuídos os maiores pesos são:</li> <li>▪ <b>F.EL. e S.G. e MA.</b>, conferem boa resistência à parede para esta acção.</li> <li>▪ <b>P.D.</b>, consente a acção em toda a espessura da parede e não apenas no paramento onde aquela se exerce.</li> </ul>

Tabela 8 - Pesos atribuídos aos vários parâmetros em função da acção solicitante. Binda et al (2009) adaptação por Sousa (2010)

Parâmetro	Acções Verticais			Acções Horizontais fora do plano			Acções Horizontais no plano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
MA.	0,0	0,5	2,0	0,0	0,5	1,0	0,0	1,0	2,0
P.D.	0,0	1,0	1,0	0,0	1,5	3,0	0,0	1,0	2,0
F.EL.	0,0	1,5	3,0	0,0	1,0	2,0	0,0	1,0	2,0
D.EL.	0,0	0,5	1,0	0,0	0,5	1,0	0,0	0,5	1,0
S.G.	0,0	0,5	1,0	0,0	0,5	1,0	0,0	1,0	2,0
OR.	0,0	1,0	2,0	0,0	1,0	2,0	0,0	0,5	1,0
RE.EL.	0,3	0,7	1,0	0,5	0,7	1,0	0,3	0,7	1,0

Considerando a conjunção das tabelas anteriores, a pontuação final é obtida pela expressão:

$$I.Q.M. = RE.EL. \times (OR. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA.) (1)$$

Os resultados para cada direcção de solicitação serão compreendidos entre 0 e 10 e correspondem ao valor do índice. E assim sendo, quanto maior for o valor de I.Q.M. melhor será a resposta da parede às



solicitações. Tendo em atenção este facto é determinada uma categoria por cada acção solicitante considerada, de acordo com a tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Categorias em função da acção solicitante.  
Borri (2006a) adaptação por Sousa (2010)

		Categoria da alvenaria de pedra		
		C	B	A
Tipo de acção	Acções Verticais	$0 > IQ < 2.5$	$2.5 > IQ < 5$	$5 > IQ > 10$
	Acções Horizontais fora do plano	$0 > IQ > 4$	$4 < IQ < 7$	$7 > IQ > 10$
	Acções Horizontais no plano	$0 > IQ > 3$	$3 < IQ < 5$	$5 > IQ > 10$

Dogliani propôs o método de avaliação da Linha de Mínimo Traçado (L.M.T), este que foi sofrendo adaptações e melhoramentos. Este método é relativo ao imbricamento das pedras e pode ser aplicado quer sobre o plano exterior do paramento quer sobre a secção transversal.

Baseia-se na avaliação da eficácia e da qualidade construtiva própria da alvenaria de pedra, relativamente à vulnerabilidade face às acções sísmicas, sendo que por vezes a qualidade inicial é perdida, devido à degradação e à ruína (Binda et al (2009)).

Para considerar estes factos definiram-se diversos níveis de referência para a vulnerabilidade da alvenaria de pedra, estando estes indicados na tabela 2.6, assim como os respectivos valores de referência dos níveis de imbricamento para LMTn (valor médio de LMT normalizado para uma zona de parede de 1x1m).

Escolhida a zona da parede (1x1m) e tendo em atenção o desfasamento das juntas verticais, pode-se traçar todas as linhas que correspondem ao percurso realizado pelas forças de atrito, ou seja, os locais onde o atrito será mobilizado, reconhecíveis entre o topo e a parte inferior desta zona e medindo o seu imbricamento (Binda et al (2009)); (Sousa, L. (2010)).

O valor da Linha de Mínimo Traçado usado para comparação com o valor de referência é obtido através da média das linhas de mínimo traçado encontradas para uma zona de parede de 1x1m, sendo que quanto menor for o comprimento desta linha, menor será a sua resistência. Por exemplo, o limite será uma linha vertical, caso em que não existem forças de atrito levando à rotura quando submetida a uma força de tracção. Na figura 2.23 está representado o imbricamento de uma determinada amostra de alvenaria de pedra, para exemplo. Assim, encontram-se indicadas com A, B e C, três Linhas de Mínimo Traçado, sendo que nestas condições, do lado da linha B a parede possui menor resistência à tracção do que do lado das outras linhas (Binda et al (2009)); (Sousa, L. (2010)).

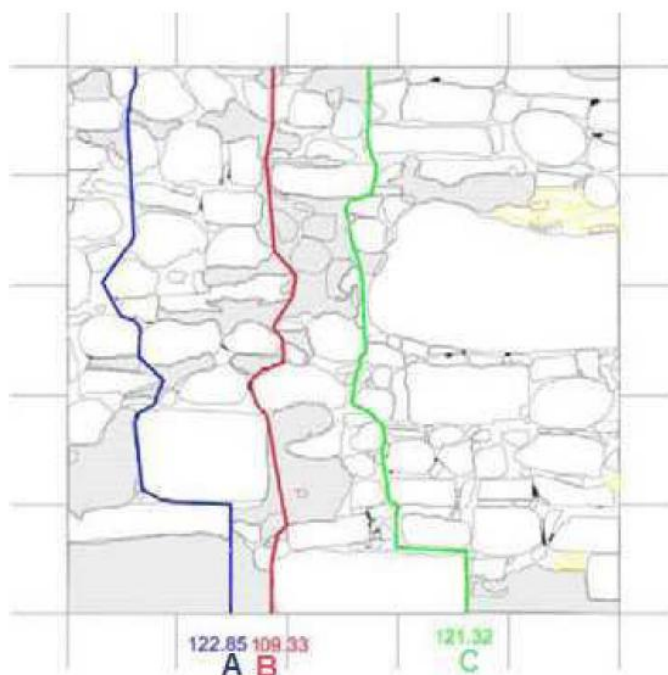


Fig. 2.23 – Exemplo Gráfico da Linha de Mínimo Traçado (LMT)  
Binda (2009)

Tabela 2.6 – Níveis de vulnerabilidade e de imbricamento da alvenaria de pedra para LMT<sub>n</sub> (normalizado).  
Binda *et al* (2009) adaptação por Sousa (2010)

Níveis de imbricamento	Sigla	Alvenarias de pedra	Descrição	Vulnerabilidade	Valores de LMT <sub>n</sub>
5	M5	Superior	De elevada qualidade construtiva	Baixa	≥161 cm
4	M4	Médio - Superior	Eficiente e bem construída	Limitada	]145;160] cm
3	M3	Média	De média eficácia e qualidade construtiva	Média	]131;145] cm
2	M2	Médio - Inferior	Escassamente eficiente e/ou de medíocre qualidade construtiva	Acentuada	]116;130] cm
1	M1	Inferior	Não eficiente e/ou de má qualidade construtiva	Acentuada	]100;115] cm

Binda e Cardini desenvolveram ainda o método de avaliação da qualidade de alvenaria de pedra através de investigação diagnóstica.

Como forma de facilitar a análise dos métodos propostos e tendo em atenção que para esta finalidade é necessário a recolha de dados sobre os elementos em estudo, foi elaborada uma ficha como a síntese de diversos contributos dos peritos em alvenaria de pedra, de forma a se obter um instrumento completo de trabalho.

Este método permite obter uma melhor caracterização da parede de alvenaria de pedra, nomeadamente quando conhecidos: o comportamento tensão-deformação da parede *in-situ*; a sua densidade; as características mecânicas, físicas e químicas das pedras, tijolos e argamassa (Binda et al (2008)).

Os ensaios podem realizar-se *in-situ* e em laboratório, sendo que os ensaios em laboratório requerem a recolha de amostras de acordo com os requisitos próprios de cada um.

As técnicas dos ensaios são de carácter destrutivo, ligeiramente destrutivo e não destrutivo, sendo que os ensaios destrutivos não devem ser utilizados nas construções antigas com reconhecido valor histórico e cultural.

A investigação diagnóstica requer uma sequência de passos que se pode designar por fases divididas conforme ilustrado na tabela 2.7, devendo ser escolhida a técnica que melhor se adequa perante determinada situação.

No sentido de se obter um documento completo surgiu uma ficha síntese de todas as informações necessárias à sua avaliação, que se encontra dividida em cinco partes, sendo que a primeira consiste na localização da alvenaria objecto de análise. Pretende-se recolher um conjunto de informações sobre o edifício e sua localização.

Na segunda parte procede-se ao levantamento da tipologia da parede. Este ponto compreende duas funcionalidades. A descrição qualitativa da alvenaria e a atribuição de um valor numérico à qualidade de alvenaria. Com esta finalidade são recolhidos dados sobre as características da alvenaria, quer do paramento, quer da secção transversal (função estrutural, tipologia, presença de cursos, de fiadas horizontais, de cunhas, espessura da secção transversal, são algumas indicações do que se pode analisar) e também características dos materiais, nomeadamente do elemento de pedra, por exemplo o seu estado de conservação, e da argamassa. Além disto, esta ficha pressupõe a atribuição de uma pontuação para cada acção solicitante (vertical, fora no plano e no plano) de acordo com o método para a determinação do Índice de qualidade, verificando-se o respeito, respeito parcial e não respeito de determinados parâmetros. Em suma, a análise das características quer da tipologia, quer dos materiais é realizada tanto para o paramento da parede como para a secção. Por último é feita a avaliação do imbricamento, numa primeira parte sobre o plano externo do paramento e numa segunda transversalmente, determinando-se a Linha de Mínimo Traçado (Binda et al (2009)); (Sousa, L. (2010)).

Segue-se então a terceira fase, na qual se abordam as conclusões do 1º nível de conhecimento. As conclusões obtidas são qualitativas do tipo descritivo e com a atribuição de uma classe.

Este objectivo é atingido pela observação visual das características da alvenaria e também pelo método do índice de qualidade (I.Q.M.).

Procurando facilitar esta análise e também para a avaliação feita na segunda parte, foram criadas fichas extra onde são apresentados alguns exemplos cujo estudo do respeito pelos parâmetros já foi realizado e atribuída uma classe (Binda et al (2009)); (Sousa, L. (2010)).

Para além disto, esta parte da ficha geral também pode incluir explicação das observações qualitativas e do índice de qualidade ou I.Q.M..

Tabela 2.7 – Fases da investigação.  
Binda *et al* (2009) Binda, Cardini (2008) adaptação por Sousa, (2010)

Fases	Descrição / Observações
Escolha da área de investigação e levantamento da textura da alvenaria de pedra	Seleção de uma parte da parede que seja representativa da estrutura do edifício.
Prova Sónica	Técnica aplicada in-situ, de carácter não destrutivo. Esta técnica é baseada na geração de um impulso sonoro num ponto da estrutura provocado por dispositivos mecânicos, nomeadamente um martelo, uma vez que os impulsos ultra-sónicos não se adequam em estruturas heterogéneas pois as juntas e os vazios constituem uma barreira impenetrável pelas ondas ultra-sónicas. Conhecida a distância entre o gerador e o receptor mede-se o tempo que os impulsos levam a percorre-la e o sinal registado no receptor. Deste modo permite avaliar a existência de vazios (aumenta o tempo de propagação) e a homogeneidade das características dos materiais.
Prova com macacos planos simples e duplo	Técnica aplicada in-situ, de carácter ligeiramente destrutivo. Esta técnica consiste na introdução de um macaco plano na direcção perpendicular ao plano da parede e num rasgo horizontal realizado com reduzida espessura. No ensaio com macacos planos simples consegue-se estimar o estado de tensão existente in-situ e os ensaios com macacos planos duplos permite avaliar as características locais da parede em termos de deformabilidade e resistência à compressão.
Demolição e investigação sobre a secção da alvenaria de pedra com recolha dos materiais para a prova de laboratório	A demolição não deve ser superior a 2/3 da espessura da secção; A argamassa, tijolos ou pedra podem ser facilmente retirados durante a operação.
Reparação da demolição	Deve ser reparado com materiais iguais, tendo o cuidado de controlo de eventuais encolhimentos da argamassa.
Prova de laboratório	A argamassa e as pedras ou tijolos são submetidas a ensaios mecânicos, físicos e químicos para identificação das duas propriedades.

Na quarta parte trata-se do nível de conhecimento 2: ensaios *in-situ* e laboratoriais. Esta parte prende-se com o aprofundamento do conhecimento da amostra da parede. É nesta fase que se obtêm características mecânicas, físicas e químicas. No entanto, existe a possibilidade de não realizar esta investigação, passando-se neste caso directamente para a quinta parte desta ficha.

Na quinta parte procede-se à análise e avaliação da ficha no seu todo. Nesta parte é estendida a análise ao edifício, com recurso aos dados recolhidos nos passos anteriores, uma vez que esses se apresentam de forma detalhada, para as amostras de paredes em alvenaria de pedra. A ficha passa assim a constituir um guia nas operações de avaliação de qualidade, nas amostras de paredes de alvenaria, nos edifícios em que será feito um projecto de conservação. Deste modo traz-se o estudo para uma escala maior com o intuito de se compreender a representatividade dos dados recolhidos sobre a amostra de parede em relação à estrutura vertical que a contém (Sousa, L. (2010)).



# 3

## ALGUNS DESENVOLVIMENTOS EM PORTUGAL

### 3.1. INTRODUÇÃO

Portugal é um país dotado de um enorme património construído em alvenaria de pedra, daí resultando um interesse acrescido no seu estudo.

No que diz respeito à zona histórica do Porto, em semelhança com o norte de Portugal, os edifícios que se foram construindo até meados do século XX caracterizam-se por paredes resistentes de alvenaria de pedra, com pavimentos e cobertura de madeira. A atenção como estruturas foca-se nas paredes laterais meeiras, que suportam os pavimentos e pisos do próprio edifício e dos adjacentes (obviamente no caso de construções geminadas, onde servem também de elemento de separação).

Embora não seja comum, podem aparecer outras paredes de alvenaria de pedra no interior dos edifícios, caso as suas elevadas dimensões assim o justifiquem.

Na cidade Invicta, as alvenarias são tipicamente de pedra granítica, apresentando por vezes grande dimensão, normalmente de folha única com uma espessura que varia entre 20 e 50 cm.

Em Portugal, foram já realizados vários ensaios em paredes de folha única construídas em laboratório, quer na Universidade do Minho, quer pelo Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), este último que também desenvolveu estudos em paredes de dois panos.

Tendo em conta a bibliografia analisada, os trabalhos mais relevantes para a presente investigação desenvolvidos em Portugal e que devem ser referenciados encontram-se mencionados neste capítulo.

### 3.2. ESTUDO NO CENTRO HISTÓRICO DE BRAGANÇA

Em 2002 decorreu um estudo no centro histórico de Bragança, no âmbito da tese de mestrado de João Carlos Almeida Roque, “*Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*”. O presente subcapítulo é baseado em informação recolhida dessa dissertação.

Neste trabalho é referida muita informação geral importante sobre as alvenarias, sua constituição e sua classificação tipológica (praticamente toda a informação geral relevante foi já mencionada no capítulo anterior).

Concretamente, são interessantes no contexto da presente dissertação, as conclusões retiradas a partir do estudo de um edifício habitacional de 3 pisos, inserido no centro histórico de Bragança, por servirem de exemplo do comportamento de alvenarias de pedra e da evolução do seu estudo. Apesar da época de construção desse edifício não ser conhecida com certeza, estudos arqueológicos dataram o edificado como pertencente ao século XII.

O estudo deste edifício iniciou-se pelo levantamento geométrico e estrutural seguido da realização de ensaios a levar a cabo no local, tendo sido realizadas inspecções visuais recorrendo a uma câmara boroscópica e realizados ensaios de macacos planos simples e duplos.

As paredes-mestras são de alvenaria de Xisto muito irregular, quer na dimensão, quer na forma, e a sua espessura evolui de 50 cm no topo para 75 cm na base. Estas paredes apresentavam um fraco estado de conservação, tendo-se encontrado fendas e outras deformações e anomalias, especialmente nos pisos superiores.

Para uma melhor caracterização desta alvenaria foram abertas 4 janelas de observação de 1.20 x 1.20 m<sup>2</sup>. Após a inspecção visual das janelas, a alvenaria foi classificada como muito irregular com unidades dimensão pequena a média aglutinada. As juntas argamassadas com barro apresentavam bastantes pedras auxiliares de enchimento/assentamento e foi identificada uma elevada ocorrência de vazios no interior, bem como, o elevado grau de desagregação do material.

Os ensaios de caracterização mecânica realizados revelaram uma boa segurança deste tipo de paredes face a tensões verticais e que se estabelecem caminhos preferenciais de propagação de carga, o que conduz à concentração de tensões em determinadas zonas.

Os resultados dos ensaios de macacos planos simples para a tensão instalada rondaram os 0.11 MPa. Já os ensaios de macacos planos duplos permitiram estimar valores relativos ao módulo de elasticidade global das paredes que se enquadravam entre 0.8 e 1.2 GPa; e relativos à tensão de rotura à compressão que variava entre 0.60 e 0.80 MPa. Tendo o investigador concluído que a tensão instalada era cerca de 5 a 8 vezes inferior à capacidade resistente das paredes de alvenaria de pedra estudadas. Os resultados destes ensaios estão organizados na tabela 3.1, estes valores servem como referência de valores característicos de algumas propriedades físicas de alvenarias de pedra antigas em mau estado de conservação.

Tabela 3.1 – Características mecânicas (Roque, J. (2002))

Janela	$\sigma_{instalada}$ (MPa)	$f_{rotura}$ (MPa)	E (GPa)
1	0,13	0,70-0,80	0,30-0,60
2	0,11	0,80-1,00	1,50-2,20
3	0,08	0,40-0,50	0,50-0,75
valores médios	-	0,60-0,80	0,80-1,20



### 3.3 ESTUDO REALIZADO NA VILA DE TENTÚGAL

Em 2004, Filipe Alexandre Loureiro Pagaimo, no âmbito da sua dissertação de mestrado, “*Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas - caso de estudo vila histórica de Tentúgal*” realizou o estudo de uma casa solarenga. Esta secção tenta descrever os pontos de interesse desse estudo realizado para a presente dissertação, toda a informação neste subcapítulo 3.3 foi obtida a partir desse estudo.

O edifício apresentava rés-do-chão, 1º andar e sótão, paredes em alvenaria de pedra calcária assente com argamassa de barro, apresentando juntas desalinhadas e assentamento irregular.

O autor previu através do valor da espessura, que rondava os 65cm, que as paredes deveriam apresentar dois paramentos com ligação, a deformação encontrada era pouco elevada, não apresentando fendilhação ou empenos.

Neste trabalho, o investigador introduz elementos de apoio ao projectista que intervém no património histórico, apresenta exemplos de anomalias típicas observadas, e uma metodologia de verificação da segurança das construções antigas com recurso a processos de análise simplificados, procurando definir prioridades de intervenção, no conjunto edificado.

Foram realizados ensaios in-situ, com macacos simples e duplos, ensaios estes que o autor recomenda tendo em conta a sua eficiência para proceder à caracterização mecânica da alvenaria. Tendo obtido para o módulo de elasticidade o valor médio de 0,34 GPa e para a resistência à compressão de 1,12MPa.

Através destes resultados o autor concluiu que a resposta deste tipo de alvenaria é principalmente controlada pela argamassa e aparelho e não tanto pelo tipo de pedra utilizado.

Criou-se uma base de dados com as características tipológicas das alvenarias da vila de Tentúgal, completada com a caracterização mecânica das mesmas (resultados experimentais), com o objectivo de ajudar na compreensão do edificado existente e posterior definição de intervenções. Neste estudo faz-se um alerta para a necessidade de compilar de forma coerente este tipo de bases de dados locais para a formação de uma base de dados a nível nacional.

Outra necessidade para o autor é o estudo da influência da humidade na capacidade resistente das alvenarias para completar a caracterização mecânica das mesmas.

A recolha dos dados neste estudo foi realizada manualmente, procedendo-se ao preenchimento das bases de dados posteriormente em gabinete. Neste sentido, mais uma sugestão do autor é a adopção de um computador de bolso para melhorar a eficiência e fiabilidade da recolha e dos dados em si.

A sugestão final deste projecto é uma maior divulgação dos procedimentos de cálculo e soluções empregues nas actividades de reforço e reparação de património histórico no sentido de reduzir a ocorrência de soluções inadequadas e de auxiliar os projectistas menos experientes.

### 3.4 TIPIFICAÇÃO DE ALVENARIAS DE PEDRA

Este subcapítulo baseia-se no estudo realizado pela Kátia Mota em 2009, no âmbito da sua tese de mestrado, “*Caracterização e tipificação in-situ de paredes de alvenaria de pedra*”.

Este estudo tinha como objectivo relacionar as características das paredes e as dos seus constituintes e a subsequente construção de uma base de dados.

Partindo de uma ficha tipo já existente, levou-se a cabo um estudo da geometria, técnicas construtivas e características físicas de diferentes paredes de alvenaria de pedra.

A meta final deste projecto era a catalogação das paredes em diferentes tipologias, com base na percentagem dos materiais pedra, argamassa e vazios e a correspondente associação com o comportamento mecânico.

Foram levadas a cabo inspecções visuais, ensaios de macacos simples e duplos e ensaios sónicos *in-situ* e depois procedeu-se à caracterização geométrica de edifícios localizados em Vila Nova de Gaia e no Porto. Por comparação dos resultados obtidos, o investigador concluiu que as características das paredes divergem muito de caso para caso e no próprio edifício.

Também foram ensaiadas em laboratório amostras de paredes retiradas de um dos edifícios em estudo, ensaios que para o autor têm elevada relevância na caracterização mecânica das pedras, pois permitem determinar valores para a rigidez e resistência à compressão.

No entanto a insuficiência de ensaios, quer *in-situ* quer laboratoriais não permitiu que esta pesquisa pudesse ser definitivamente conclusiva. Por conseguinte o objectivo da criação da base de dados não foi cumprido. Ainda assim, esta pesquisa teve relevância para o alargamento do conhecimento para investigações posteriores no campo, tal como a investigação da presente dissertação.

Complementarmente aos ensaios realizados foi levada a cabo uma simulação numérica utilizando o *software* Cast3m com a finalidade de se proceder a uma análise de sensibilidade das paredes ensaiadas em laboratório, em função da alteração dos parâmetros físicos dos seus constituintes.

Uma das mais importantes conclusões do estudo é que a rigidez da alvenaria é influenciada particularmente pela alteração do módulo de elasticidade da argamassa e pelos parâmetros de rigidez normal e tangencial das juntas.

Os resultados obtidos levaram o autor a afirmar que as características das paredes, tais como o tipo de aparelho, materiais utilizados e dimensões das pedras divergem muito dentro dos próprios edifícios e entre os diferentes casos de estudo. Estas diferenças devem estar relacionadas com o facto de paredes do mesmo edifício terem sido eventualmente construídas desfasadas temporalmente, ou a alterações que o edifício pode ter sofrido.

Concluiu-se também que quanto maior forem as dimensões das pedras na secção longitudinal, maior é a percentagem de pedra que constitui a parede, exceptuando os casos em que o aparelho é muito irregular onde por vezes esta relação não se verifica.

Relativamente aos casos em que se analisou conjuntamente a secção longitudinal e a respectiva secção transversal, concluiu-se que ao estudar as pedras da secção longitudinal das paredes não se faz uma análise completamente coerente, pois quando se delimitam as pedras cometem-se erros devido à incapacidade de visualizar totalmente a dimensão real da pedra como consequência da argamassa presente nas juntas.

Este aspecto pode ser constatado na observação da secção transversal da parede, na qual se verifica que as juntas têm, na maioria dos casos, espessura inferior à aparente na vista de alçado.

Torna-se importante salientar que a maioria das secções transversais ensaiadas neste estudo, apresentam percentagens de pedra elevadas entre 81% a 96%.

Verificou-se que ao diminuir a rigidez da argamassa, em ambas as paredes a rigidez da própria alvenaria sofre um decréscimo, ao contrário do que acontece quando se aumenta o mesmo parâmetro, verificando-se um aumento da rigidez global da alvenaria.

Neste estudo salienta-se ainda que a modificação da rigidez normal e tangencial das juntas provoca alterações na rigidez da alvenaria. Com a diminuição dos valores de rigidez constata-se que, em ambas as paredes, há uma redução da rigidez da alvenaria, e ao proceder-se ao aumento destes parâmetros verifica-se um acréscimo da rigidez da alvenaria. A rigidez das juntas de contacto quando é elevada existe uma melhor conexão entre a pedra e a argamassa e por conseguinte o valor da rigidez global da alvenaria aumenta.

Já no que toca a modificar-se a rigidez da pedra não se observou aparentemente qualquer alteração no comportamento da alvenaria, embora num dos casos se tenha verificado que quando se diminuiu este parâmetro ocorreu uma ligeira redução da rigidez global da alvenaria.

### 3.5 CARACTERIZAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA

Em 2010, Liliana Sousa, realizou uma investigação no âmbito da sua dissertação “*Caracterização e parametrização de paredes portantes de alvenaria de pedra quanto à regularidade geométrica no seu plano*”, na qual se objectivou a caracterização das paredes de alvenaria de pedra no seu plano, recorrendo a um conjunto de parâmetros geométricos para definir índices e classes de regularidade. O presente subcapítulo baseia-se na informação contida nesse mesmo estudo.

A investigadora procurou extrair diversas medidas caracterizadoras da forma da pedra e estabelecer uma metodologia através da qual fosse possível a definição de índices de regularidade, dividindo as paredes estudadas em Regulares, Parcialmente Regulares e IRregulares. E foi com base nesta investigação e na sua definição dos índices de regularidade geométrica que o LESE construiu as paredes que são simuladas e ensaiadas no âmbito da presente dissertação.

Este estudo incidiu sobre edifícios antigos na cidade do porto e um edifício em Vila Nova de Gaia.

O levantamento geométrico das paredes envolveu o registo fotográfico no local realizado por fotogrametria, com recurso a uma aplicação informática denominada PhotoModeler. Seguidamente, passou-se à quantificação de características geométricas e de regularidade e uma vez que, a forma real de uma pedra pode ser aproximada por um polígono, esta torna-se caracterizável por diversas métricas.

O modelo geométrico foi então obtido e passado para o *software* AutoCad, possibilitando assim a quantificação de áreas e outros parâmetros geométricos, tendo como finalidade a definição de índices de regularidade.

Estes índices foram definidos com recurso a uma folha de cálculo em Excel, partindo da envolvente determinada.

Foi então criada uma aplicação no programa MatLab para calcular o desvio da forma real da pedra para o seu rectângulo equivalente permitindo a determinação e definição de um outro índice, o qual foi desenvolvido no âmbito de uma tese de Doutoramento em Engenharia Civil.

Tendo em conta que o índice de regularidade da parede deve-se às pedras que a compõem, quando definidos os índices das pedras tem-se condições para a sua determinação e atribuição de uma classe de regularidade.

As três paredes para as quais se obtiveram os maiores valores do índice de qualidade da alvenaria foram inseridas na classe A, que agrupa alvenarias que apresentem bom comportamento relativamente a todas as solicitações. Estas paredes foram igualmente as que apresentaram maiores níveis de imbricamento, o que se relaciona com a regularidade dos elementos resistentes, uma parede com juntas que não respeitem os alinhamentos verticais e horizontais possui um maior comprimento da

linha de mínimo traçado, embora as dimensões dos blocos também sejam relevantes; assim se explica a baixa vulnerabilidade.

Seis das paredes ensaiadas exibiam um aspecto **parcialmente regular**, quer na forma quer no alinhamento dos elementos resistentes, tendo-se obtido, para estas, índices de regularidade intermédios. Os índices de qualidade e a respectiva inserção na **classe B**, evidenciam um **comportamento médio** face às acções impostas, os seus níveis de **imbricamento e vulnerabilidade são intermédios**. A presença de juntas verticais desfasadas e fiadas horizontais conferiam um considerável nível de imbricamento, mas embora este esteja correlacionado com a resistência da parede, não é exclusivo e **parâmetros como o estado de conservação, qualidade da argamassa são também importantes para a capacidade resistente**.

As quatro paredes com valores mais reduzidos ao nível do índice de qualidade da alvenaria foram inseridas na **classe C**, revelando um **comportamento insuficiente** quando submetidas às acções solicitantes, são também estas as paredes que apresentam um **aspecto mais irregular**, quer dos seus elementos resistentes, quer na sua disposição, apresentando assentamentos aleatórios. **A notável vulnerabilidade justifica-se ainda pelos reduzidos níveis de imbricamento**.

No que diz respeito ao índice determinado pela medição do desvio da forma da pedra, verifica-se que quando medido pelo desvio simples, como o desvio da pedra corresponde ao desvio médio das faces, ocorrem situações de compensação de valores. Deste modo, constata-se que a metodologia mais adequada é a medição do desvio da forma da pedra através do desvio quadrático médio, tendo sido nesta investigação gerada uma aplicação em MatLab com esse fim.

Tal como referido anteriormente a definição e estudo dos índices de regularidade neste trabalho possibilitou a construção, pelo LESE, das paredes que foram simuladas numericamente e submetidas a ensaios experimentais no âmbito da presente dissertação.

### **3.6 ESTUDOS REALIZADOS PELO LESE**

Dos vários estudos realizados pelo Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, apresentam-se aqui as contribuições expostas nos estudos “Caracterização geométrica e mecânica de paredes em perpianho de granito” (Almeida, C. et al (2010a)) e “A influência das características dos materiais no comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra” (Almeida, C. et al (2010b)).

A investigação da presente dissertação aparece no seguimento dos estudos em simulações numéricas e ensaios experimentais realizados pelo LESE, nomeadamente dos anteriormente mencionados.

O primeiro projecto de investigação mencionado (Almeida, C. et al (2010a)), tinha como objectivo o **estudo de caracterização geométrica, material e mecânica de paredes em perpianho de granito** em edifícios antigos do Porto. O levantamento geométrico foi efectuado com recurso a registo fotográfico no local deste tipo de paredes. A caracterização mecânica efectuou-se recorrendo a ensaios de compressão uniaxial em laboratório levados a cabo em painéis extraídos de uma parede real a demolir.

Várias foram as fases que envolveram a caracterização geométrica, material e mecânica de paredes em alvenaria de pedra de pano único pertencentes a um edifício do início do séc. XX da cidade do Porto, todas elas explicitadas no artigo.

Efectuado o levantamento geométrico dos panos de parede, mediante registo fotográfico, foi possível aos autores estabelecer uma **estimativa da percentagem de materiais (pedra, calços, argamassa e**

vazios) nestas alvenarias, bem como a sua evolução em função da espessura da secção transversal, como se pode observar no elemento gráfico que se segue.

Na figura 3.1 apresenta-se o gráfico representativo das percentagens médias dos materiais constituintes das paredes estudadas.

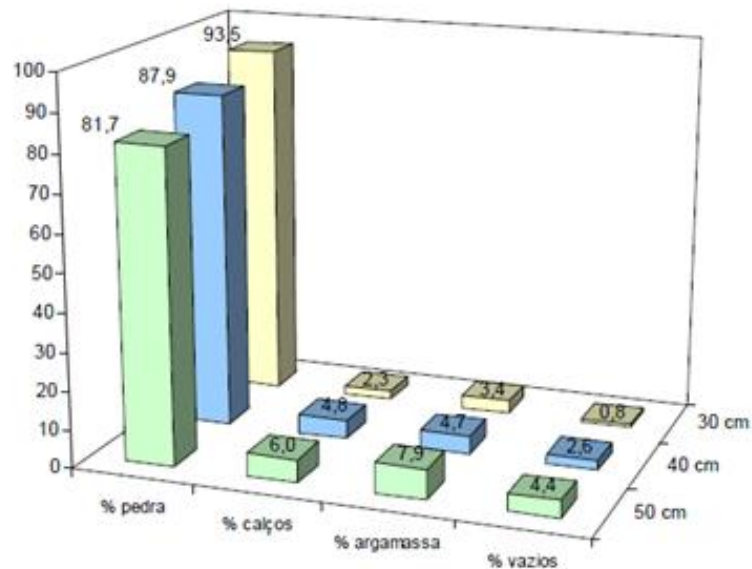


Fig. 3.1 – Percentagens médias dos materiais nas paredes estudadas

Mesmo tendo em conta o escasso número de casos analisados, os resultados obtidos serviram para os investigadores como ponto de partida na interpretação do comportamento das paredes como elementos estruturais.

Foram levados a cabo ensaios de compressão nos painéis extraídos que revelaram valores de resistência dentro de um intervalo previsto, mas os valores do módulo de elasticidade foram inferiores ao esperado, nomeadamente se tivermos em conta as propostas regulamentares do Eurocódigo.

Na figura 3.2 apresentam-se os gráficos referentes aos ensaios realizados, representando o comportamento das paredes numa relação tensão – extensão. Em (a) comparam-se uma parede com vazios e outra parede em que os vazios na junta foram preenchidos com argamassa de fracas características e (b) apresenta-se o comportamento da parede “sem vazios” até à rotura.

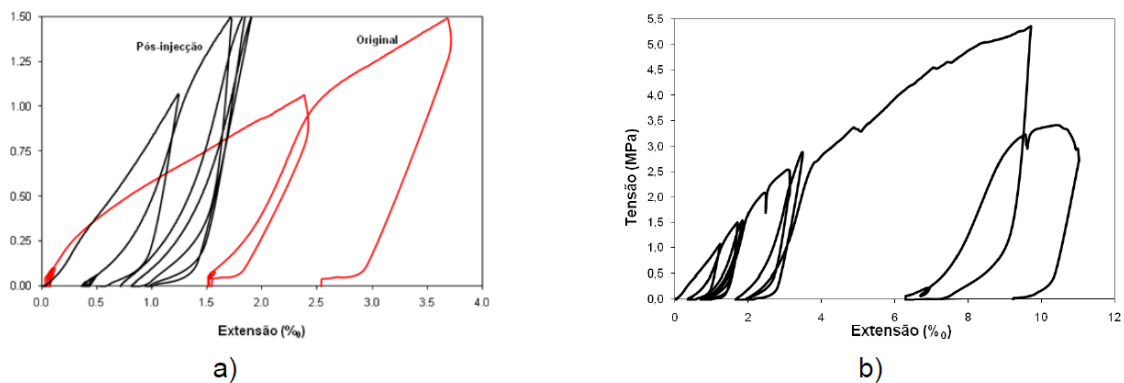


Fig. 3.2 – Gráficos  $\sigma$ - $\epsilon$  das paredes a) comparação das paredes “com e sem vazios” com a mesma intensidade de carregamentos, com rotura da parede com vazios; b) parede “sem vazios” até à rotura

Através da injeção de argamassa de fracas características físicas num dos painéis analisados foi possível aos autores concluir que a elevada deformabilidade da estrutura tem que ver com a existência de grandes vazios internos na secção da parede, uma vez que esta operação de injeção possibilitou a obtenção de apreciáveis ganhos de rigidez e de resistência, mesmo tendo uma rigidez global baixa, facto que se pode observar pelos gráficos experimentais que se obtiveram no estudo (Fig. 3.2).

O segundo artigo mencionado (Almeida, C. et al (2010b)) tinha o objectivo de relacionar as características das pedras, argamassa e vazios internos de paredes de alvenaria de pedra de pano único com o seu comportamento mecânico, bem como contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos nele envolvidos.

Com esse fim efectuaram-se simulações numéricas 2D, recorrendo ao *software* Cast3m, de painéis calibrados tendo por base os resultados de ensaios experimentais levados a cabo em paredes extraídas de uma estrutura real, a calibração usada nesta investigação acabou por ser a base da calibração das características mecânicas dos materiais para as simulações numéricas da presente dissertação.

Apontando para a avaliação da influência das condições de contacto entre elementos no comportamento global das paredes, simularam-se secções transversais e alçados individualizando pedras, argamassa, vazios e considerando juntas no contacto entre estes elementos, para avaliar a influência das condições de contacto entre os elementos no comportamento global da parede.

A simulação numérica tinha sido perspectivada para avaliar de que forma a estrutura interna de uma parede de alvenaria de folha única, em particular a presença de vazios internos, influenciam o seu comportamento mecânico. Foi simulada a parede com os vazios internos e com estes preenchidos de argamassa. O modelo numérico foi calibrado a partir dos resultados dos ensaios de compressão, admitindo comportamento linear elástico para os materiais (análise numérica análoga à apresentada no capítulo 4 da presente dissertação).

Os resultados numéricos da investigação permitiram concluir que as características de contacto entre as pedras e a argamassa, representadas pelas juntas, são o elemento mais condicionante para a rigidez da parede.

As propriedades da argamassa também influenciam os resultados finais, ao contrário do das pedras. Verificou-se que os vazios internos também são responsáveis pela resposta global da parede, pois a ausência de argamassa no interior da parede, juntamente com a geometria irregular das pedras, conduziu a uma elevada concentração de tensões nos pontos de contacto, criando um efeito de arco na zona dos vazios, o que por sua vez aumenta as tensões de tracção nas pedras e justifica as fissuras anteriormente observadas durante o ensaio experimental nas paredes extraídas do edifício real.

Na figura 3.3 pode-se observar a distribuição de tensões de compressão (a) e tracção (b) na secção transversal da parede “com vazios”. A concentração de tensão de compressão nos pontos de contacto das pedras (a azul escuro no gráfico (a)) e a concentração de tensão de tracção na base das pedras na zona de vazios (amarelo e vermelho no gráfico (a)) é facilmente detectável pela observação da figura mostrando o mencionado “efeito de arco”.

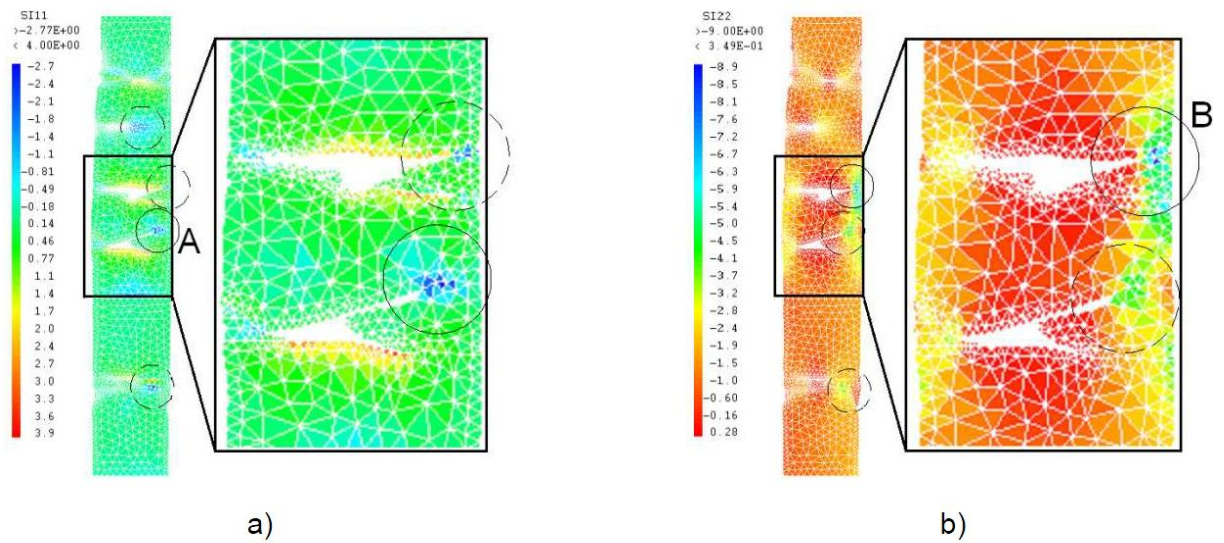


Fig. 3.3 – Tensões de tracção (a) e compressão (b) na parede ensaiada

A simulação numérica após a injeção revelou um importante aumento de rigidez, embora inferior ao experimental, devendo-se este, essencialmente, a uma melhor distribuição das tensões no interior da parede. No entanto, o efeito de arco e/ou flexão continuou a verificar-se ainda que de forma menos notória do que na situação “com vazios”.





# 4

## SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM REGIME LINEAR

### 4.1. ANÁLISE COMPARATIVA

O objectivo principal das simulações numéricas deste trabalho é dar um contributo para um melhor entendimento dos fenómenos envolvidos e da forma como os componentes destas paredes interagem e participam na resposta final destas alvenarias de pedra granítica de um pano sob forças de compressão. Nomeadamente, procura-se explicar a tão baixa rigidez de paredes constituídas pela assemblagem de grandes blocos com boas características mecânicas.

Nesse sentido, utilizaram-se para este trabalho paredes construídas em ambiente de laboratório pelo LESE para serem submetidas a ensaios de caracterização mecânica com macacos planos simples e duplos.

No laboratório existem 18 paredes de alvenaria de pedra nestas condições. Tendo todas elas uma espessura na ordem dos 30 cm, os índices de regularidade geométrica trabalhados por Liliana Sousa na sua tese de mestrado, tal como referido anteriormente, definiram a geometria destas paredes.

Seis delas são perfeitamente regulares, como se pode observar no exemplo da figura 4.1, a nomenclatura atribuída a estas paredes foi R1, R2, R3, R4, R5 e R6, as dimensões são de 1.20m x 1.80m aproximadamente.

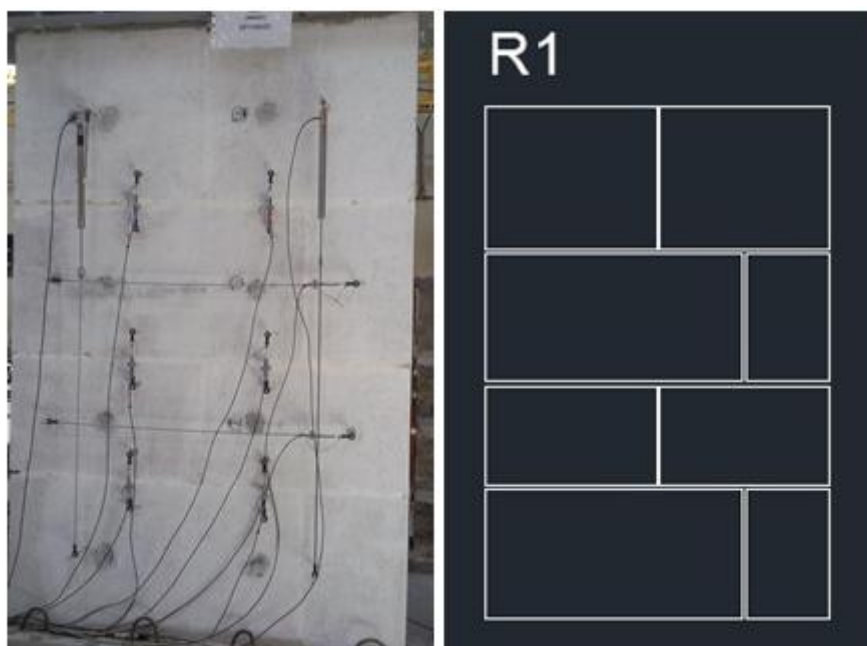


Fig. 4.1 – Parede R1, à esquerda fotografia no laboratório, à direita representação em Autocad

Existem ainda seis parcialmente regulares, denominadas PR1, PR2, PR3, PR4, PR5 e PR6, e outras seis irregulares IR1, IR2, IR3, IR4, IR5, IR6, nestas as medidas são aproximadas porque de facto devido à irregularidade que todas elas possuem, todas têm uma altura ligeiramente diferente, rondando ainda assim os mesmos valores encontrados nas regulares 1.20m x 1.80m.

Recorrendo a fotografias destas paredes, os investigadores do LESE, recrearam a sua geometria em *Autocad*, tal como se observa na figura anterior.

Depois, recorrendo ao *software GID*, criou-se uma malha triangular para estas paredes, individualizando a argamassa e cada um dos blocos. Através de processos informáticos estas malhas foram passadas para o programa *Cast3m*, onde foram simuladas numericamente.

O processo de modelação, foi baseado num modelo em estado plano de tensão detalhado, com definição individual dos dois elementos considerados (pedra e argamassa). Não foi elaborada uma simulação em 3D devido à sua enorme complexidade, no entanto presume-se que a modelação em 2D seja suficiente para obter as primeiras conclusões sobre o comportamento destes elementos.

Para que as simulações fossem possíveis, era ainda necessário ter conhecimento de valores típicos para as propriedades físicas características dos materiais constituintes das alvenarias. De um dos ensaios anteriores do LESE, definiram-se valores para a pedra e a argamassa padrão 1 e PP3; os outros valores foram encontrados numa tese de mestrado que estudou as propriedades dos materiais utilizados em alvenarias. Na tabela 4.1, que se segue, são mostrados os dados recolhidos para a análise linear.

Tabela 4.1 – Caracterização de materiais de alvenaria (adaptado de Wellington, R. (2008))

Material do Bloco	E (GPa)	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )
Bloco padrão 1	20	2600
Bloco padrão PP3	26	2600
Granito são	75	3000
Granito alterado	20	2750
Granito muito alterado	12	2500
Basalto	105	2700 a 3000
Pedra de Ança seca	2,49	2430
Pedra de Ança saturada	2,36	2500
Argamassa Areia e Cimento	25 a 28	2100
Argamassa padrão 1	0,08	2100
Cerâmica de barro vermelho	14	1800 a 2000

Tendo em conta os objectivos da presente dissertação, foram simuladas paredes, cujas características, tal como já referido, foram calibradas por ensaios realizados anteriormente pelo LESE. Algumas das propriedades foram variadas dentro de intervalos de valores característicos de materiais passíveis de serem usados em alvenarias de pedra (valores da tabela 4.1).

A modelação numérica foi realizada recorrendo à proposta geral de elementos finitos baseada no código computacional do *software Cast3m*, formalmente conhecido como *CASTEM 2000*.

Das paredes simuladas foram apenas considerados os alçados e consideraram-se apenas dois materiais distintos e definidos individualmente, a pedra e a argamassa.

Uma análise linear pressupõe uma análise num regime material linear elástico em que o gráfico tensão-extensão é uma recta, cuja inclinação define o módulo de elasticidade desse mesmo material; não tem em conta o efeito das deformações residuais, nem efeitos devido a fissuração.

Com o objectivo de relacionar as propriedades físicas dos materiais com as das paredes, procedeu-se à análise linear, na qual, tal como já referido, os materiais foram simulados para um modelo de comportamento linear elástico. Este regime de comportamento, não dá uma percepção realista do comportamento mecânico das estruturas, principalmente após iniciar a fissuração, mas pode fornecer informação muito importante na relação entre as propriedades dos blocos e da argamassa e as da parede global (o que é o objectivo do presente capítulo).

Para o módulo de elasticidade da argamassa foram utilizados dois valores que não estão na tabela 4.1, mas que são intermédios aos representados nessa tabela. A razão da sua inclusão foi de modo a levar a cabo uma análise de sensibilidade para avaliar a evolução da rigidez da parede em função da variação da rigidez da argamassa.

A primeira parede a ser simulada foi a parede regular R1, na figura 4.2 podemos observar a geometria e a malha da parede, em imagens retiradas dos programas *Cast3m* e *Autocad*. Na malha os blocos são representados a branco e a argamassa a vermelho.

A sua espessura é de aproximadamente 30 cm, a sua altura é aproximadamente de 1.80 m e a sua largura é de 1.20 m. A sua geometria é perfeitamente regular, como se pode observar na figura que se segue; apresenta 4 juntas verticais e 3 juntas horizontais e contabiliza 8 blocos de pedra.

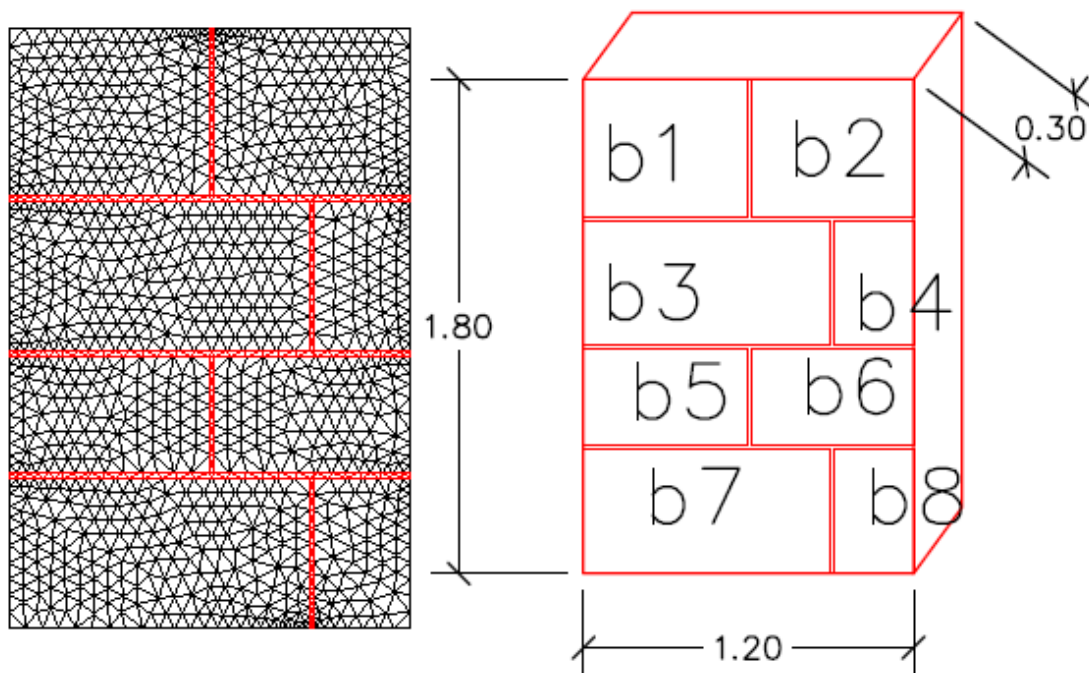


Fig. 4.2 – Malha da parede R1 (esquerda) e sua geometria (direita)

Na figura 4.3, está ilustrada a malha utilizada para a simulação da parede parcialmente regular PR1, a perda de regularidade geométrica é notada no contorno dos blocos. Para além da malha de elementos finitos utilizada, na imagem 4.3 pode-se ainda observar a geometria da parede.

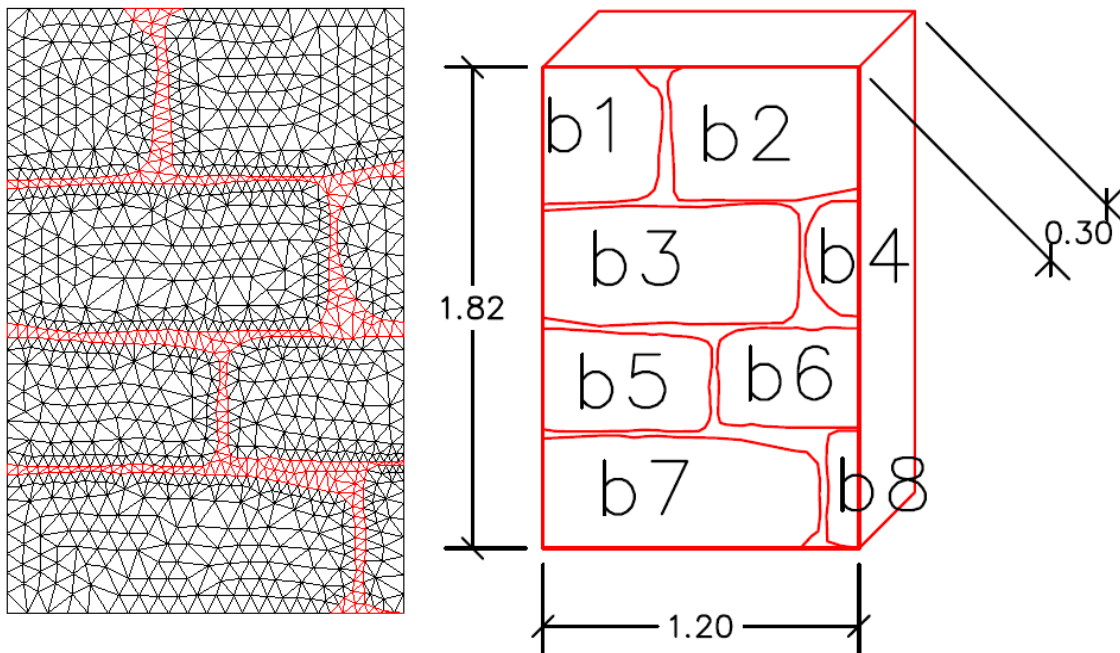


Fig. 4.3 – Malha da parede PR1 (esquerda) e sua geometria (direita)

A espessura da PR1 é, também, de aproximadamente 30 cm, a sua altura é aproximadamente de 1.82m e a sua largura é de 1.20 m. Embora a regularidade geométrica se revele inferior, o número de juntas verticais, juntas horizontais e blocos é o mesmo da parede R1, respectivamente 4, 3 e 8.

Foi ainda simulada a parede irregular IR6, cuja malha de elementos finitos, usada para a simulação numérica e a sua geometria são apresentadas na figura 4.4.

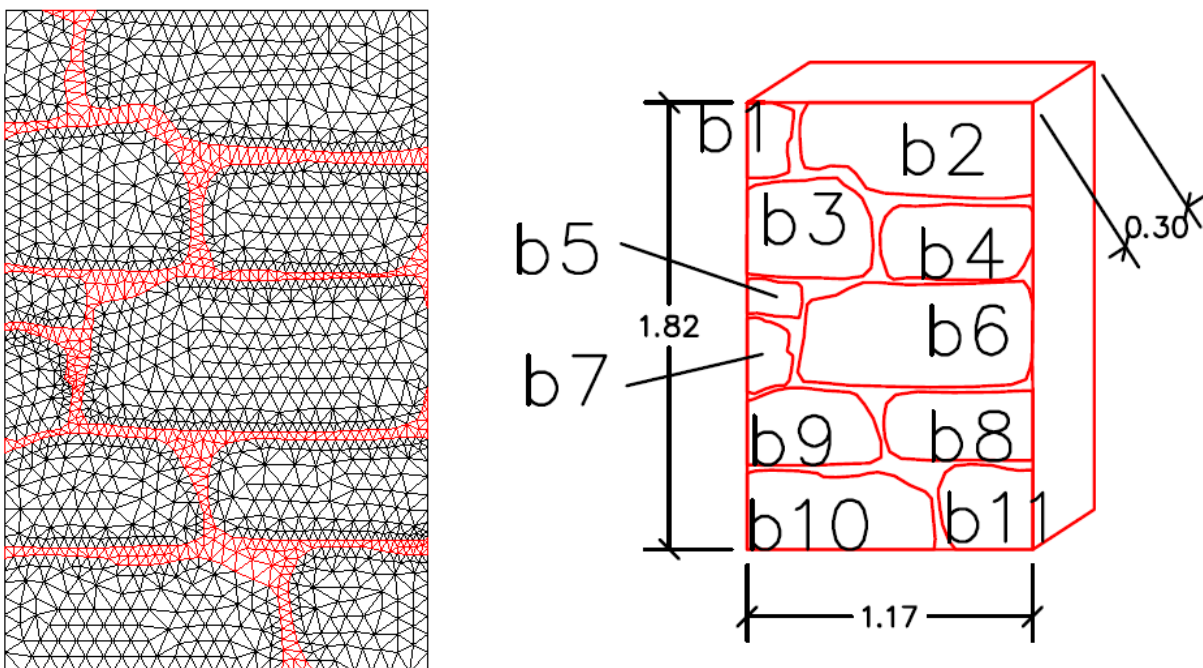


Fig. 4.4 – Malha da parede IR6 (esquerda) e sua geometria (direita)

As diferenças ao nível da regularidade da geometria da parede são notórias pela observação da imagem 4.4. O número de blocos (11) é superior ao das paredes R1 e PR1; apresenta 5 juntas verticais e 4 juntas horizontais. A sua espessura e largura são aproximadamente iguais às das outras paredes ensaiadas, respectivamente 30cm e 1.20 m. O valor da sua altura é de 1.82 m, aproximadamente.

Para uma primeira simulação definiram-se os blocos de pedra e a argamassa com os valores do módulo de elasticidade e peso volúmico padrão 1, apresentados anteriormente na tabela 4.1. Para a pedra atribuiu-se a rigidez de 20 GPa e o peso volúmico de 2600 Kg/m<sup>3</sup>; e para a argamassa atribuíram-se os valores de 0.08 GPa e 2100 Kg/m<sup>3</sup>. Todos os blocos foram definidos com as mesmas propriedades.

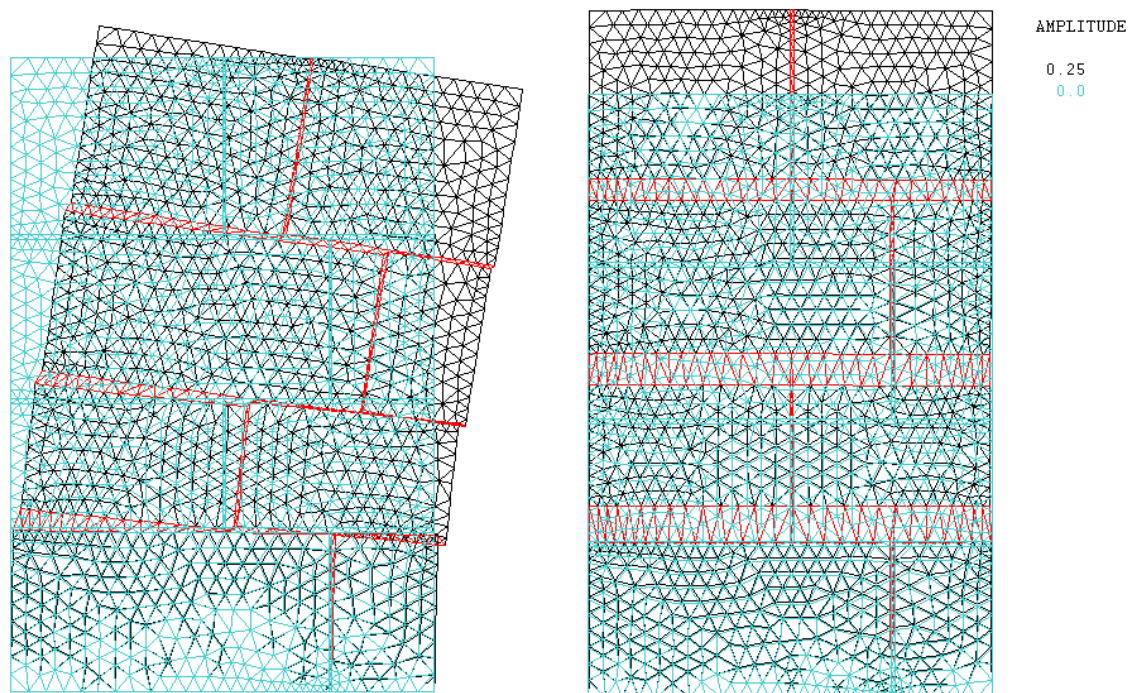
A primeira análise levada a cabo foi relativamente aos modos de vibração, os quais apresentaram frequências bastante elevadas, o valor dos modos de vibração e o seu aspecto para a parede regular R1, encontram-se na figura 4.5.

Nessa mesma imagem evidencia-se o muito menor módulo de rigidez da argamassa, uma vez que os blocos permanecem quase inalterados a nível geométrico e a deformação ocorre praticamente toda na zona de juntas, que se consideraram durante esta simulação preenchidas com argamassa padrão 1.

Tal como acontece a nível experimental os primeiros elementos a conhecer deformações são os da junta. Salvo em casos excepcionais (nomeadamente grandes espaços vazios – “efeito de arco” e/ou flexão) as primeiras fissuras e esmagamentos ocorrem na argamassa, a não ser que exista algum bloco com especial condicionamento (algo que nesta simulação não foi considerado, tendo todos os blocos exactamente as mesmas características mecânicas).

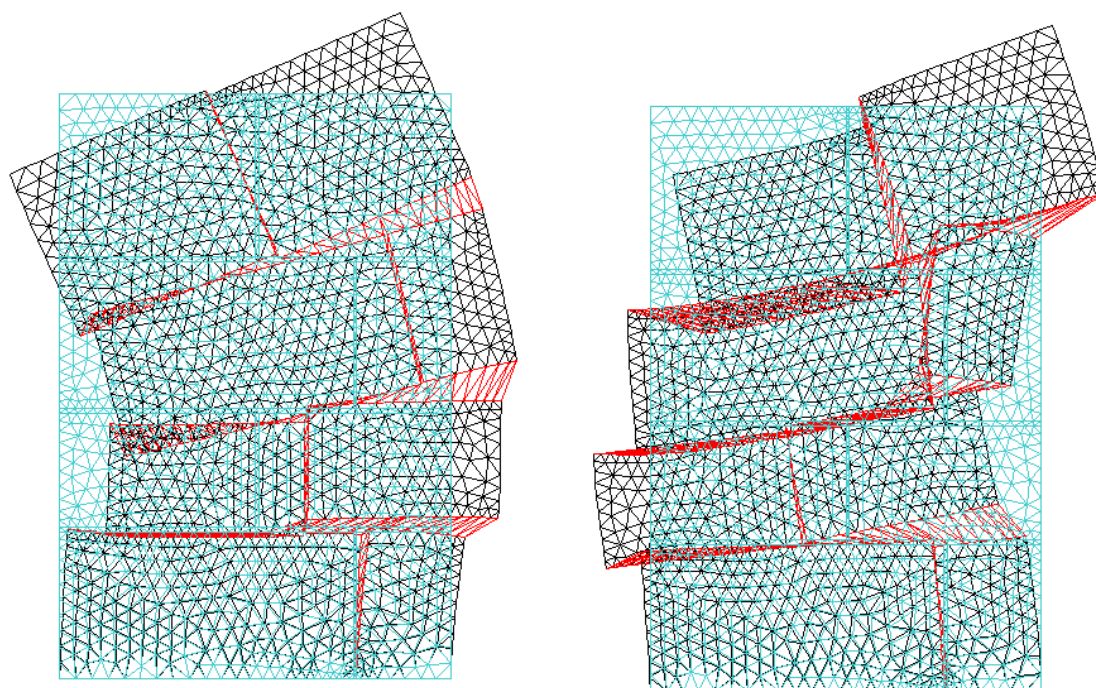
O aspecto dos modos de vibração das paredes PR1 e IR6 pode ser observado no [Anexo A1](#). Para PR1 as frequências obtidas foram de 39.343 Hz, 100.97 Hz, 114.28 Hz e 225.83 Hz para os modos de vibração 1, 2, 3 e 4 respectivamente; para a parede IR6 os valores obtidos a partir da análise modal foram de  $f_1 = 33.435$  Hz,  $f_2 = 91.269$  Hz,  $f_3 = 101.80$  Hz e  $f_4 = 197.52$  Hz.

Apresentam-se na figura 4.5 os modos de vibração obtidos para a parede R1:



f1 = 52.204 Hz

f2 = 144.993 Hz



f3 = 158.961 Hz

f4 = 299.746 Hz

Fig. 4.5 – Modos de vibração de R1

#### 4.1.1 VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA ARGAMASSA

Após a análise modal, procedeu-se à definição das cargas actuantes. A parede foi sujeita ao peso-próprio dos seus constituintes e foi aplicado um deslocamento de 10 mm na direcção vertical e no sentido descendente.

A resultante da aplicação deste deslocamento na parede R1, sem acção do peso-próprio, foi  $F = 6092.5$  kN. O módulo de elasticidade da parede é então dado por:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2); \quad \sigma = \frac{F}{A} \quad (3); \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (4)$$

Onde  $A$  é área de actuação da força o que neste caso representa  $0.30 \times 1.20 \text{ m} = 0.36 \text{ m}^2$ ,  $L$  corresponde à altura do painel (1.795 m) e  $\Delta L$  ao deslocamento imposto correspondente de 10 mm.

Desta forma a força  $F$  traduz-se no módulo de elasticidade da parede para as referidas características geométricas e dos materiais, para o qual se obteve  $E = 3.04$  GPa.

Com o objectivo de avaliar a sensibilidade da rigidez global destas alvenarias à rigidez da argamassa, procedeu-se a uma análise comparativa. Nesta análise, fixou-se o valor da rigidez das pedras e fez-se variar o módulo de elasticidade da argamassa:  $E_{\text{argamassa}} = [0.08; 1; 5; 14; 25]$  GPa. Numa primeira fase os blocos assumem os valores padrão 1 ( $E_{\text{blocos}} = 20$  GPa), e numa segunda fase os blocos assumem valores correspondentes ao granito inalterado ( $E_{\text{blocos}} = 75$  GPa).

O peso volúmico foi mantido constante, uma vez que em estudos anteriores e nas primeiras análises realizadas durante a investigação deste trabalho ficou demonstrado que não tem influência no comportamento estrutural deste tipo de paredes.

As tabelas com os resultados individuais obtidos para cada parede encontram-se no anexo A2. Na figura 4.6 pode-se observar a evolução da rigidez global de cada parede perante a variação da rigidez da argamassa, quando a rigidez dos blocos foi fixada em 20 GPa.

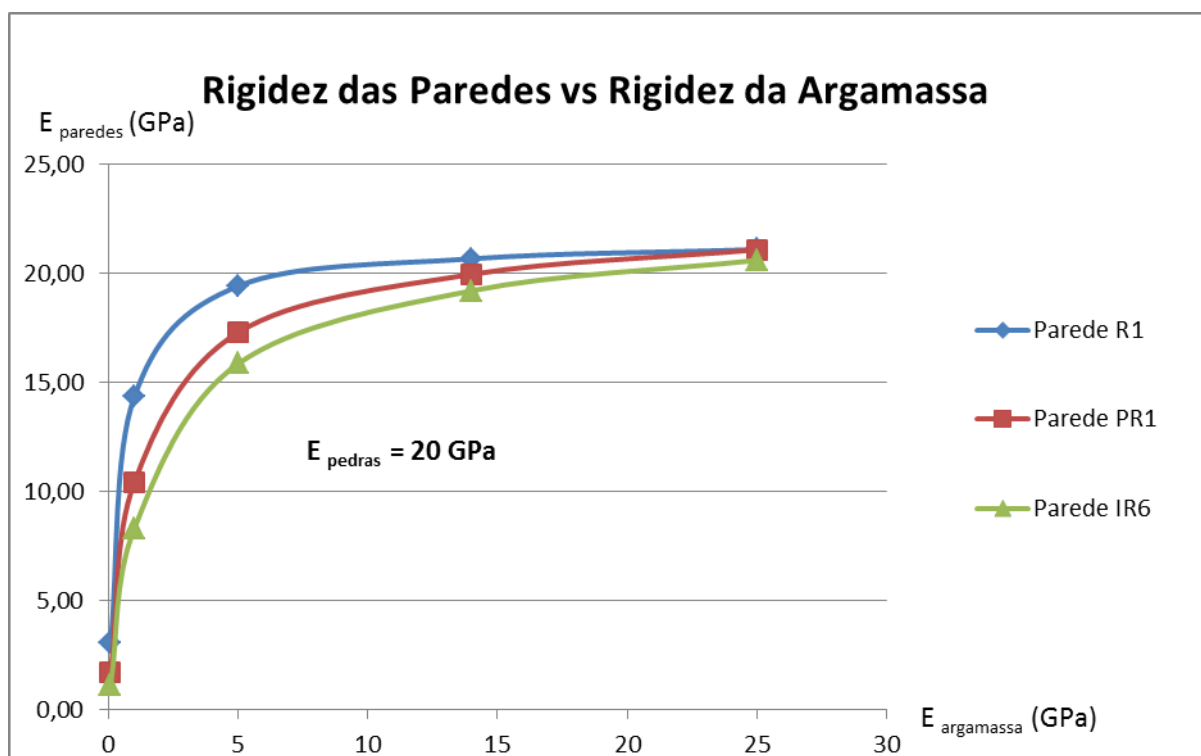


Fig. 4.6 – Variação da rigidez da argamassa,  $E_{\text{pedras}} = 20$  GPa

Tomando por exemplo os valores obtidos para a rigidez das três paredes nas condições padrão 1 ( $E_{\text{blocos}} = 20 \text{ GPa}$  e  $E_{\text{argamassa}} = 0.08 \text{ GPa}$ ) em que se obteve  $E = 3.04 \text{ GPa}$ ,  $1.68 \text{ GPa}$  (-44.5%) e  $1.11 \text{ GPa}$  (-33.9%), para R1, PR1 e IR6 respectivamente, como primeira conclusão constata-se a **grande influência da regularidade da geometria da parede na sua rigidez global** (as percentagens indicam a perda de rigidez da parede para a homóloga mais regular. PR1 perdeu 44.5 % de rigidez para R1 e IR6 perdeu 33.9% para PR1).

Nesta fase, para a **parede R1**, variando de 0.08 para 5 GPa a argamassa obtemos um aumento da rigidez global de 3 para 19.4 GPa (perto de +550%) revelando a grande influência da argamassa no comportamento mecânico das alvenarias nesta gama de valores; num segundo ramo do gráfico, passando de 5 para 25 GPa o módulo de elasticidade da argamassa, o modelo responde com um aumento da rigidez global de 19.43 para 21.11 GPa (+8.6%). Embora neste ramo a influência seja menor e tenda para zero, é ainda assim nesta gama de valores apreciável.

Os resultados das simulações da **parede PR1** mostram que quando se aumenta de 0.08 para 1 GPa o módulo de elasticidade da argamassa, temos um aumento da rigidez da parede de 1.68 para 10.43 GPa (+520%). A partir de 5 GPa o aumento da rigidez da argamassa tem cada vez menos influência na rigidez global da parede. Por exemplo um aumento de 5 para 25 GPa no módulo de elasticidade da argamassa resultou num aumento do homólogo na globalidade da parede de 17.31 para 21.10 GPa (+21.9%).

Relativamente à **parede IR6** a variação de 0.08 para 1 GPa na rigidez da argamassa, fixando a dos blocos em 20 GPa, resultou numa variação da rigidez da parede de 1.11 para 8.31 GPa (+655%). Em contraste, temos o abrandamento dessa tendência com o aproximar dos valores da rigidez da argamassa dos valores da rigidez dos blocos. Variando de  $E_{\text{argamassa}} = 5 \text{ GPa}$  para  $E_{\text{argamassa}} = 25 \text{ GPa}$ , obteve-se deste modelo numérico uma resposta global da parede de 15.87 para 20.62 GPa (+29.9%).

Por exemplo na variação de 14 GPa para 25 GPa da rigidez da argamassa, fixando a dos blocos em 20 GPa, pode se observar na resposta do modelo numérico um aumento de influência da argamassa com a **perda de regularidade na geometria**, se na parede R1 o aumento registado para a rigidez global da parede foi de apenas 2%, na parede PR1 o aumento já foi de 5.7% e finalmente na IR6 7.3%, ou seja, a **influência da qualidade da argamassa é maior quanto menor é a regularidade geométrica das paredes**.

Na figura 4.7, representa-se o gráfico que mostra a evolução da rigidez global de cada uma das paredes com a variação da rigidez da argamassa, desta vez fixando o valor do módulo de elasticidade das pedras em 75 GPa.

Observando os gráficos das figuras 4.6 e 4.7, bem como os exemplos de valores apresentados, podem ser retiradas algumas conclusões. (podem ainda consultar-se todos os valores obtidos no **anexo A2**)

**Segundo os resultados numéricos (em ambos os casos) comprova-se uma grande influência do módulo de elasticidade da argamassa no comportamento global da parede.**

**Esses mesmos resultados permitem também afirmar que a partir de certos valores a influência no módulo de elasticidade da parede vai reduzindo.** No entanto, é importante referir que para valores frequentemente encontrados nos edifícios da zona histórica do Porto (fracas características das argamassas inferiores a 1 GPa) pequenas variações afectam bastante a resposta estrutural destas paredes, pelo menos ao nível da sua rigidez à compressão. Observa-se um abrandamento do crescimento inicial do gráfico, prevê-se que este crescimento (da rigidez global das paredes) tenda para zero em ambos os casos com o aproximar dos valores da rigidez da argamassa face aos valores de rigidez dos blocos.



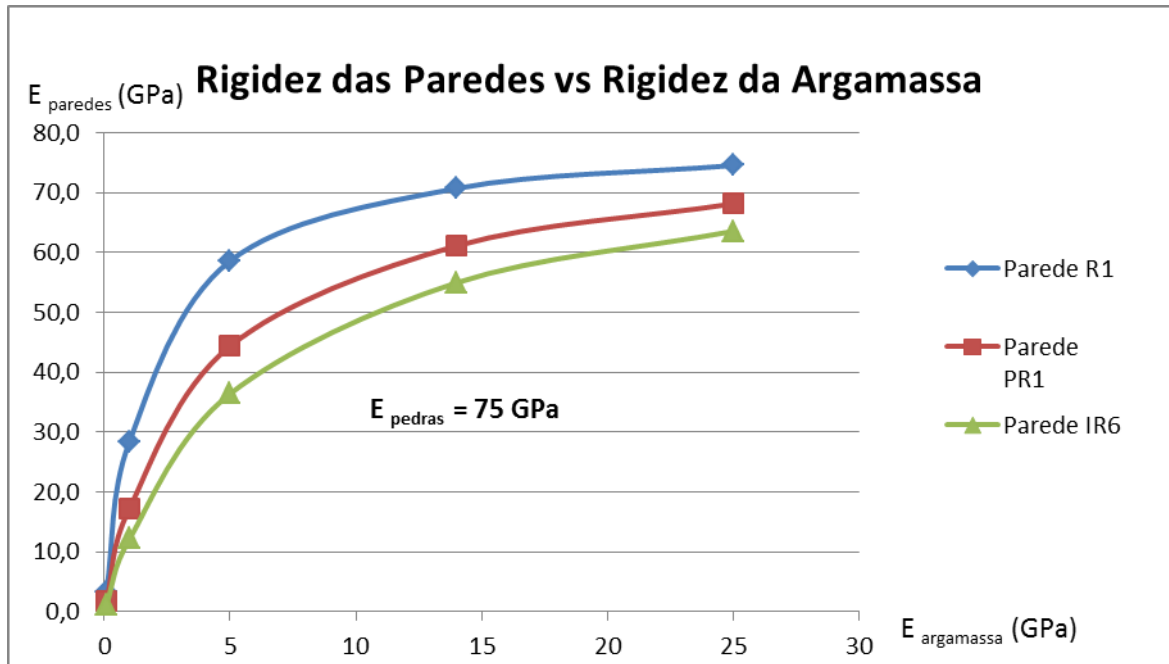


Fig. 4.7 – Variação da rigidez da argamassa,  $E_{pedras} = 75 \text{ GPa}$

As tendências verificadas na primeira fase da análise são reforçadas pelos resultados obtidos nesta segunda fase para blocos com melhores características mecânicas.

Em relação à geometria, esta condicionou a resposta estrutural das paredes. A perda de regularidade geométrica entre a regular R1, a parcialmente regular PR1 e a irregular IR6 foi afectando negativamente o valor da rigidez global da alvenaria de pedra. São exemplos disso no gráfico da figura 4.7, para uma argamassa de muito fraca rigidez ( $E_{argamassa} = 0,08 \text{ GPa}$ ), a perda da rigidez global da parede de 46.5 % de R1 para PR1 e de 35.7% de PR1 para IR6.

Numa fase inicial, tal como já referido, a influência da rigidez da argamassa na rigidez global da parede é enorme (exemplo: para R1, de  $E_{argamassa} = 0,08 \text{ GPa}$  para  $E_{argamassa} = 1 \text{ GPa}$ , a rigidez global da parede aumenta de 3.4 para 28.5 GPa [+738%]), no entanto existe um abrandamento desta influência quando os valores da rigidez da argamassa são da mesma ordem de grandeza dos valores da rigidez dos blocos (exemplo: para R1, de  $E_{argamassa} = 14 \text{ GPa}$  para  $E_{argamassa} = 25 \text{ GPa}$ , a rigidez global da para sofreu um aumento de apenas 5.5% de 70.7 para 74.6 GPa).

#### 4.1.2 VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DAS PEDRAS

De modo a avaliar a influência do módulo de elasticidade dos blocos, fizeram-se duas análises. Numa mantendo a argamassa padrão 1 ( $E_{argamassa} = 0,08 \text{ GPa}$ , fracas características mecânicas) e variando o mesmo parâmetro para as pedras ( $E_{blocos} = [2,49; 12; 20; 26; 75; 105] \text{ GPa}$ ) e outra em que a argamassa considerada foi a de cerâmica de barro vermelho ( $E_{argamassa} = 14 \text{ GPa}$ ) e os valores do módulo de elasticidade dos blocos variaram no mesmo intervalo da primeira análise.

Na figura 4.8 pode se observar a evolução da rigidez global das três paredes em função da variação da rigidez dos blocos, fixando o módulo de elasticidade da argamassa em 0.08 GPa.

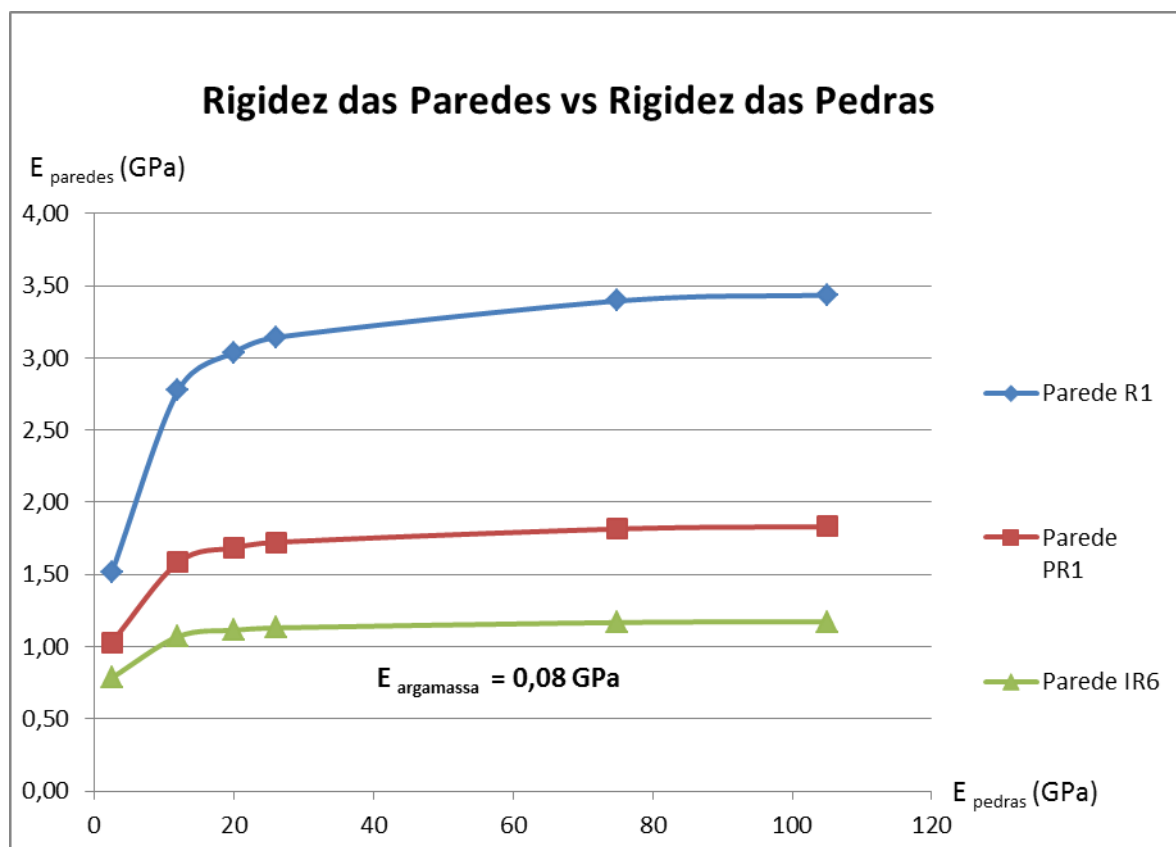


Fig. 4.8 – Variação da rigidez das pedras,  $E_{\text{argamassa}} = 0.08 \text{ GPa}$

Os resultados mostram que o modelo apresenta pouca sensibilidade face à rigidez dos blocos de pedra, tendo uma argamassa de baixa rigidez, principalmente a partir dos 12GPa de rigidez dos blocos, como se observa pelo gráfico da figura 4.8.

Como a argamassa tem uma rigidez muito reduzida, a influência do módulo de elasticidade das pedras é evidente na rigidez da parede até esta atingir um determinado valor (por exemplo para R1 seria até 3 GPa), a curva aí muda de aspecto e a influência é cada vez menor.

O facto de a argamassa ter tão fracas características limita a influência da rigidez das pedras, pois quando esta se distancia muito do valor da homóloga na argamassa a afectação da rigidez global vai sendo cada vez menor.

Para a **parede R1**, a influência do módulo de elasticidade das pedras no módulo de elasticidade global da parede é muito pequena. Pois uma variação entre 20 e 75 GPa (aumento de 275%) apenas aumenta 13.3% a rigidez global da parede.

Já na **parede PR1**, aumentando de 2.49 para 12 GPa o módulo de elasticidade dos blocos (+382%) obteve-se um aumento de 53.4 % de 1.03 para 1.58 GPa, onde ainda assim a influência não é muito notória, mas aumentando de 26 GPa para 105 GPa (+303%) apenas se obteve um aumento de 1.72 para 1.82 GPa (+5,8%).

Nas simulações numéricas realizadas para a **parede IR6**, passando de  $E_{\text{blocos}} = 2.49 \text{ GPa}$  para  $E_{\text{blocos}} = 105 \text{ GPa}$  (+4117%), obteve-se como resposta numérica deste modelo, uma variação de apenas 0.79 para 1.17 (+98.8%) GPa. Ainda existe alguma influência para os valores mais baixos de rigidez dos blocos, mas à medida que a ordem de grandeza da rigidez dos blocos se distancia da ordem de

grandeza da rigidez da argamassa a influência vai se tornando nula, da simulação 5 para a 6 a influência foi mesmo nula (consultar tabelas no anexo A2).

A figura 4.9 ilustra a modificação da rigidez global das paredes com a variação da rigidez das pedras fixando a da argamassa em 14 GPa.

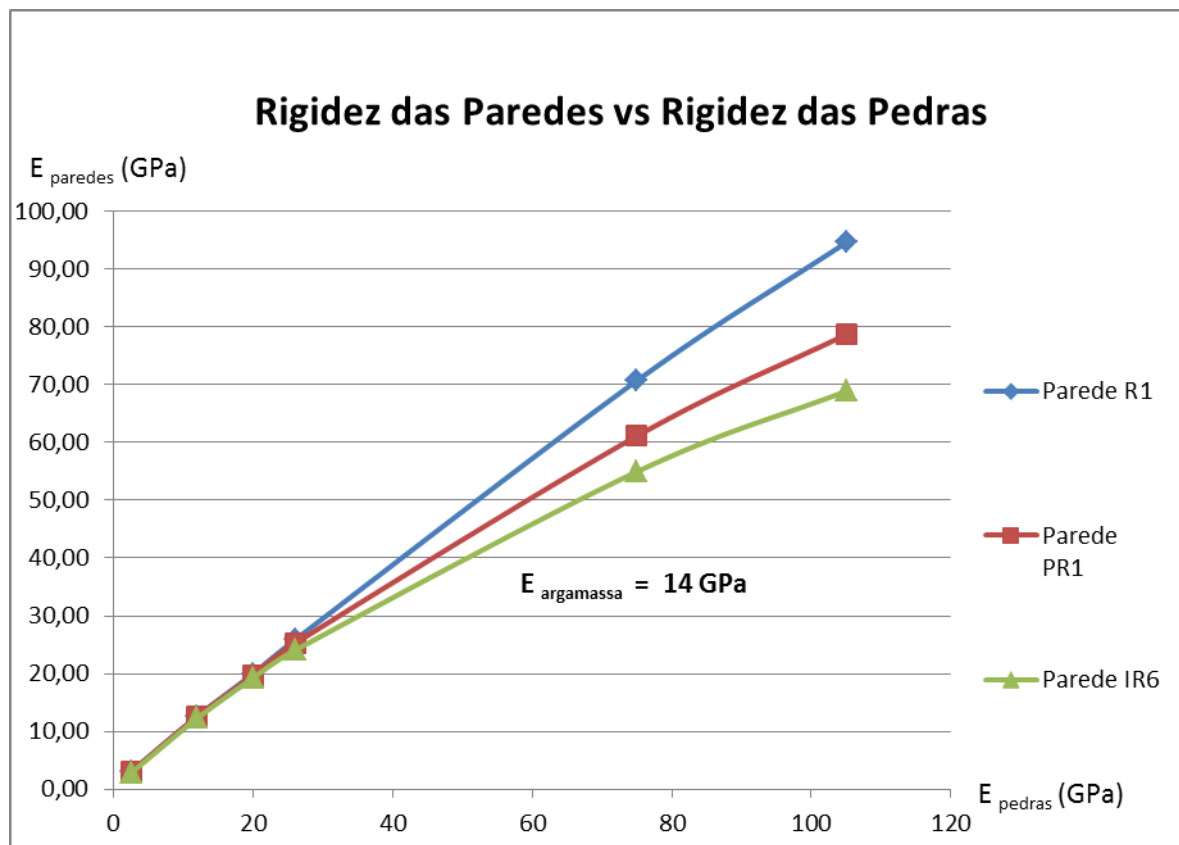


Fig. 4.9 – Variação da rigidez das pedras, E argamassa = 14 GPa

Nesta segunda análise com uma argamassa de muito boas características (irrealista de encontrar em edifícios antigos) observa-se que a rigidez dos blocos de pedra tem influência no módulo de elasticidade global da parede. Continua a observar-se que à medida que a distância numérica entre a rigidez dos blocos e da argamassa aumenta a influência dos blocos na rigidez global vai diminuindo. Ainda assim, o modelo permite admitir que tendo uma argamassa de boas características a rigidez dos blocos tem maior influência no comportamento estrutural da alvenaria.

A influência da regularidade geométrica nos resultados é simples de detectar a partir da observação dos gráficos das figuras 4.8 e 4.9, apresentando-se sempre valores mais altos de rigidez global para as paredes mais regulares, tendo todas elas as mesmas propriedades mecânicas.

Para a parede R1 a rigidez global da parede parece variar de forma quase linear com a rigidez dos blocos nesta segunda análise. Por exemplo, mesmo entrando na fase de amortecimento da influência da rigidez dos blocos, com a alteração desta de 75 para 105 GPa (+40%), obtém-se uma variação da rigidez global de 70.72 para 94.64 GPa (+33.8%).

Na parede PR1, aumentando de 2.49 para 12 GPa (+382%) o módulo de elasticidade das pedras, temos um aumento de 3.02 para 12.58 GPa (+317%) na rigidez da parede, mesmo na fase em que se começa a notar um certo abrandamento, aumentando de 75 para 105 GPa (+40%) a rigidez dos blocos, obteve-se um aumento de 61.14 para 78.71 GPa (+28.7%) na rigidez da parede.

Nas simulações da parede IR6, o crescimento da rigidez global com a dos blocos nestas condições é notória, mesmo sofrendo um pequeno amortecimento no afastamento dos valores de rigidez das pedras para os da argamassa. Um exemplo da notória influência da rigidez dos blocos é a passagem de  $E_{\text{blocos}} = 2.49 \text{ GPa}$  para  $E_{\text{blocos}} = 20 \text{ GPa}$  (+703%), da qual se obteve uma variação na rigidez da parede de  $2.77 \text{ GPa}$  para  $19.22 \text{ GPa}$  (+594%).

#### 4.1.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Segundo os resultados numéricos, ilustrados pelos gráficos das figuras 4.6 e 4.7, comprova-se uma grande influência do módulo de elasticidade da argamassa no comportamento global da parede. Esses mesmos resultados permitem também afirmar que a partir de certos valores a influência vai reduzindo, observa-se um amortecimento no crescimento dos gráficos 4.6 e 4.7 na fase final (quando a rigidez das pedras e da argamassa têm a mesma ordem de grandeza).

Pode-se admitir a partir dos resultados, que a sensibilidade da rigidez de alvenarias de pedra de grandes dimensões face à rigidez dos blocos, tendo uma argamassa de fracas características é bastante reduzida.

Como se pode observar pela comparação dos gráficos das figuras 4.8 e 4.9, a influência da variação da rigidez dos blocos é muito maior quando a argamassa possui boas características, ou seja, numa situação mais distante da situação usualmente encontrada.

Na figura 4.9, à medida que vai aumentando a rigidez dos blocos, também a rigidez aumenta, quase em proporcionalidade, sofrendo apenas um muito pequeno abrandamento. Embora numericamente se preveja que quando a diferença entre a rigidez das pedras e a da argamassa seja de uma ordem semelhante à da primeira análise (figura 35) teríamos um abrandamento maior.

Um facto que não podia ficar em claro é a redução dos valores da rigidez global das alvenarias com a perda de regularidade geométrica, com as mesmas propriedades são notórias as diferenças entre os valores obtidos para a paredes segundo as simulações realizadas.

Quanto melhor é a argamassa menos influência foi encontrada na geometria, por exemplo com argamassa com rigidez de  $0.08 \text{ GPa}$  e blocos com  $20 \text{ GPa}$  (condições padrão 1) na parede R1 obteve-se  $3.04 \text{ GPa}$  e na PR1  $1.68 \text{ GPa}$  para a rigidez global, perdendo-se com a regularidade geométrica praticamente 81% da rigidez da parede. Mas quando temos argamassa e blocos de muito boas características, respectivamente  $25$  e  $75 \text{ GPa}$ , as respostas das paredes foram próximas; tendo-se obtido para a R1  $74.57 \text{ GPa}$  e para a PR1  $68.17 \text{ GPa}$ , uma redução de apenas 9.4% com a geometria, ou ainda tendo a argamassa com rigidez de  $14 \text{ GPa}$  e blocos padrão 1, onde as respostas foram praticamente iguais, tendo-se para a parede regular  $21.11$  e para a parcialmente regular  $21.10$ .

Nas variações aos módulos de elasticidade das pedras fixando  $E_{\text{argamassa}} = 0.08 \text{ GPa}$ , perdeu-se na rigidez global das paredes, em quase todas as situações mais de 30 %, ao passo que tendo argamassa de boas características a sensibilidade do modelo à redução da regularidade geométrica se revela menor. Com  $E_{\text{argamassa}} = 14 \text{ GPa}$  e  $E_{\text{blocos}} = 26 \text{ GPa}$ , obteve-se para a rigidez inicial à compressão das paredes R1, PR1 e IR6 respectivamente  $12.64 \text{ GPa}$ ,  $12.58 \text{ GPa}$  (-0.4%) e  $12.28$  (-2.4%)  $\text{GPa}$ , as variações foram mínimas, com uma boa argamassa. Estes valores corroboram a teoria de que a influência da geometria é maior tendo uma argamassa de fracas propriedades mecânicas (baixo módulo de elasticidade no caso).

## 4.2. FORMULAÇÃO EMPÍRICA

Tendo em conta os resultados da análise linear elaborada procedeu-se à avaliação numérica da relação entre a rigidez dos elementos (blocos e argamassa) e a rigidez global de paredes de alvenaria de pedra de um pano. Neste subcapítulo o objectivo passa pela criação de uma formulação empírica para relacionar não só a rigidez desses três elementos, mas ainda a geometria da parede com a rigidez global desta.

Para tal foram necessários vários resultados de análises em regime linear, os apresentados no capítulo 4.1 e ainda outros suplementares, de modo a obter alguma consistência estatística.

Foram observadas as evoluções gráficas da dependência da rigidez global da parede face à rigidez da argamassa, tendo-se fixado os valores da rigidez dos blocos. Para todas estas encontraram-se equações logarítmicas com coeficiente de correlação quadrática ( $R^2$ ) razoável, tendo o valor mais baixo sido de 0.9287 e todos os outros superiores a 0.95.

Partindo deste ponto admitiu-se que se conseguiria fazer uma formulação empírica baseada numa função logarítmica com duas constantes A e B, sendo estas calculadas tendo em conta a geometria e a rigidez das pedras. Por sua vez, com essa função logarítmica calibrada obteríamos a rigidez global da parede a partir da rigidez da argamassa. (uma vez que a contribuição da geometria e da rigidez dos blocos de pedra já está na calibração das constantes A e B).

Pelos gráficos das figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13 podem-se observar as evoluções da rigidez global da parede regular R1 com a variação da rigidez da argamassa entre 0.08 GPa e 25 GPa (desde as fracas características mecânicas caracterizadoras das estruturas históricas até ao cimento actual), fixando o valor da rigidez das pedras respectivamente em 20, 30, 50 e 75 GPa.

Observa-se na figura 4.10 que o valor da função é superior à evolução dos valores da simulação numérica a partir de  $E_{\text{argamassa}} = 15$  GPa (fora do contexto de alvenarias históricas). E ainda quando  $E_{\text{argamassa}} = [1;10]$  os valores dados pela função logarítmica são ligeiramente inferiores aos obtidos pelas simulações em análise linear. Esta situação não parece ter grande importância tendo em conta que alguns valores obtidos na simulação numérica parecem ser ligeiramente superiores a resultados experimentais de estudos anteriores, funcionando assim como um factor de segurança.

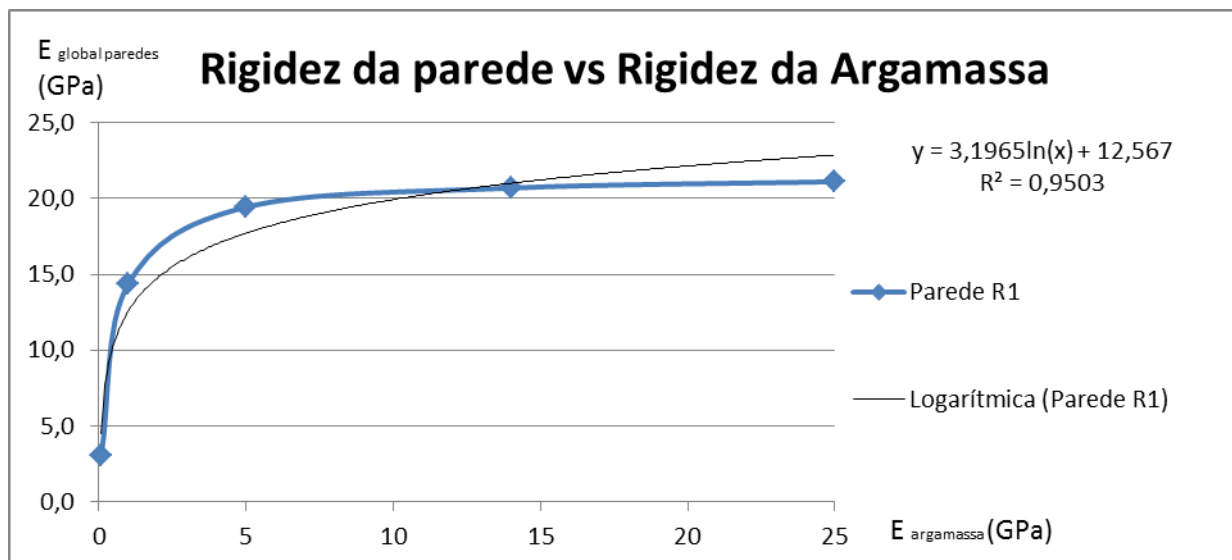


Fig. 4.10 – Variação  $E_{\text{argamassa}}$  fixando  $E_{\text{pedras}}$  em 20 GPa

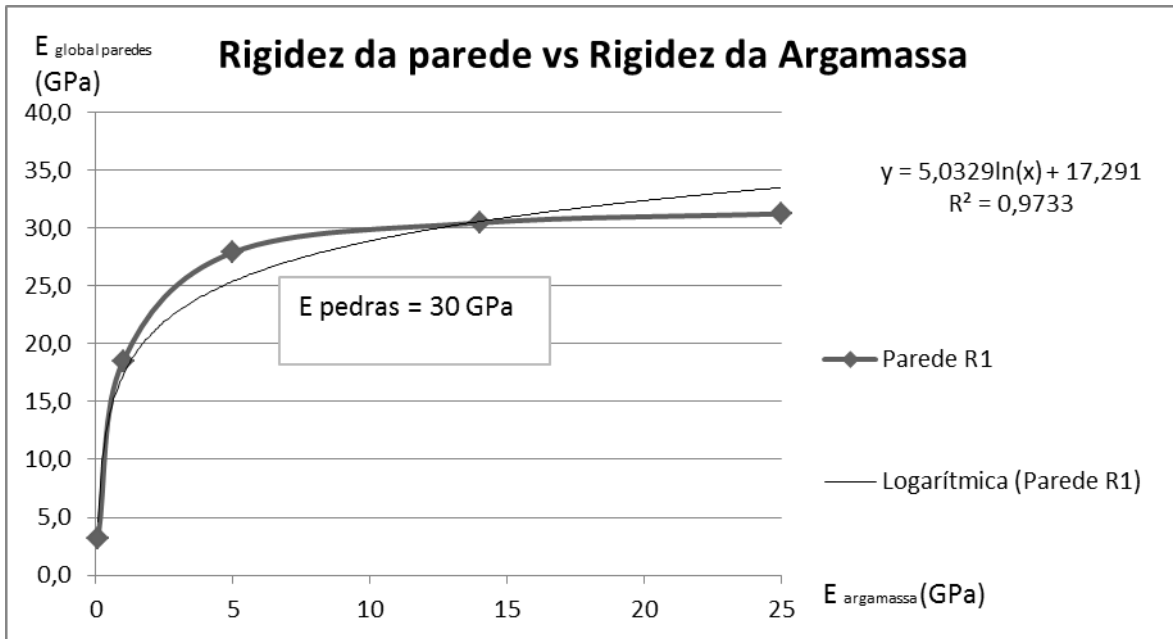


Fig. 4.11 – Variação  $E_{argamassa}$  fixando  $E_{pedras}$  em 30 GPa

As tendências apresentadas para o gráfico da figura 4.10 continuam a verificar-se nos gráficos das figuras 4.11 e 4.12, embora a linha de tendência (função logarítmica) e a evolução dos resultados das simulações numéricas realizadas estejam agora ainda mais próximas. Facto que se confirma com o aumento do factor de correlação quadrática ( $R^2$ ), que denota uma aproximação das duas linhas com o aumento do valor da rigidez das pedras.

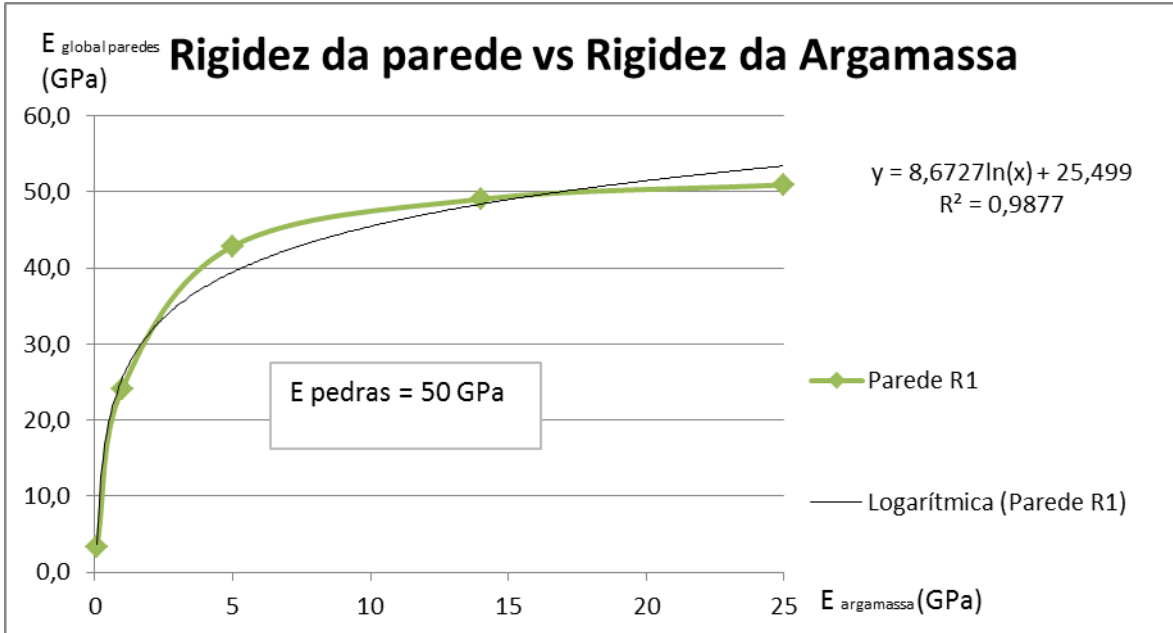


Fig. 4.12 – Variação  $E_{argamassa}$  fixando  $E_{pedras}$  em 50 GPa

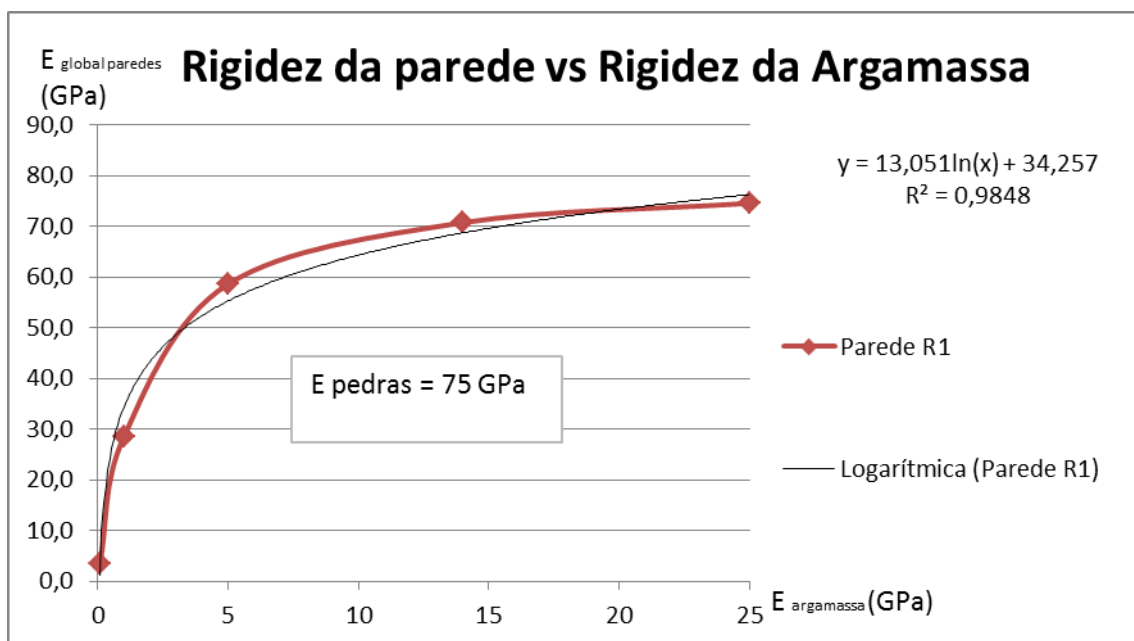


Fig.4.13 – Variação  $E_{argamassa}$  fixando  $E_{pedras}$  em 75 GPa

Mais uma vez, a função logarítmica parece aproximar com razoável rigor os resultados das simulações numéricas realizadas, podendo fixar como formulação empírica para a rigidez global da parede a equação (5):

$$E_{global} = A \times \ln(E_{argamassa}) + B \quad (5)$$

O passo seguinte foi a calibração das constantes A e B tendo em conta a rigidez das pedras.

A tabela 4.2 mostra a evolução da constante A com a variação da rigidez dos blocos de pedra da parede.

Tabela 4.2 – Análise do parâmetro A com a variação da rigidez das pedras

Parâmetro A	E pedra
3,1965	20
5,0329	30
8,6727	50
13,051	75

Na figura 4.14 pode-se observar a evolução do parâmetro A, bem como a linha de tendência deste que depende da rigidez das pedras.

Esta linha de tendência é representada por uma função polinomial do segundo grau e apresenta um coeficiente de correlação quadrático ( $R^2$ ) com o valor de 1.

Este valor revela uma adaptação perfeita a todos os pontos marcados da evolução e como se pode observar pelo gráfico da figura 4.14 e a linha de evolução dos valores e a linha de tendência apresentam-se quase coincidentes.

Este facto reforça a segurança da calibração deste parâmetro tendo em conta a rigidez dos blocos de pedra.

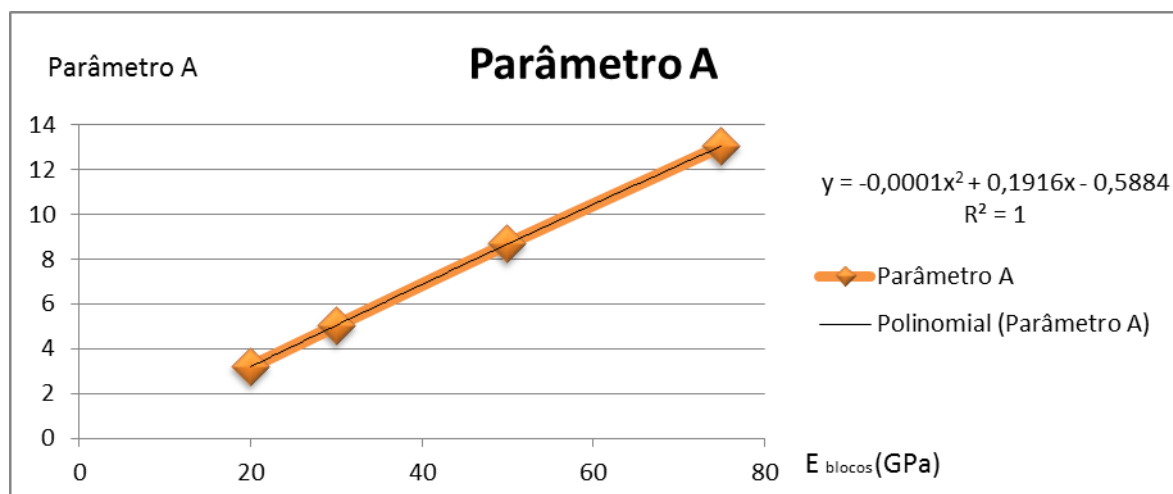


Fig.4.14 – Variação do parâmetro A em função da rigidez dos blocos

Para esta formulação empírica define-se assim a calibração deste parâmetro A através da rigidez dos blocos tendo usando a função polinomial acima representada (na figura 41).

O mesmo procedimento foi usado para calibrar o parâmetro B, cujos valores em função da rigidez das pedras estão listados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Análise do parâmetro B com a variação da rigidez das pedras

Parâmetro B	E pedra
12,567	20
17,291	30
25,499	50
34,257	75

A análise gráfica destes valores e a correspondente linha de tendência estão na figura 4.15.

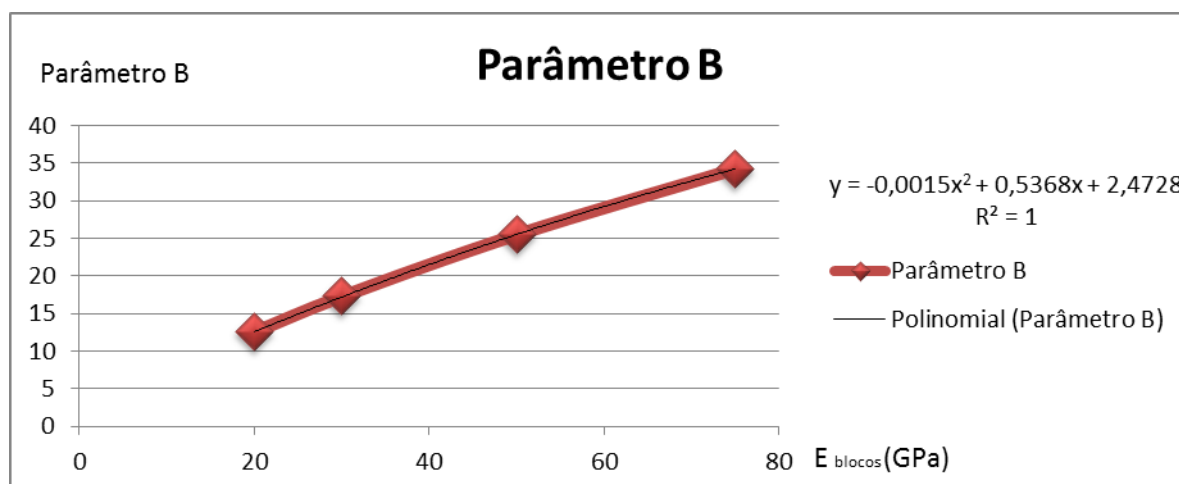


Fig. 4.15 – Variação do parâmetro B em função da rigidez dos blocos

Para a calibração do parâmetro B, também foi usada uma função polinomial do segundo grau com coeficiente de correlação quadrático ( $R^2$ ) de valor 1. Este valor reforça a validade desta função para ser usada na calibração do parâmetro B tendo em conta a rigidez das pedras.



Posto isto, para paredes regulares a estimativa da rigidez global das paredes de alvenaria de pedra de um pano, tendo em conta a rigidez das pedras e da argamassa, começa pelo uso das equações (6) e (7) para calibrar os parâmetros A e B para a equação (5) devolver um valor para a rigidez global.

$$A = -0.0001 \times E_{pedras}^2 + 0.1916 \times E_{pedras} - 0.5884 \quad (6)$$

$$B = -0.0015 \times E_{pedras}^2 + 0.5368 \times E_{pedras} + 2.4728 \quad (7)$$

Tendo por exemplo uma rigidez média dos blocos de pedra de 26 GPa, obtêm-se para os parâmetros A e B, respectivamente os valores de 4.3256 e 15.4156.

Usando esses valores na equação (5) temos:

$$E_{global} = 4.3256 \times \ln(E_{argamassa}) + 15.4156 \quad (8)$$

Atribuindo agora para a rigidez da argamassa o valor de 14 GPa obtêm-se para a rigidez global da parede o valor de 26.83 GPa, para estes valores a simulação numérica devolveu 26.59 GPa. Tendo para este exemplo um erro de 0.9 %.

Embora este exemplo mostrado seja satisfatório, existem valores para os quais o erro se aproxima de 50%, nomeadamente em paredes com muito fracas características mecânicas, carecendo esta formulação empírica de factores correctivos para valores da rigidez da argamassa dentro dos intervalos em que os valores da simulação numérica e a linha de tendência logarítmica se afastam.

Exactamente o mesmo procedimento foi realizado para as paredes parcialmente regulares, as tabelas e gráficos encontram-se no Anexo A3.

Os parâmetros A e B têm agora as equações (8) e (9) para a sua calibração em função da rigidez das pedras, cujos coeficientes de correlação quadrática ( $R^2$ ) não tomam o valor de 1 mas sempre superior a 0.98.

$$A = -0.0006 \times E_{pedras}^2 + 0.2104 \times E_{pedras} - 0.1948 \quad (9)$$

$$B = 11.694 \ln(E_{pedras}) - 24.313 \quad (10)$$

O parâmetro B é agora estimado recorrendo a uma função logarítmica pois aproximava-se mais dos valores simulados do que a correspondente polinomial.

Tendo por exemplo uma rigidez média dos blocos de pedra de 26 GPa, obtêm-se para os parâmetros A e B, respectivamente os valores de 4.87 e 13.7872.

Usando esses valores na equação (5) temos:

$$E_{global} = 4.87 \times \ln(E_{argamassa}) + 13.7872 \quad (11)$$

Atribuindo agora para a rigidez da argamassa o valor de 0.08 GPa obtêm-se para a rigidez global da parede o valor de 1.48 GPa, para estes valores a simulação numérica devolveu 1.72 GPa. Tendo para este exemplo um erro de 14 %.

Finalmente, para as paredes irregulares, usando o mesmo procedimento das paredes de geometria regular e parcialmente regular, temos agora para calibração dos parâmetros A e B as equações (12) e (13). Os gráficos e tabelas que conduziram a esta informação encontram-se no Anexo A4.

Estas equações, tal como acontece para as paredes regulares, são ambas polinomiais do segundo grau. Apresentam um coeficiente de correlação quadrático ( $R^2$ ) de valor 1 e 0.9999, respectivamente para a calibração de A e B. Valor este que dá fiabilidade à calibração dos parâmetros.

$$A = -0.0005 \times E_{pedras}^2 + 0.1845 \times E_{pedras} + 0.0326 \quad (12)$$

$$B = -0.0014 \times E_{pedras}^2 + 0.3675 \times E_{pedras} + 2.7849 \quad (13)$$

Tendo por exemplo uma rigidez média dos blocos de pedra de 26 GPa, obtêm-se para os parâmetros A e B, respectivamente os valores de 4.4916 e 11.3935.

Usando esses valores na equação (5) temos:

$$E_{global} = 4.4916 \times \ln(E_{argamassa}) + 11.3935 \quad (13)$$

Atribuindo agora para a rigidez da argamassa o valor de 14 GPa obtém-se para a rigidez global da parede o valor de 23.25 GPa, para estes valores a simulação numérica devolveu 24.04 GPa. Tendo para este exemplo um erro de 3.3 %.

Estas equações podem ainda assumir um aspecto “total”, no qual a rigidez global das paredes é obtida em função da rigidez dos blocos e da argamassa na mesma expressão. Existem então 3 equações totais, uma para cada tipologia de geometria.

Para paredes regulares temos a equação 14:

$$E_{global} = (-0.0001 \times E_{pedras}^2 + 0.1916 \times E_{pedras} - 0.5884) \times \ln(E_{argamassa}) + (-0.0015 \times E_{pedras}^2 + 0.5368 \times E_{pedras} + 2.4728) \quad (14)$$

Para paredes parcialmente regulares temos a equação 15:

$$E_{global} = (-0.0006 \times E_{pedras}^2 + 0.2104 \times E_{pedras} - 0.1948) \times \ln(E_{argamassa}) + (11.694 \ln(E_{pedras}) - 24.313) \quad (15)$$

E finalmente para paredes irregulares temos a equação 16:

$$E_{global} = (-0.0005 \times E_{pedras}^2 + 0.1845 \times E_{pedras} + 0.0326) \times (-0.0014 \times E_{pedras}^2 + 0.3675 \times E_{pedras} + 2.7849) \quad (16)$$

Embora careça de alguns factores correctivos para alguns intervalos de valores da rigidez da argamassa, tal como já referido, esta formulação empírica parece ser um bom passo para a estimação do módulo de rigidez global de paredes de alvenaria de pedra, tendo em conta a sua geometria e a rigidez das pedras e argamassa.

Entre os melhoramentos necessários, pode-se referir que deve ter em conta o restante enchimento das juntas. A presença de calços, cascalho de enchimento, vazios interiores, entre outros afecta de modo significativo a rigidez global destas paredes de alvenaria de pedra de um pano e devem ser tidos em conta.

# 5

## ANÁLISE DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 5.1. INTRODUÇÃO

No seguimento do estudo sobre as alvenarias de pedra de um pano, o LESE levou a cabo ensaios experimentais de compressão nas paredes construídas em laboratório e que foram mencionadas nas secções anteriores. Destas, algumas foram simuladas numericamente, apresentando-se neste capítulo os resultados das análises a três delas.

Neste ponto apresentam-se e discutem-se os resultados do ensaio realizado à parede regular de alvenaria de pedra R1. Este ensaio não foi conduzido até à rotura da parede por incapacidade física do sistema, uma vez que a capacidade dos macacos hidráulicos que foram usados no LESE da FEUP é inferior à resistência à compressão desta parede.

A aplicação do carregamento a R1 foi levada a cabo de modo a ser o mais uniformemente distribuída possível pela face de topo, que apresenta uma secção de  $1.20 \times 0.28 \text{ m}^2$ . Para tal foi regularizado o topo da parede com uma camada de cimento sobre a qual apoiava uma liga metálica que estava conectada com os macacos hidráulicos, como se pode observar pela figura 5.1.



Fig.5.1 – Esquema do ensaio realizado para R1

Na preparação para este ensaio foram colocados vários LVDT's em diferentes posições da parede, como se pode observar na figura 5.2. Em ambos os alçados da parede (Este e Oeste) LVDT's colocados na mesma posição e em posições simétricas no mesmo alçado. O número do LVDT que regista os deslocamentos no alçado Oeste está nomeado entre parêntesis ao lado direito do número do que mede os deslocamentos na mesma posição no lado Este da parede.

Nessa mesma figura 5.2 marcam-se a vermelho os LVDT's referentes ao estudo das juntas horizontais (subcapítulo 5.2).

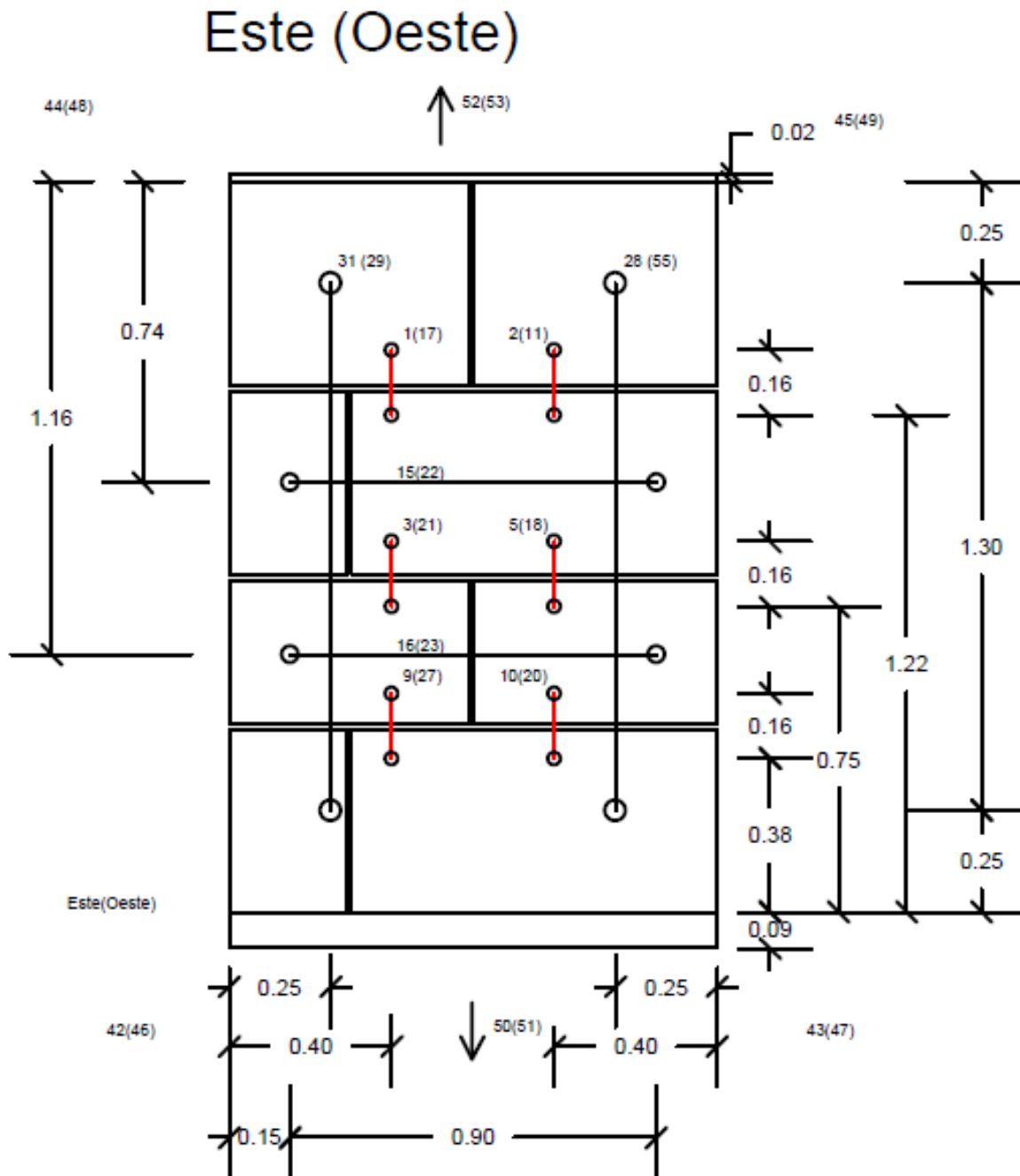


Fig. 5.2 – Esquema de montagem dos LVDT's

O carregamento que actuou sobre a parede está representado no gráfico da figura 5.3, tendo-se atingido o máximo de (capacidade dos macacos hidráulicos) aproximadamente 2480 kN. A parede foi carregada até ao máximo valor possível, tendo sido depois descarregada.

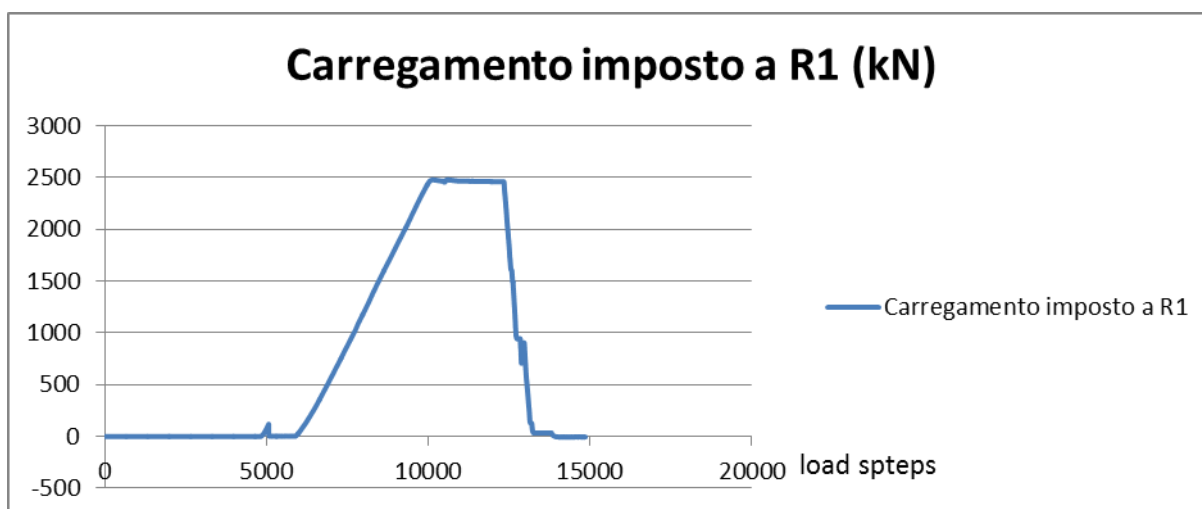


Fig.5.3 – Carregamento Imposto a R1

O estudo destes resultados foi dividido em três subcapítulos, juntas horizontais, deslocamentos globais verticais da parede e os homólogos horizontais.

## 5.2. ESTUDO DAS JUNTAS HORIZONTAIS

Os LVDT's 1, (17), 2 e (11) registaram a deformação vertical da parede nas imediações da primeira junta horizontal da parede (partindo do topo da parede). Estes resultados são úteis para observar a rigidez da argamassa dessa junta face à compressão.

Na figura 5.4 estão ilustradas as deformações registadas para os LVDT's 1, (17), 2 e (11), tendo-se obtido a máxima deformação de -2.9 mm, -0.54mm, -2.75 mm e -0.96 mm, respectivamente. Valores que sugerem claramente um carregamento excêntrico aplicado no topo da parede.

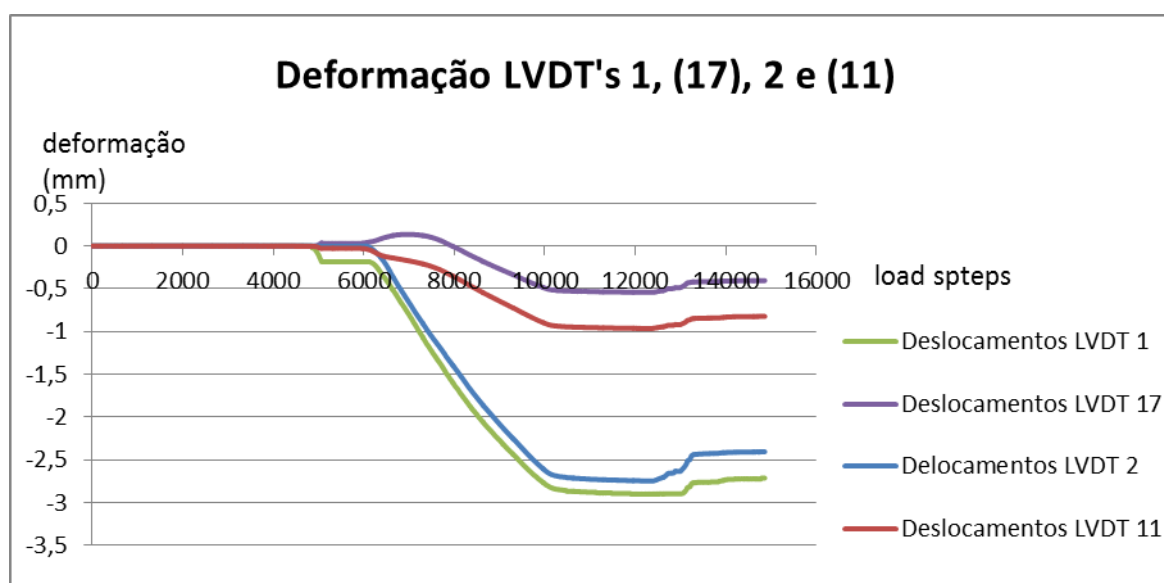


Fig. 5.4 – Deformações LVDT's 1, (17), 2 e (11)

Como se pode observar, o alçado Oeste ((17) e (11)) estava no início do carregamento a aumentar o seu valor no sentido positivo. O que mostra que a parede estava traccionada nesse alçado pelo efeito da excentricidade da carga que provocou flexão em direcção ao alçado Este, enquanto este estava comprimido (1 e 2). Embora o efeito da flexão se mantivesse, a partir de uma dada altura a deformação prova ser no sentido da compressão para ambos os alçados.

Pode-se estimar a rigidez da argamassa da junta através do deslocamento máximo registado pela média LVDT's da figura 5.4. Sabendo que a secção da face de topo que é de  $1.20 \times 0.28 \text{ m}^2$ , que os LVDT's têm ambos um comprimento de 0.16m e que a força máxima aplicada pelos macacos hidráulicos é de aproximadamente 2480 kN. Assumindo que no comprimento dos LVDT's toda a deformação ocorreu para a argamassa e então o comprimento considerado será de 1.5cm. Utilizando ainda as equações (2), (3) e (4).

Obteve-se então, para o módulo de rigidez experimental médio da argamassa,  $E_{\text{Junta 1}} = 99.6 \text{ MPa}$ . Valor ligeiramente superior aos 80 MPa usados durante as simulações numéricas.

Passando agora para o estudo da junta horizontal intermédia, nas imediações da qual se encontram os LVDT's 3, (21), 5 e (18), lendo o esquema de montagem dos LVDT's apresentado anteriormente na figura 5.2.

Tal como nos LVDT's da primeira junta, estes evidenciam uma certa excentricidade da aplicação da carga, tendo-se, devido ao efeito de flexão, uma inclinação da parede de Oeste para Este, apresentando para o alçado Este maiores deformações.

Apresenta-se no gráfico da figura 5.5 a evolução das deformações medidas pelos LVDT's da junta intermédia com o carregamento imposto à parede R1.

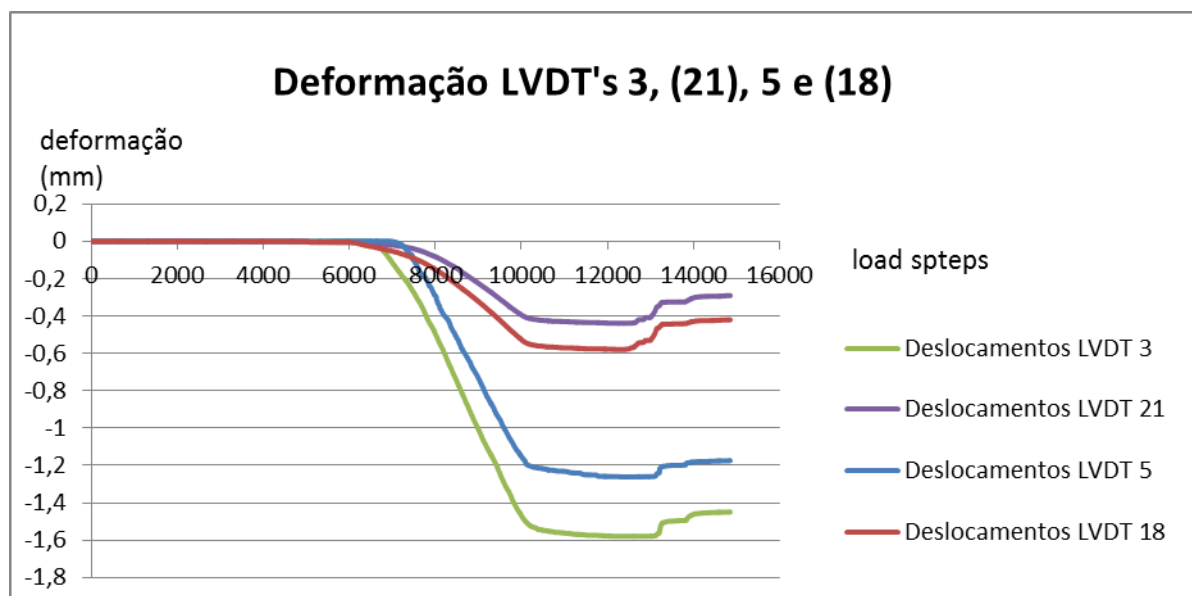


Fig.5.5 – Deformações LVDT's 3, (21), 5 e (18)

As deformações máximas registadas foram de -1.56mm, -0.44 mm, -1.26mm e -0.58 mm, respectivamente para os LVDT's 3, (21), 5 e (18).

A deformação foi menor para a zona da junta intermédia do que para a junta superior. Utilizando um processo similar ao usado para o cálculo da rigidez experimental média da junta superior, obteve-se para a junta intermédia, um valor aproximado de  $E_{\text{Junta 2}} = 150 \text{ MPa}$ . Sendo este quase o dobro do considerado na simulação numérica como "argamassa padrão1" (80MPa).

As deformações medidas pelos LVDT's 9, (27), 10 e (20) apresentam-se na figura 48. Os deslocamentos máximos obtidos foram respectivamente de +0.07mm, -0.98mm, -0.50mm e -1.37 mm. Pode-se observar, na evolução do gráfico apresentado na figura 5.6, que os efeitos de excentricidade da carga aplicada, com as transferências de carga internas, mudaram de aspecto.

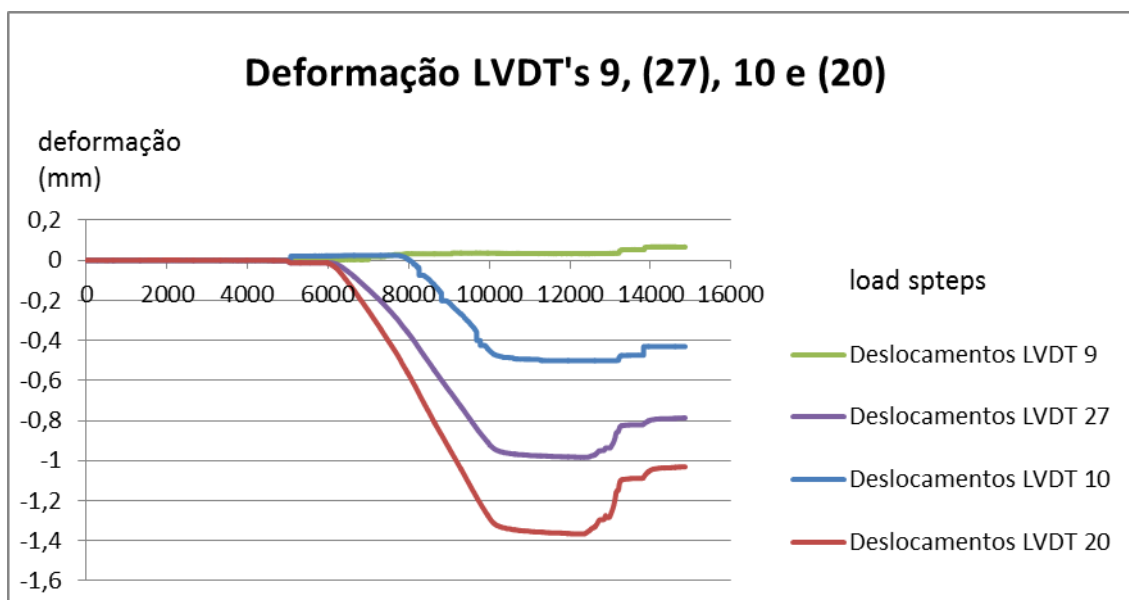


Fig. 5.6 – Deformações LVDT's 9, (27), 10 e (20)

Nesta junta inferior (3), os resultados obtidos a partir dos LVDT's descrevem uma flexão no sentido contrário à encontrada nas juntas superiores (1 e 2).

Através de um procedimento análogo aos anteriores obteve-se para o módulo de elasticidade experimental médio desta junta 306 MPa. No entanto, as deformações registadas pelo LVDT 9 são extremamente pequenas e inserem-se numa ordem de grandeza diferente dos outros três pelo que foi considerado um "outlier" estatístico e por isso estimou-se para a junta inferior uma rigidez de  $E_{\text{Junta 3}} = 138 \text{ MPa}$ , excluindo os resultados do LVDT 9.

Este segundo resultado reflecte uma maior similaridade com os obtidos para as duas juntas superiores. É ainda assim superior ao usado como referência para a calibração das paredes (argamassa padrão 1[ver tabela 4.1]).

De modo a observar o comportamento médio da argamassa, traçou-se um gráfico de tensão-extensão, apresentado na figura 5.7. Para estes gráfico utilizou-se a evolução de deformação média dos LVDT's 1, (17), 2, (11), 3, (21), 5, (18), (27), 10 e (20), excluindo o LVDT 9, para o cálculo das extensões; e o total do carregamento dos dois macacos hidráulicos utilizados, distribuído pela secção da face superior da parede ( $1.20 \times 0.28 \text{ m}^2$ ), para o cálculo das tensões.

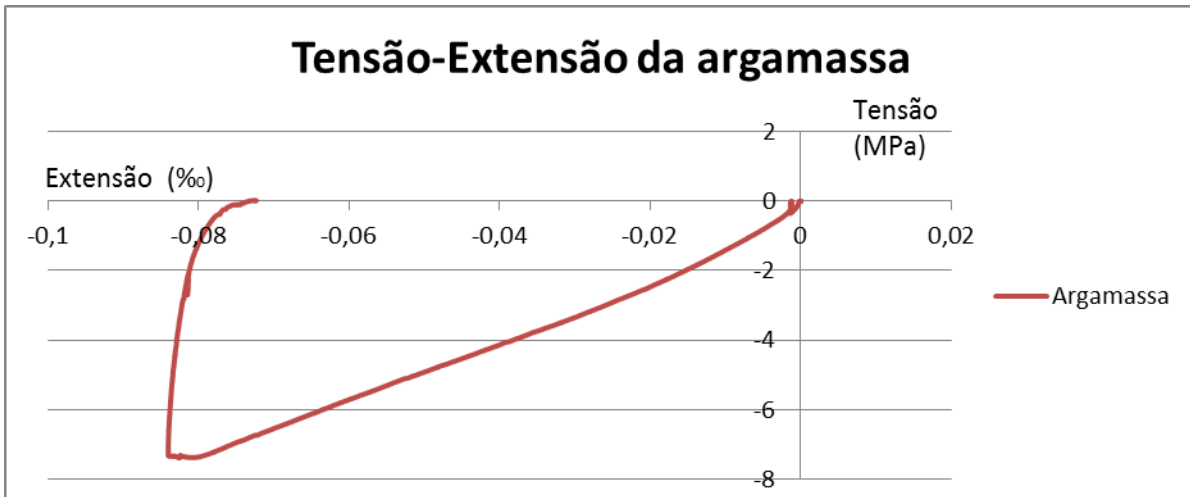


Fig. 5.7 – Comportamento material médio da argamassa

### 5.3. ESTUDO DA DEFORMAÇÃO VERTICAL DA PAREDE

Neste ponto analisam-se os registos de deformações apresentados pelos LVDT's 31, (29), 28 e (55). Estes têm um comprimento de 1.30 m da parede, apenas não contabilizando as deformações nos 25 cm superiores da primeira fiada de blocos e nos 25cm inferiores da ultima fiada de blocos.

Na figura 5.8 apresenta-se de novo o esquema dos LVDT's montados para o ensaio à compressão da parede R1, na qual se diferenciam a vermelho os verticais 31, (29), 28 (55), alvo de estudo neste ponto.

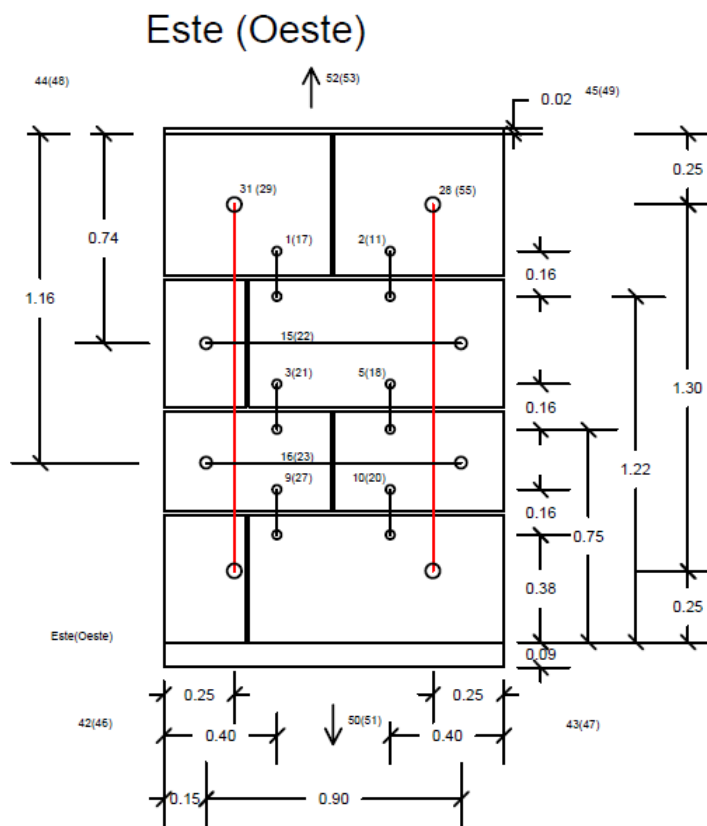


Fig.5.8 – Esquema dos LVDT's para ensaio de compressão de R1



As deformações máximas registadas têm o valor de -6.24mm, -2.62mm, -5.72mm e -3.05mm, respectivamente para os LVDT's 31, (29), 28 e (55). Tal como se verificou para no estudo das juntas horizontais, os resultados obtidos sugerem excentricidade na aplicação da carga e na distribuição dos esforços pela parede. Existe uma certa flexão da parede, no sentido do alçado Oeste para o alçado Este.

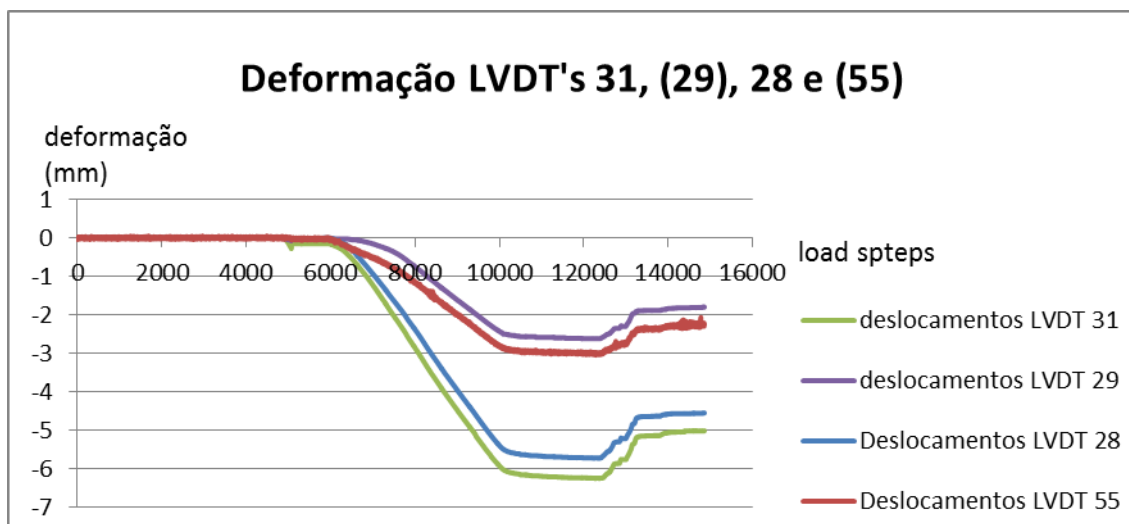


Fig.5.9 – Deformações LVDT's 31 e (29), 28 e (55)

Estes LVDT's 31, (29), 28 e (55) integram as deformações das 3 juntas horizontais e de grande parte dos blocos, pelo que se pode associar estas deformações ao comportamento da parede, embora com um certo ajuste. Pode ser estudado o comportamento dos blocos retirando a deformação das juntas e a partir deste comportamento extrapolamos os 50 cm de parede em que estes LVDT's não medem as deformações, para podermos estimar a rigidez global média experimental da parede R1.

A deformação máxima média destes LVDTs foi de 4.4075 mm e a deformação média nas juntas horizontais 1, 2 e 3 (numerando do topo para a base da parede) foi respectivamente de 1.79mm, 0.96mm e 0.98 mm (excluindo a contribuição do LVDT 9). A deformação a considerar para estimar a rigidez dos blocos de pedra será então de 0.6775 mm, aos 1.30 m de comprimento dos LVDT's retiram-se 0.045 m (altura das 3 juntas). De forma análoga ao cálculo da rigidez experimental da argamassa na secção anterior, estimou-se um módulo de elasticidade experimental médio para os blocos de 13.68 GPa. Valor surpreendentemente baixo, uma vez que nas simulações numéricas realizadas o bloco de pedra padrão 1 tinha uma rigidez de 20 GPa (ver tabela 4.1).

Extrapolando o valor obtido pelos blocos para os 50 cm de parede não contabilizados pelos LVDT's temos então uma deformação total de 4.977 mm, num comprimento total de parede de aproximadamente 1.80m. A rigidez experimental média da parede R1 tem o valor de 2.67 GPa.

Valor inferior ao obtido através das simulações numéricas em condições padrão 1, ainda que a rigidez dos blocos usados na construção da parede R1 para o ensaio de compressão seja inferior à calibrada para as simulações numéricas nessas condições. Tal como seria de esperar, por estas paredes apresentarem um comportamento tensão-extensão com aspecto linear, os resultados das simulações numéricas com uma calibração dos materiais correspondente aos valores desta parede, mostram uma rigidez semelhante.

Na figura 5.10 pode-se observar o gráfico de comportamento material na vertical, tensão – extensão, da parede R1 obtido a partir dos valores de deformação máximos registados pelos LVDT's 31, (29), 28 e (55) no ensaio de compressão vertical realizado.

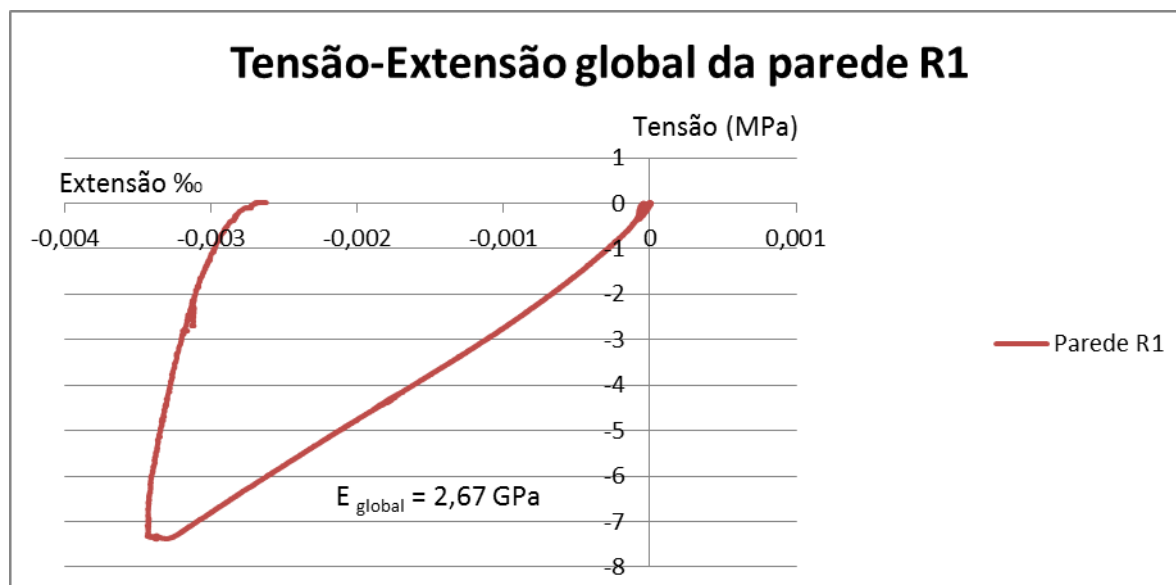


Fig. 5.10 – Comportamento material médio global da parede R1

Através da análise do gráfico da figura 5.10, percebe-se que existe uma grande deformação residual, o aspecto quase linear na fase de carregamento sugere então que o regime de carregamento desta parede é linear plástico.

A fase de descarga mostra claramente que este tipo de paredes **não tem um regime elástico** semelhante ao do aço, no qual a descarga linear (*pre-yielding*) se faz paralelamente ao carregamento, segundo a Lei de Hooke. Pelo contrário estas paredes têm um comportamento bastante plástico.

#### 5.4. ESTUDO DA DEFORMAÇÃO HORIZONTAL DA PAREDE

Neste subcapítulo faz-se a análise da deformação horizontal da parede R1 sob carregamento de compressão vertical, deformação esta que foi registada pelos LVDT's 15, (22), 16 e (23), representados a vermelho na figura 5.11. Nesta figura encontra-se ilustrado o esquema de montagem dos LVDT's na parede R1 para o ensaio experimental realizado.

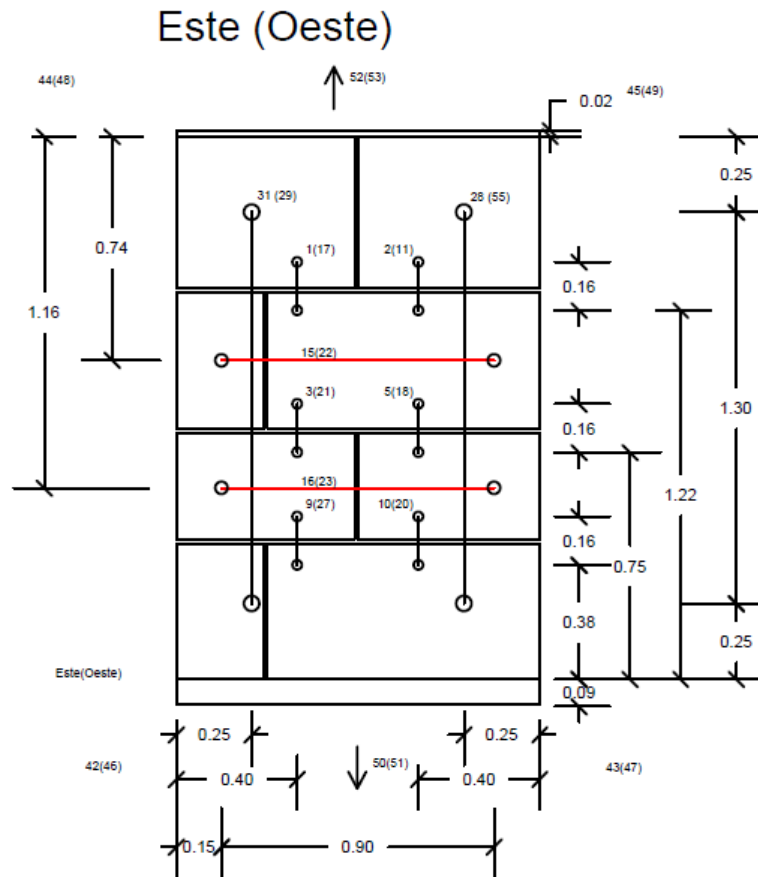


Fig. 5.11 – Esquema dos LVDT's para ensaio de compressão de R1

A evolução da deformação registada pelos LVDT's 15, (22), 16 e (23) segundo o carregamento imposto está ilustrada no gráfico da figura 5.12.

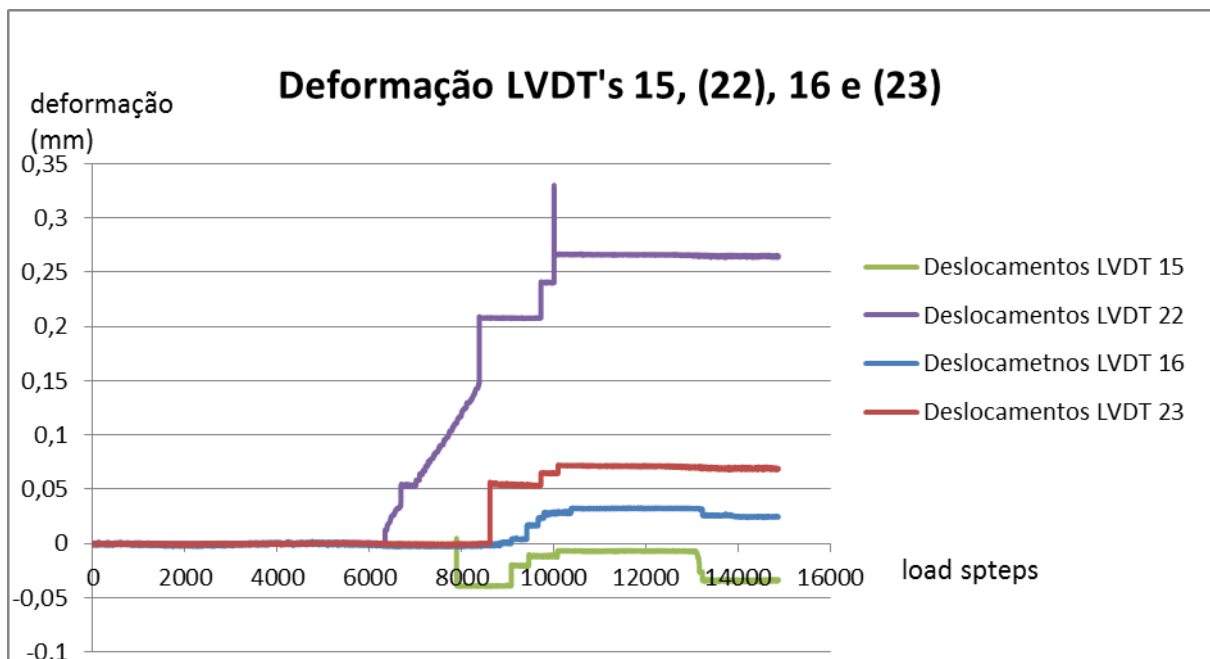


Fig. 5.12 – Deformações LVDT's 15 e (22), 16 e (23)

Os valores máximos de deformação registados pelos LVDT's 15, (22), 16 e (23) são respectivamente  $-0.04$  e  $+0.33$  mm,  $+0.03$ mm e  $+0.07$ mm.

Seria de esperar que sendo afectada por uma carga vertical de compressão a deformação na horizontal fosse de tracção (positiva), o que não acontece para o LVDT 15.

Facto que poderia ser explicado pela flexão no sentido do alçado Oeste para o alçado Este na direcção horizontal devido a excentricidades no carregamento, uma vez que os valores de deformação de tracção são maiores no alçado oeste e esta flexão poderia levar o alçado oeste a comprimir, o que não parece ser verosímil. Seria, no entanto, uma situação semelhante à observada nos LVDT's verticais, mas noutra direcção.

Outra possível explicação, seria a ocorrência de algum erro relacionado com a montagem ou funcionamento destes LVDT's, porque os registos do LVDT 22 têm um aspecto um pouco fora do comum não correspondendo a uma função unívoca, uma vez que para o mesmo momento temporal (eixo xx) se apresentam vários valores, entre eles o máximo referido. Talvez este erro possa estar relacionado com a sensibilidade dos aparelhos.

# 6

## SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM REGIME NÃO-LINEAR

### 6.1. INTRODUÇÃO

Relembra-se que o objectivo principal das simulações numéricas deste trabalho passa pela avaliação da relação entre a rigidez e a resistência de uma alvenaria de pedra e as correspondentes características da argamassa e da pedra que a constituem.

Particularmente neste capítulo pretende-se dar um contributo para um melhor entendimento dos fenómenos envolvidos no funcionamento interno deste tipo de estruturas e dos relacionados com as transferências de carga resultantes da forma como os componentes destas paredes interagem e participam na resposta final destas alvenarias de pedra granítica de um pano. Nomeadamente, procura-se explicar a tão baixa rigidez e resistência de paredes constituídas pela assemblagem de grandes blocos com boas características mecânicas.

Neste capítulo 6 apresenta-se a análise não linear levada a cabo por simulação numérica de paredes de alvenaria de pedra de um pano, uma de geometria regular (R1), uma parcialmente regular (PR1) e uma irregular (IR6). O presente capítulo foi dividido em 5 subcapítulos, no presente subcapítulo apresenta-se a introdução, segue-se o subcapítulo 6.2 onde se analisam as deformadas das paredes, na subcapítulo 6.3 faz-se uma análise de dano e no 6.4 estuda-se a distribuição de tensões nas paredes. Finalmente, o subcapítulo 6.5 destina-se às conclusões do capítulo 6.

Tendo em conta os objectivos propostos foram simuladas as paredes, cujas características foram calibradas por ensaios realizados anteriormente pelo LESE. A geometria destas paredes foi obtida através de fotografias de paredes construídas pelo LESE para serem ensaiadas.

A modelação numérica em regime não linear foi realizada através de um modelo de comportamento originalmente criado pelo professor Rui Faria (Faria et al (1993)). Este modelo foi concebido para o estudo não linear de grandes massas de betão e foi então calibrado pelo LESE de modo a poder ser utilizado para a análise não linear de pedras ou alvenarias de pedra.

Tal como na análise linear, esta análise não linear recorre à proposta geral de elementos finitos baseada no código computacional do *software Cast3m*, formalmente conhecido como *CASTEM 2000*.

Os alçados das paredes foram simulados em estado plano de tensão; consideraram-se dois elementos distintos e definidos individualmente: a pedra e a argamassa.

No que diz respeito ao carregamento, em primeiro lugar começa a actuar o peso próprio, sendo aplicado de forma faseada em cinco passos de carga. Depois de todo o peso próprio estar a actuar sob

a estrutura, começam-se a impor incrementos de 2mm de deslocamento por cada passo de carga. O número de passos estende-se até valores que levam a estrutura à rotura.

O modelo de comportamento não linear calibrado pelo LESE com base em resultados experimentais, para cada um dos materiais, está ilustrado nas figuras 55 e 56, respectivamente para as pedras e para a argamassa.

Estes gráficos foram criados a partir de um elemento cúbico de aresta 1m que foi simulado com as características mecânicas de cada um dos elementos, isoladamente, como se todo o cubo fosse constituído homogeneamente por um material com essas propriedades.

Este gráfico ilustrativo do comportamento da pedra (figura 6.1) revela, naturalmente, a sua fraca resistência à tracção e realça as boas propriedades face à compressão, bem como a rigidez de média qualidade. No eixo dos yy variam as tensões nessa mesma direcção, SMYY (parte positiva de tracção e negativa de compressão) e no eixo dos xx variam as extensões do material (EXT). O Valor da resistência à compressão das pedras foi fixado em aproximadamente 60 MPa, o módulo de elasticidade em 26 GPa. A calibração das características dos materiais é baseada principalmente na definição de pontos do gráfico tensão-extensão, definindo o pós-pico em tracção e compressão (neste caso por exemplo para as características de resistência à compressão (EXT1 = -0.0038; STR1 = -60.0E6) (EXT2 = -0.00716; STR2 = -50.0E6) entre outros), tendo ainda valores que definem inclinações tal como a rigidez.

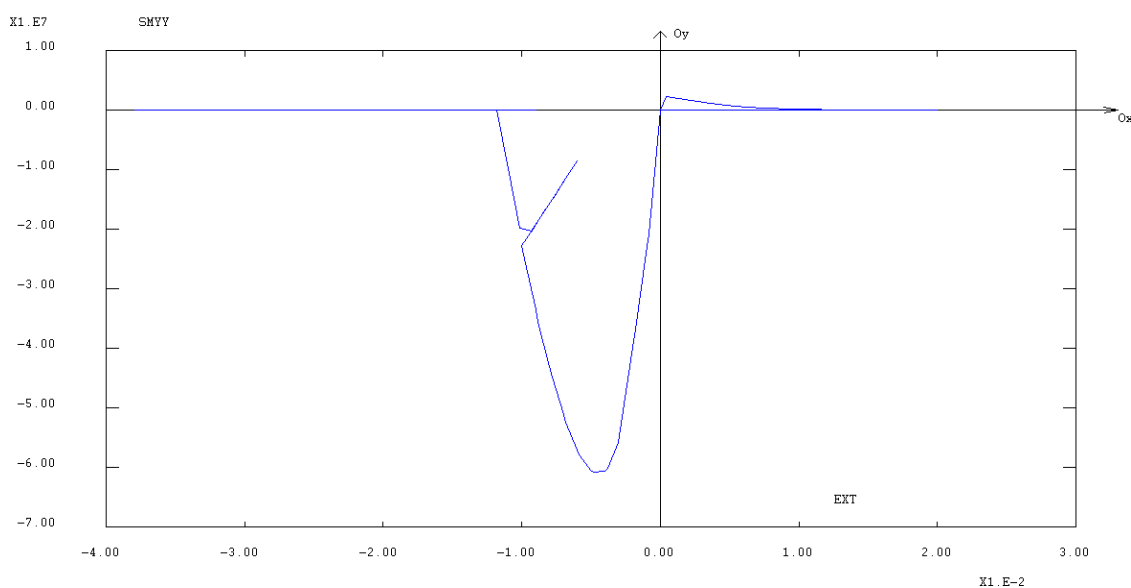


Fig. 6.1 – Comportamento não linear, modelo das pedras

A figura 6.2 representa o modelo de comportamento não linear para a argamassa calibrado pelo LESE a partir de ensaios realizados.

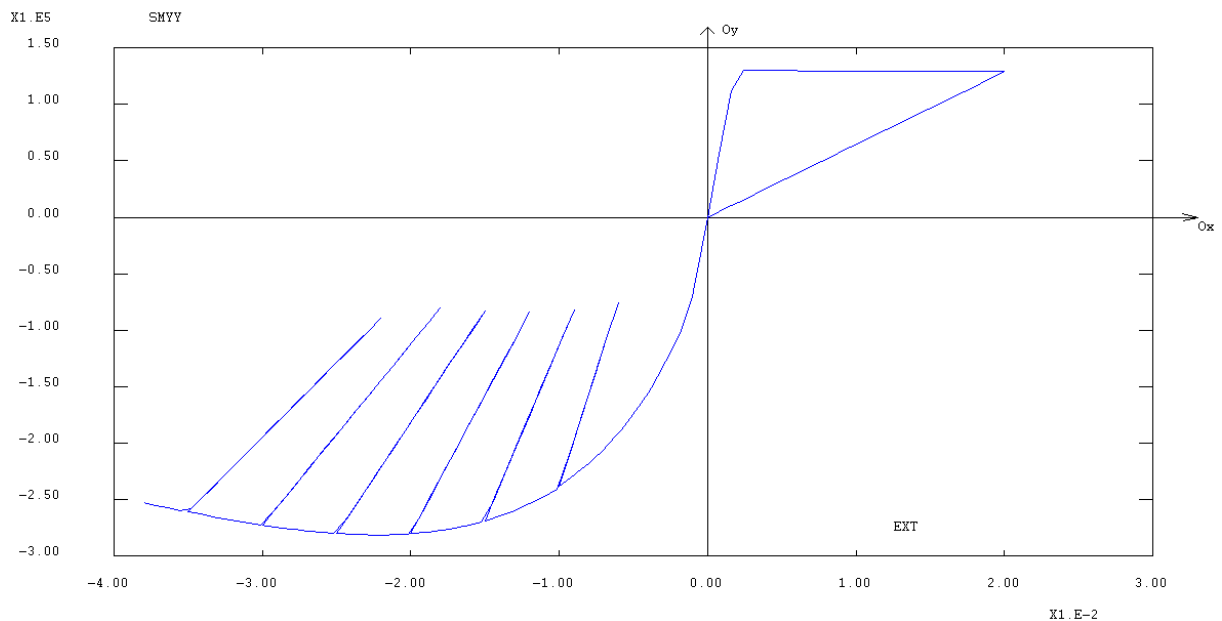


Fig. 6.2 – Comportamento não linear, modelo da argamassa calibrada no LESE

Relativamente à argamassa, não só a rigidez é baixa, 70 MPa, como a sua resistência à compressão também; é apenas de 280 kPa para uma extensão de 0.02%.

Numa situação real, após o esmagamento da junta de argamassa, as pedras (no presente caso dotadas de melhores propriedades mecânicas do que a argamassa, nomeadamente maior resistência à compressão) entrariam em contacto, transmitindo de forma “directa” as cargas aplicadas no topo da parede. No entanto, este funcionamento não pode ser simulado pelo modelo numérico utilizado (válido no campo das pequenas deformações e de carácter não adaptativo), sendo extremamente complexo simular o esmagamento das juntas seguido de transmissão de tensões por pontos de contacto das pedras, e que se espalharia, sucessivamente, por superfícies maiores. Assim, no modelo actual as juntas horizontais limitam o comportamento da parede à lei de comportamento da argamassa, dando-se o colapso da parede quando a argamassa esmaga à compressão.

Para ultrapassar este problema, alterou-se a lei de comportamento atribuído à argamassa. A rigidez, coeficiente de Poisson, peso volúmico e as características de resistência à tracção foram mantidas. No entanto, as características de resistência à compressão foram mudadas de modo a assegurar, em permanência, a transferência de carga às pedras através da argamassa das juntas; a fase linear elástica da argamassa foi prolongada para valores de tensão superiores à resistência de compressão das pedras, assegurando que a argamassa mantém-se como elemento de transmissão de cargas.

Desta forma, o comportamento não linear da argamassa alterada é o presente na figura 6.3.

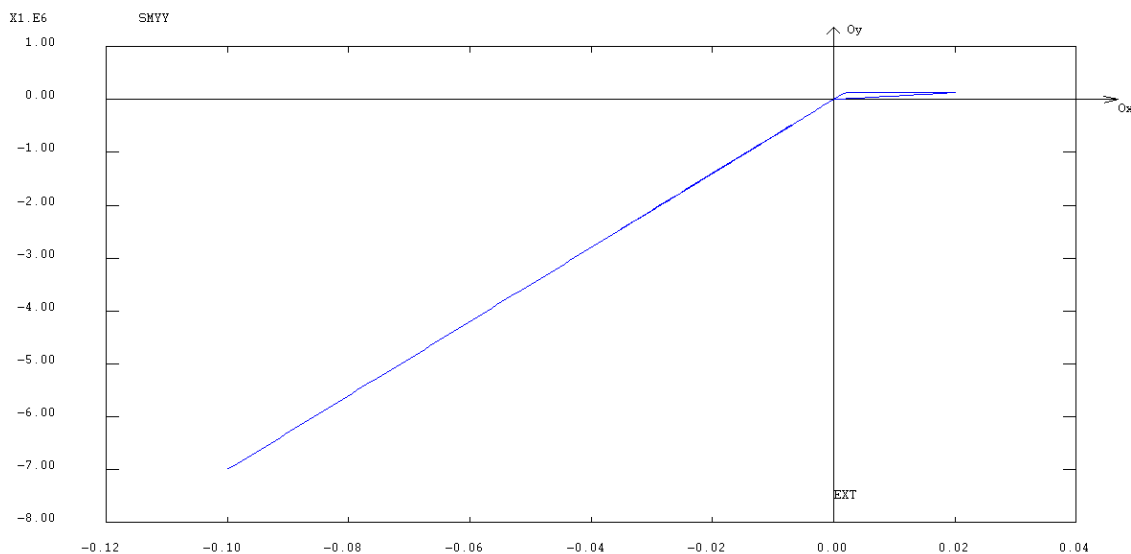


Fig. 6.3 – Comportamento não linear, modelo da argamassa alterada para a simulação não linear

Após a simulação ter sido efectuada, agruparam-se os resultados de todas as paredes para serem comparados e discutidos. Esta análise foi subdividida em campos de análise diferente, sendo o primeiro referente às deformações. Seguem-se depois as análises ao dano nas paredes e, finalmente, às tensões instaladas.

## 6.2. CAMPO DE DEFORMAÇÕES

Os resultados relativos ao campo de deformações devolvidos pelo programa de cálculo, após simulação numérica em regime de comportamento não linear, são as deformadas das paredes e os deslocamentos máximos, positivos e negativos nas direcções xx e yy. A tabela 6.1 agrupa o valor desses deslocamentos, juntamente com a iteração em que perdeu a convergência e a força de compressão máxima imposta à parede.

Tabela 6.1 – Deformações e forças máximas – Análise não linear

Parede	Força actuante (kN)	Deformações máximas (mm)				Iteração
		xx(+)	xx(-)	yy(+)	yy(-)	
R1	17.583,0	0,6865	0,5526	0,0000	36,7350	23
PR1	1.730,0	1,2183	-0,7014	0,0000	8,1633	9
IR6	2.269,1	1,3653	-2,2003	0,0000	14,2950	12

Os diferentes deslocamentos máximos atingidos na direcção yy (vertical descendente, negativa), que é a direcção na qual foram impostos deslocamentos, prendem-se com o passo do processo iterativo em que este algoritmo deixou de convergir. A parede R1 conseguiu ter uma deformação na direcção da aplicação da carga de 36.7350 mm até à iteração 23, a última iteração em que o modelo convergiu.

Nas simulações das paredes PR1 e IR6 o algoritmo não convergiu para passos de carga muito menores, atingindo na direcção yy, no sentido da carga actuante, respectivamente 8.1633 mm no passo de carga 9 e 14.295 mm no passo de carga 12.



Esta diferença no passo de carga máximo convergente terá sido influenciada pela distribuição e transferência de tensões, uma vez que as características mecânicas dos materiais e o carregamento são iguais apenas mudando a geometria dos materiais das paredes; o processo pára assim que o algoritmo do modelo não consiga atingir a convergência.

Uma vez que a única diferença entre as paredes é a geometria, esta parece revelar-se decisiva na distribuição dos esforços. Nas paredes com menos regularidade geométrica os esforços tendem a concentrar-se em certas zonas, mesmo para níveis de carga baixos. Esta concentração de tensões leva a pequenas roturas locais nos blocos ou na argamassa. Estes pequenos danos, apesar de não serem causadores do colapso das paredes num sistema real, resultam em problemas de convergência do algoritmo, ou no modelo utilizados para simular o comportamento não linear destas alvenarias de pedra de um pano.

A partir das deformações máximas e da força aplicada na última iteração convergente de cada parede pode-se estimar a sua rigidez. Para o cálculo da tensão utilizaram-se as áreas de secção da face superior de cada parede (onde se distribuiu uniformemente a tensão aplicada) e o valor da carga actuante (tabela 21). A secção da face superior da parede R1 é de  $1.20 \times 0.28 \text{ m}^2$  e a secção da face superior das paredes PR1 e IR6 é de  $1.20 \times 0.30 \text{ m}^2$ . Para o cálculo das extensões utilizaram-se as deformações obtidas na simulação (tabela21) e a altura total das paredes. A altura da parede R1 é de 1.80m, a altura da parede PR1 é de 1.82 e a altura da parede IR6 é de 1.82m.

A rigidez global estimada, para estes valores obtidos na análise não linear, estão organizados na tabela 6.2:

Tabela 6.2 – Estimação da rigidez a partir da deformação

Parede	Tensão actuante (-yy) [MPa]	Extensão (%0)	Rigidez [GPa]
R1	52,3	0,0205	2,56
PR1	4,8	0,0045	1,07
IR6	6,3	0,0079	0,80

Esta diferença de rigidez deve-se à influência de geometria na resposta estrutural da parede, uma vez que as propriedades mecânicas atribuídas aos materiais foram iguais em todas as simulações apresentadas.

A partir dos deslocamentos e da força aplicada traçaram-se as curvas tensão extensão das paredes, o gráfico do comportamento material das paredes é o ilustrado na figura 6.4. As extensões e tensões obtidas a partir da simulação com o modelo de comportamento não linear são bastante inferiores às que se espera que conduzam as paredes à rotura, correspondendo apenas a uma fase inicial de carregamento, que se verifica praticamente linear.

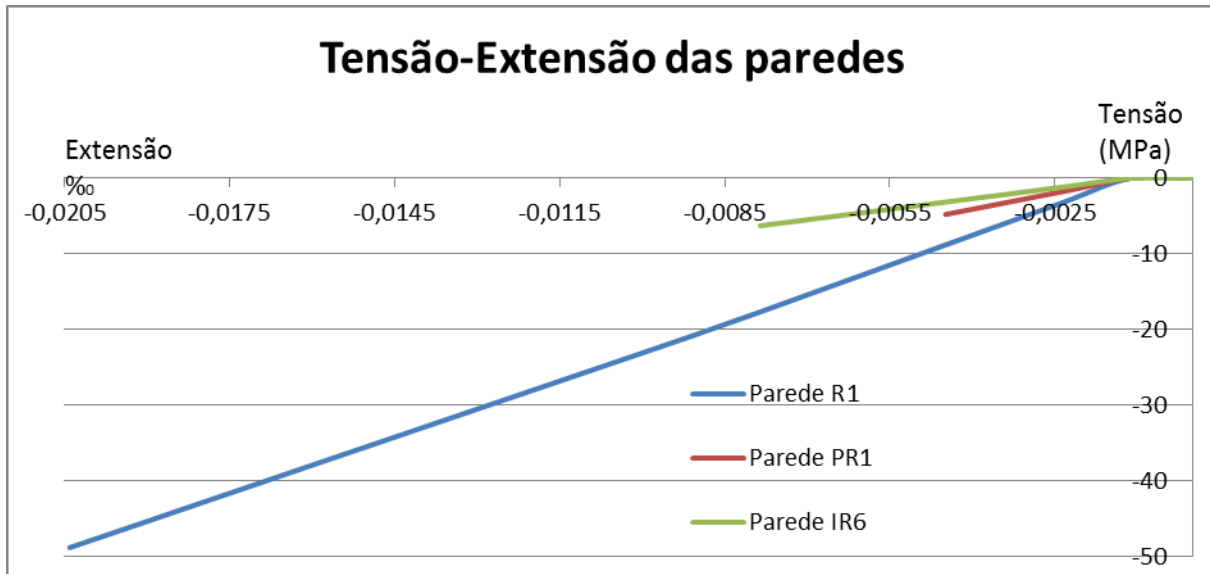


Fig. 6.4 – Gráfico Tensão-Extensão das paredes, análise não-linear

Juntamente com as deformadas, os deslocamentos máximos podem servir para tirar algumas conclusões. As deformadas que podem observar na figura 6.5 dizem respeito a passos de carga diferentes e mostram a deformada para a última iteração convergente de cada parede. Relativamente à amplitude das deformadas na figura, tomaram-se valores distintos para as diferentes paredes, de modo a ser mais perceptível a deformada. O valor da amplitude em que está representada a deformada de cada parede encontra-se em legenda, por cima de cada parede na figura que se segue.

Na figura 6.5 apresentam-se as deformadas obtidas para as três paredes simuladas no regime não linear anteriormente descrito.

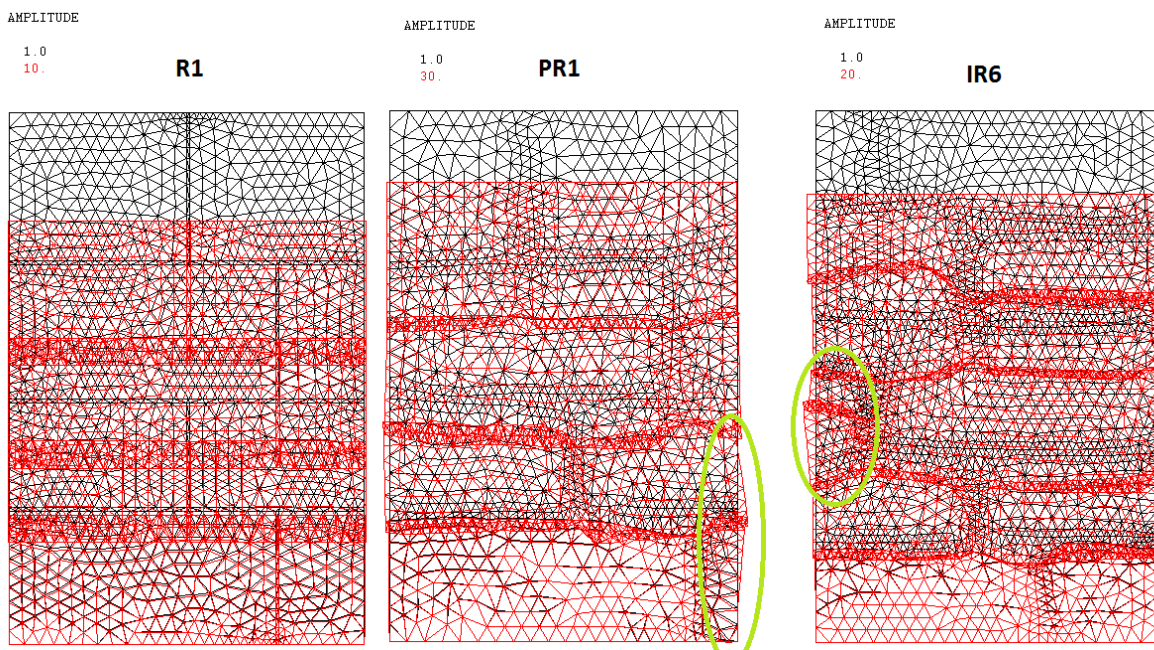


Fig. 6.5 – Deformadas das paredes simuladas

Estas deformadas por dizerem respeito a passos de carregamento diferentes não podem ser directamente comparáveis, mas servem para fornecer uma ideia do esquema de deformação de cada uma das paredes.

A parede R1 tem a sua deformação quase toda na direcção vertical (eixo yy), tendo para os deslocamentos na horizontal, valores inferiores a 1mm para tensões actuantes muito superiores às das outras paredes. A distribuição da deformação apresenta-se muito mais regular do que nas paredes PR1 e IR6, mesmo tendo uma tensão actuante muito maior. A partir das deformadas já se observa que as paredes de geometria perfeitamente regular apresentam um comportamento estrutural completamente distinto das menos regulares.

A razão pela qual as deformações são menores nos blocos inferiores é porque estes estão definidos como encastrados na base, tendo então o seu deslocamento impedido, além disso a grande maioria da deformação é sofrida pela argamassa das juntas e como os blocos são muito menos deformáveis a deformada da última fiada de blocos é praticamente nula.

A maior deformação, tal como observado na análise linear dos modos de vibração, ocorre quase sempre nas juntas. Facto justificável face à muito baixa rigidez da argamassa que a compõe, quando comparada com os elementos de pedra, muito menos deformáveis. A argamassa acaba por sofrer esmagamento quando comprimida e deforma-se bastante em zonas de tracção mantendo os blocos praticamente indeformáveis. As deformadas das paredes PR1 e IR6 mostram que os blocos de menor dimensão sofreram pequenas translações e são alvo de rotação, tal como é assinalado na figura 6.5.

As paredes PR1 e IR6 apresentam uma maior tendência para a deformação horizontal, uma vez que deformaram mais nessa direcção do que a R1 para menores níveis de carga. Parece contribuir para essa tendência o facto de alguns blocos “deslizarem” no sentido de saírem da parede, esta particularidade observa-se principalmente nos blocos de pedra com menores dimensões.

Através das deformadas podemos ter uma ideia de como ocorre a deformação para as paredes, algo que juntamente com a leitura do dano e com os campos de tensões poderá dar boas indicações sobre a transferência interna de tensões para este tipo de paredes (alvenarias de pedra de um pano).

Com o objectivo de comparar directamente o comportamento das paredes, analisaram-se as tensões actuantes no passo de carga 9, correspondente a uma deformação de aproximadamente 8 mm.

Para a mesma deformação as paredes apresentaram diferentes tensões actuantes. A parede R1 estava sob o efeito de uma tensão de 9.6 MPa, a parede PR1 4.8 MPa e a parede IR6 apenas 3.2 MPa. Relativamente à resposta estrutural, deformabilidade e rigidez as conclusões por comparação no mesmo passo de carga são semelhantes às retiradas para a iteração máxima convergente.

Os resultados obtidos nesta fase da análise não linear, revelam que a regularidade geométrica está associada a uma distribuição mais uniforme das deformações (menor deformabilidade e maior rigidez).

### **6.3. ANÁLISE DO DANO**

Nesta secção é estudada a evolução do dano nas paredes, de modo a tentar entender os processos de transferência de cargas entre os elementos da parede e ter uma ideia dos mecanismos de rotura.

Começando pela R1, o algoritmo do modelo de análise não linear utilizado para esta parede deixou de convergir na iteração 24, pelo que temos apenas valores válidos até à iteração 23.

Recuando até à iteração 14, para a qual o dano por compressão é ainda nulo (importante relembrar que a fase de comportamento linear da argamassa foi aumentada para valores de tensão de compressão superiores aos da resistência à compressão da pedra), aparecem já zonas de dano por tracção de 0.87 nas extremidades dos blocos e nas juntas verticais os valores do dano variam entre 0.50 e 0.75.

Na figura 6.6 apresentam-se as iterações 14 e 16 do carregamento da parede R1 em análise de comportamento não linear.

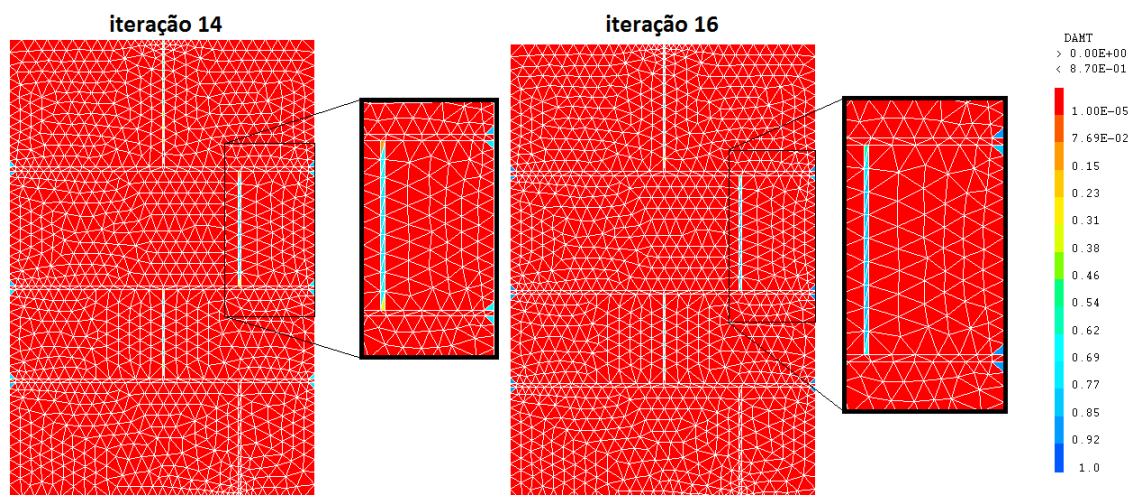


Fig. 6.6 – Evolução do dano por tracção da iteração 14 à 16 na parede R1

As primeiras zonas críticas em termos de dano são os vértices exteriores dos blocos e as 3 juntas verticais superiores; a junta vertical inferior não sofre tão cedo a influência das tensões de tracção por se encontrar impedida de se deslocar na base. A acumulação de tensões nos vértices exteriores dos blocos deve-se a um fenómeno de interacção argamassa da junta e bloco. A argamassa, muito mais deformável do que a pedra, ao comprimir na vertical expande na horizontal (por efeito de Poisson), provocando tensões nos blocos e acumulação de tensão nas extremidades livres dos blocos.

Entre as iterações 14 e 16 as zonas críticas são mantidas, evoluindo apenas o valor do dano; o máximo dano (extremidades das paredes) evolui de 0.87 para 0.927 aproximadamente. Nas juntas verticais observa-se, para além do aumento da intensidade do dano, uma propagação do dano por tracção pela extensão das juntas que inicialmente têm o dano concentrado no seu centro.

Na iteração 19 começa a surgir dano no bloco b2 (numeração dos blocos nas figuras 4.2, 4.3 e 4.4 no capítulo 4), denota-se uma propagação do dano de tracção das juntas verticais para os blocos de pedra circundantes. Continua a haver dano nulo por compressão.

Na iteração 20, o dano no bloco b2 atinge valores superiores a 0.5 e surgem danos por tracção no bloco b3. Os pontos mais críticos de dano começam a alastrar-se e atingem já valores na ordem dos 0.98. Nesta iteração atinge-se uma deformação por compressão de 28.571 mm e surgem os primeiros danos por compressão na parede R1.

A figura 6.7 ilustra o dano por tracção nas iterações 19 e 20, numa escala comum.

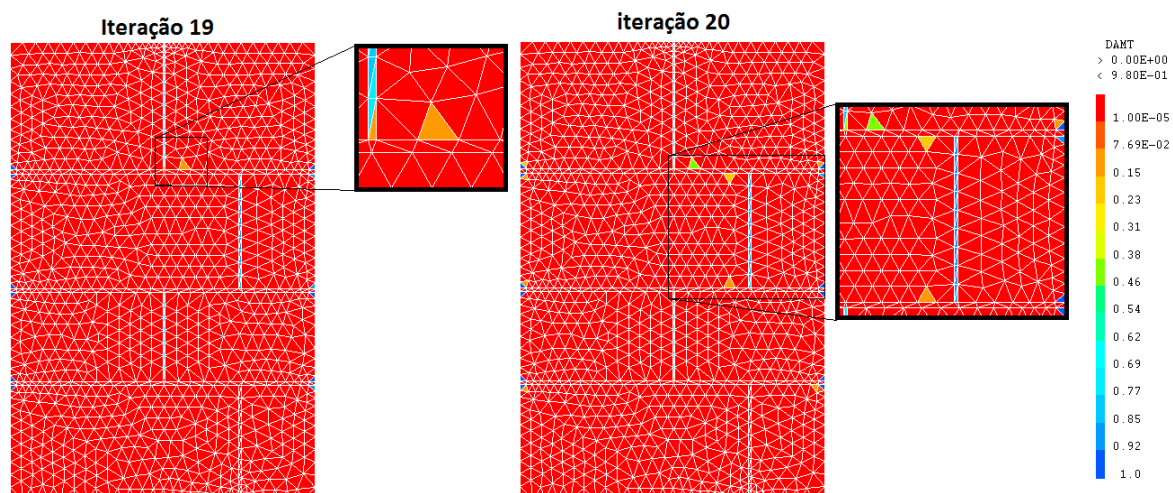


Fig. 6.7 – Evolução do dano por tracção da iteração 19 à 20 na parede R1

No pormenor da iteração 19 na imagem da figura 6.7, evidencia-se o aparecimento de dano por tracção no bloco b2. No pormenor ilustrado da iteração 20 pode observar-se a propagação do dano de tracção nas juntas e nas extremidades dos blocos (zonas mais críticas) juntamente com o aumento do dano máximo; observa-se também o aumento de intensidade do dano por tracção em b2 e o surgimento de dois pontos de concentração de tensão de tracção no bloco b3.

Na figura 6.8 ilustram-se os danos por tracção na parede R1 nas iterações 21 e 22.

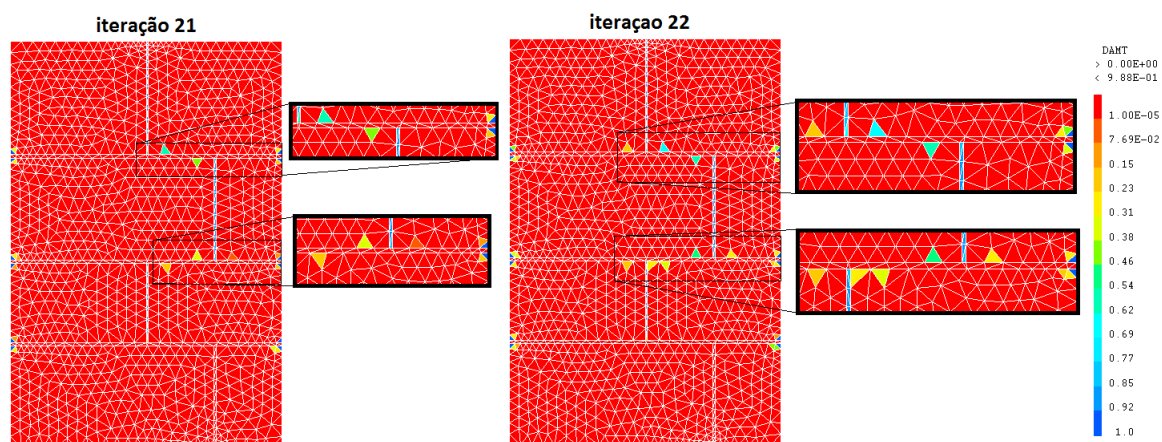


Fig. 6.8 – Evolução do dano por tracção da iteração 21 à 22 na parede R1

Na iteração 21 surgem danos por tracção nos blocos b4 e b6, como se evidencia nos pormenores da figura 6.8. A intensidade dos danos nos blocos b2 e b3 aumenta e observa-se propagação dos danos por tracção nos vértices exteriores dos blocos.

Na iteração 22 surgem também danos no bloco b5 e os danos por tracção no bloco b6 alastram-se bem como nas extremidades exteriores dos blocos. O máximo de dano nesta iteração tem o valor aproximado de 0.99, este valor verifica-se nas extremidades dos blocos e nas juntas verticais nomeadamente as duas superiores. A última iteração convergente foi a 23, na qual a deformação vertical atingiu o valor de 36.735 mm.

A rotura na junta 2ª junta vertical é nesta iteração iminente, tal como nos pontos de concentração de tracção nas extremidades exteriores dos blocos.

A figura 6.9 ilustra os danos por compressão e por tracção para a iteração 23.

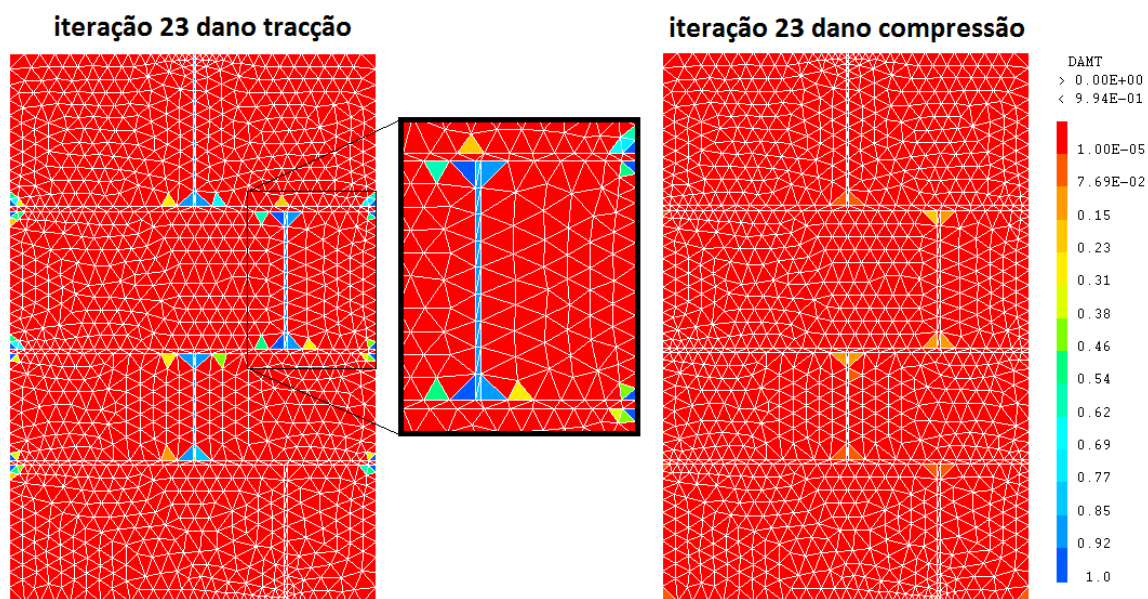


Fig. 6.9 – Danos por tracção (esquerda) e compressão (direita) na iteração 23, na parede R1

Relativamente aos danos por compressão, estes são ainda muito baixos na ordem dos 0.2, dado que ambos os materiais são assumidos como tendo boas características de resistência à compressão o mapa de dano por compressão não revela muita informação relevante e o dano foi nulo até à iteração 20. Apesar da distribuição relativamente uniforme da tensão, existem concentrações de tensão compressiva nos vértices dos blocos adjacentes às juntas verticais bem como alguns pontos da base que tem o seu deslocamento impedido.

O algoritmo deste modelo deixou de convergir para uma fase muito precoce do carregamento da parede, ainda muito longe do colapso. Existem, ainda assim, pontos já com dano muito próximo de 1 (0.99). Estas situações mais críticas são na zona das juntas verticais e nos vértices exteriores dos blocos, zonas a partir das quais se propaga o dano por estas paredes para o interior dos blocos. Embora face ao nível de tensões atingido ainda não se possam observar grandes fissuras nos blocos, pode-se prever a propagação do dano para a sua formação.

Passando agora à análise dos danos na parede PR1. No modelo numérico utilizado, o algoritmo deixou de convergir na iteração 10 para esta parede parcialmente regular, tendo então como iteração máxima convergente o passo de carga 9.

A análise inicia-se na iteração 6, na qual surgem os primeiros danos por tracção, logo com o primeiro incremento do deslocamento imposto, já que nas primeiras 5 iterações se vai introduzindo o peso próprio da estrutura como única carga solicitante da estrutura. A junta vertical entre os blocos b5 e b6 torna-se como a zona crítica de concentração de tensão de tracção, atingindo um máximo dano de 0.86 para uma deformação de apenas 2mm.

Os danos por compressão são nulos nesta iteração e a iteração máxima convergente é atingida sem que os danos por compressão sejam significativos.

Na sétima iteração a parede continua sem evidenciar danos por compressão e a junta vertical entre os blocos b5 e b6 atinge o valor de 0.9523 para o dano. Verifica-se propagação do dano por tracção a partir dos pontos onde este surgiu na iteração 6.

Na figura 6.10 apresentam-se os danos por tracção para os passos de carga 6 e 7:

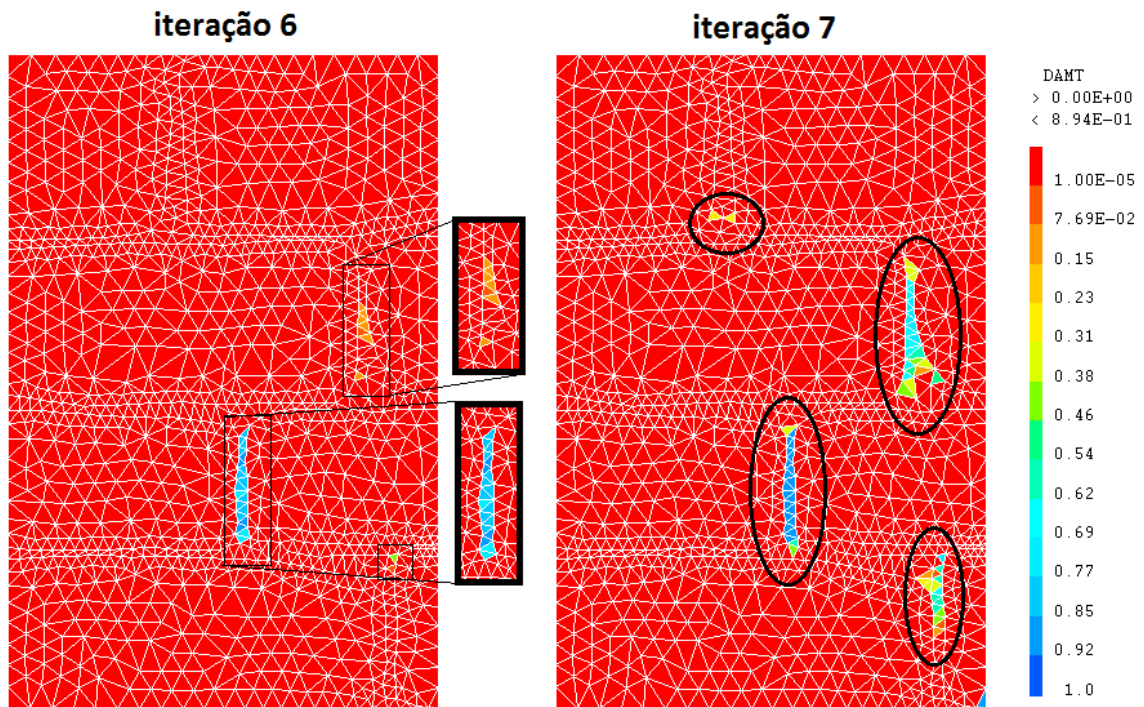


Fig. 6.10 – Danos por tracção nas iterações 6 e 7 na parede PR1

Os pormenores realçados na iteração 6 mostram o surgimento de dano por tracção nas juntas verticais centrais e na inferior. Dano este que se alastra bastante e aumenta de intensidade na passagem da sexta para a sétima iteração, na qual surge também dano por tracção na junta vertical superior e num ponto de concentração de tracção na base, possivelmente devido ao deslocamento impedido.

A figura 6.11 mostra a evolução do dano por tracção nas duas últimas iterações convergentes da parede PR1, as iterações 8 e 9.

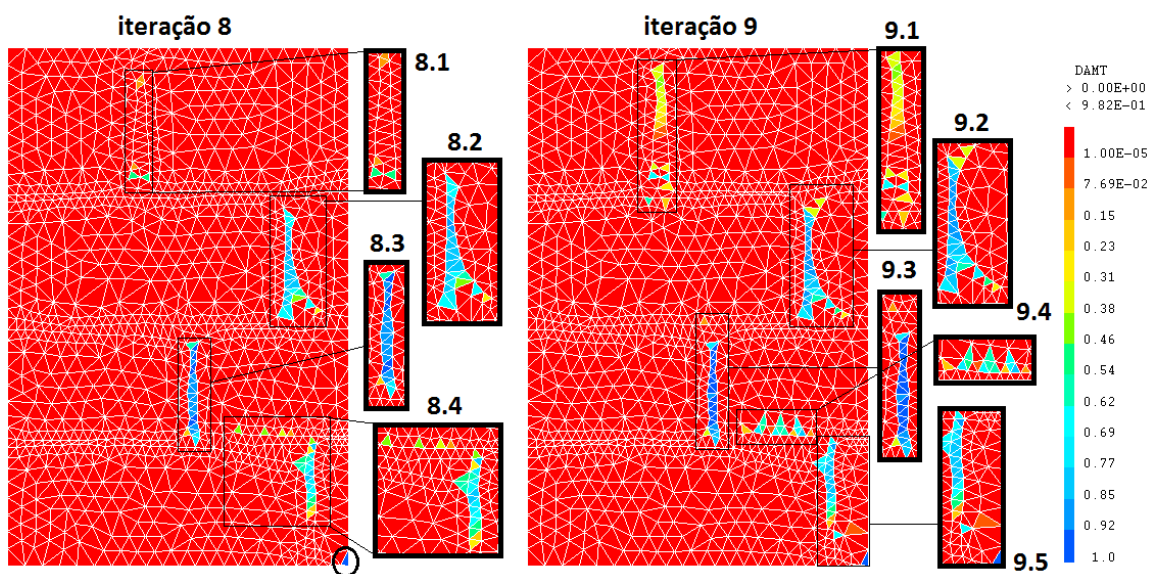


Fig. 6.11 – Danos por tracção nas iterações 8 e 9 na parede PR1

Os pormenores 8.1 e 9.1 ilustram a evolução da intensidade e da propagação dos danos por tracção na junta vertical superior.

Na passagem da sétima para a oitava iteração a intensidade do dano na segunda junta vertical aumentou (8.2), e na nona os danos por tracção foram-se propagando no contorno do bloco b4 (9.2).

Como se observa nos pormenores 8.3 e 9.3 a terceira junta vertical é a zona mais crítica dos danos por tracção na parede PR1, apresentando um máximo de dano de 0.98 e 0.99, respectivamente na oitava e nona iterações. O pormenor 9.3 mostra também o surgimento na nona iteração de dano por tracção no bloco b3.

Na iteração 8 surgem vários pontos de concentração de tensão de tracção no bloco b6, provocando o dano que se observa no pormenor 8.4, e que aumenta de intensidade e se alastra no sentido ascendente da pedra, tal como mostra o pormenor 9.4. Estes danos no bloco b6 mostram o caminho possível da fissuração deste bloco por acumulação de tensões na zona de junta vertical (cuja deformabilidade causa efeito de arco e/ou flexão).

Nos pormenores 8.4 e 9.5 pode-se observar o aumento de intensidade e a propagação dos danos na junta vertical inferior, na figura 9.5 observam-se danos no bloco b8, nomeadamente a o vértice exterior que desde cedo na simulação apresenta uma concentração de tracção.

Tal como aconteceu na análise não linear da parede R1, a paragem precoce do algoritmo do modelo utilizado não deixa que o nível de tensões seja suficiente para provocar o colapso estrutural. Ainda assim, a evolução do dano permite concluir que este surge a partir das zonas de junta vertical. Devido à grande deformabilidade da argamassa, estas juntas verticais provocam tracção nos blocos que se alastra para o interior dos blocos até que conduz à fissuração a partir desta zona também para o interior.

Relativamente à simulação em regime não linear da parede IR6, o algoritmo deixou de convergir na iteração 13. A evolução dos danos por tracção na parede foi acompanhada desde a iteração 6. Na figura 6.12 observam-se os danos por tracção nas iterações 6 e 7:

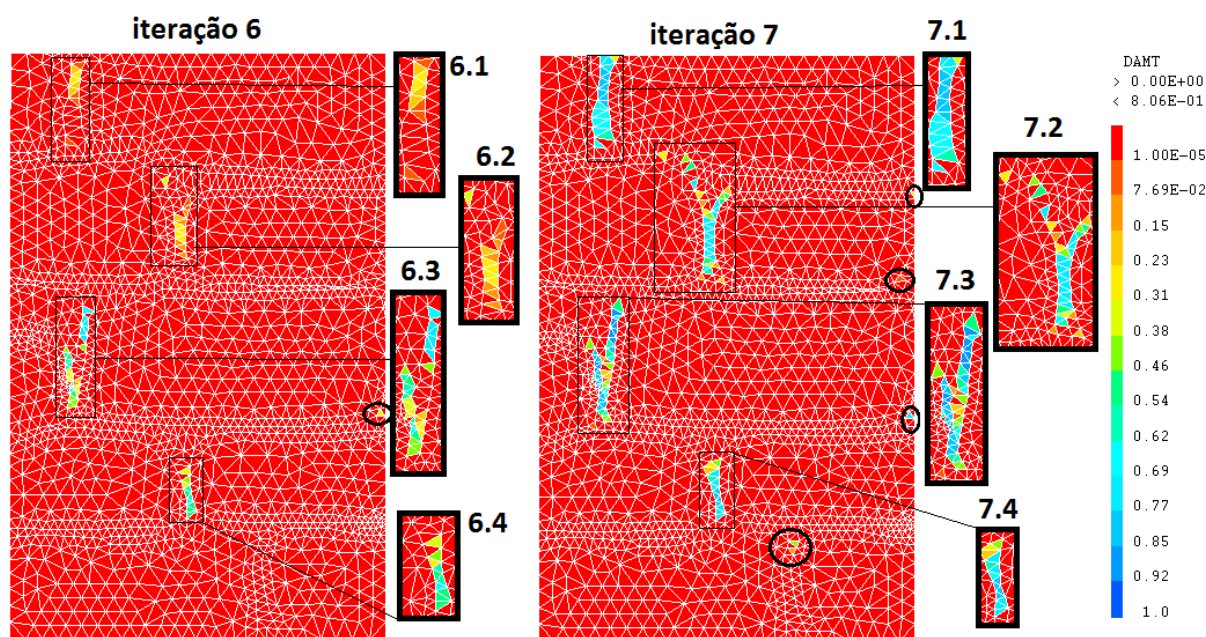


Fig.6.12 – Danos por tracção nas iterações 6 e 7 na parede IR6



Ainda com danos nulos por compressão, verificam-se danos por tracção desde a imposição do primeiro incremento de deslocamento (2mm) na iteração 6. O máximo dano da sexta iteração ronda 0.8 e verifica-se nas terceira e quarta juntas verticais (6.3 e 6.4) que se caracterizam como as zonas mais críticas da parede face à concentração de tracção nestas zonas.

Ainda na iteração 6 verifica-se pelos pormenores 6.1 e 6.2 o surgimento de dano por tracção também nas juntas verticais superiores, este dano que aumenta bastante de intensidade e se propaga no contorno das pedras na passagem para a oitava iteração (7.1 e 7.2).

Este aumento de intensidade e propagação do dano verificou-se também nas 3ª e 4ª juntas verticais, como se pode observar nos pormenores 7.3 e 7.4, respectivamente.

Alguns pontos singulares de concentração de dano por tracção são indicados na figura 65 com círculos, tal como o surgimento na iteração 7 de dano por tracção na junta vertical inferior.

O valor do dano por tracção máximo na sétima iteração é de 0.923.

Na figura 6.13 ilustram-se agora os mapas de dano por tracção referentes às iterações 8 e 9:

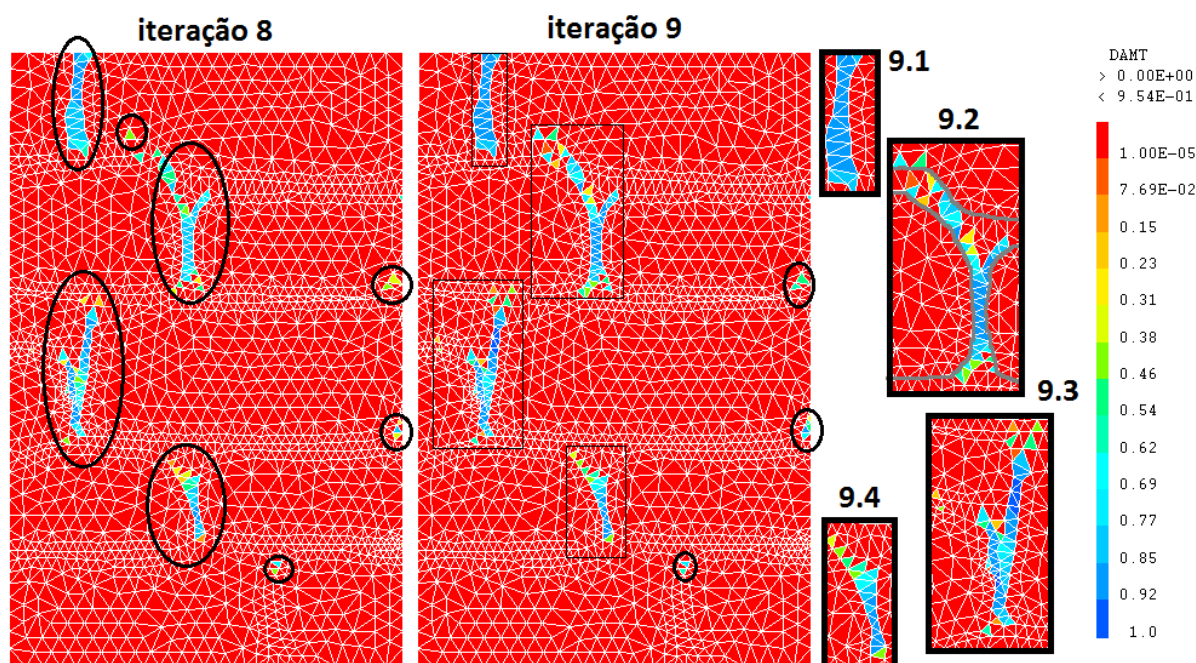


Fig. 6.13 – Danos por tracção nas iterações 8 e 9 na parede IR6

Na zona de junta em que argamassa envolve os blocos b5, b6 e b7, nota-se em ambas as iterações um aumento na intensidade, sendo esta a zona mais crítica de dano por tracção, atingindo um dano de aproximadamente 0.97 na nona iteração. Atento ainda na terceira junta vertical, verifica-se propagação do dano nos contornos dos mencionados blocos b5, b6 e b7 (pormenor 9.3).

Na primeira e quarta juntas denota-se um aumento de intensidade do dano, mas não há alargamento da zona de dano: pormenores 9.1 e 9.4, respectivamente.

Na iteração 8 surge um ponto de concentração de tensão de tracção no bloco b2, (circulo pequeno junto da primeira junta vertical) que aumenta de intensidade e se alastra na nona iteração. Esta evolução observa-se no pormenor 9.2, que apresenta o contorno dos blocos a cinzento para distinguir as pedras da argamassa da segunda junta vertical. Atento ainda ao pormenor 9.2, na argamassa da junta observa-se um aumento da intensidade e a propagação deste no contorno dos blocos.

Outras concentrações pontuais de dano por tracção que também se alastram estão marcadas com pequenos círculos na imagem 6.13.

Na décima iteração continua a ser nulo o dano por compressão na parede IR6. O dano máximo por tracção atinge o valor de 0.975.

A figura 6.14 mostra os mapas de dano por tracção nas iterações 10 e 11.

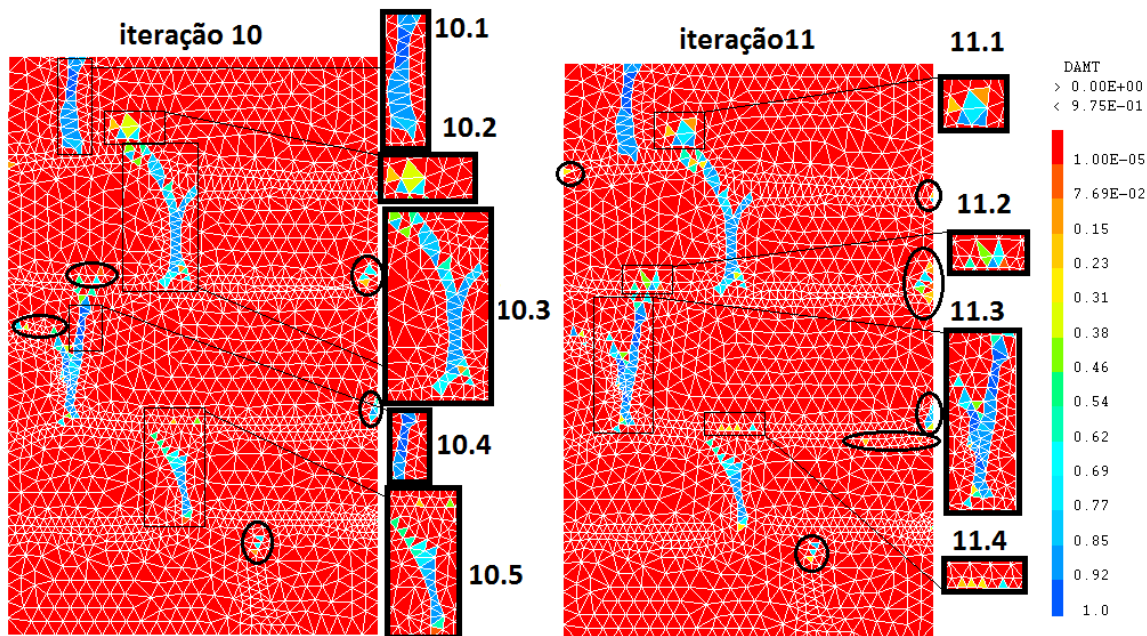


Fig. 6.14 – Danos por tracção nas iterações 10 e 11 na parede IR6

A primeira e a terceira juntas verticais revelam-se como as zonas de concentração de tracção mais críticas, atingindo-se um dano máximo na 11ª iteração de aproximadamente 0.98. Nestas iterações não se revela a expansão do dano da primeira junta vertical, mas o aumento de intensidade é apreciável (10.1). Já a terceira junta vertical, para além do aumento de intensidade, revela uma propagação do dano no contorno dos blocos b5, b6 e b7 (10.4 e 11.3).

Nestas iterações o dano por tracção no bloco b2 alastra-se e aumenta de intensidade, parecendo formar um plano de rotura que culminará na fissuração da saliência deste bloco (10.2 e 11.1).

Na 10ª iteração surgem danos nos blocos de pedra b3 e b5, que estão marcados por circunferências no mapa desta iteração junto à terceira junta vertical, e o pormenor 11.2 da iteração 11 mostra a evolução dos danos no b3. Surgem danos também no bloco b6, que podem ser observados no pormenor 10.5 e que se alargam e aumentam de intensidade na 11ª iteração (11.4).

Ainda atento ao pormenor 10.5, verifica-se a propagação do dano na penúltima junta vertical, que continua na iteração 11.

No pormenor 10.3 mostra-se a propagação dos danos na segunda junta vertical que continua na 11ª iteração juntamente com um aumento do valor do dano.

A última iteração para a qual se obteve convergência foi a 12ª, na qual continuam a não se verificar danos por compressão.

Na iteração 12 o valor máximo do dano é de 0.983, onde as juntas verticais se revelam como zonas críticas e as quatro superiores parecem estar em rotura iminente (“descolando os blocos”).

Formam-se planos de fissuração nos blocos b2, b3, b5, b6 e b9, uns mais evidentes do que outros. O plano mais crítico destes parece ser no bloco b2, cuja parte destacada parece destinada a separar-se do restante corpo do bloco com o crescimento da tensão aplicada.

Na figura 6.15 encontra-se o mapa de danos da última iteração convergente na análise não linear à parede IR6.

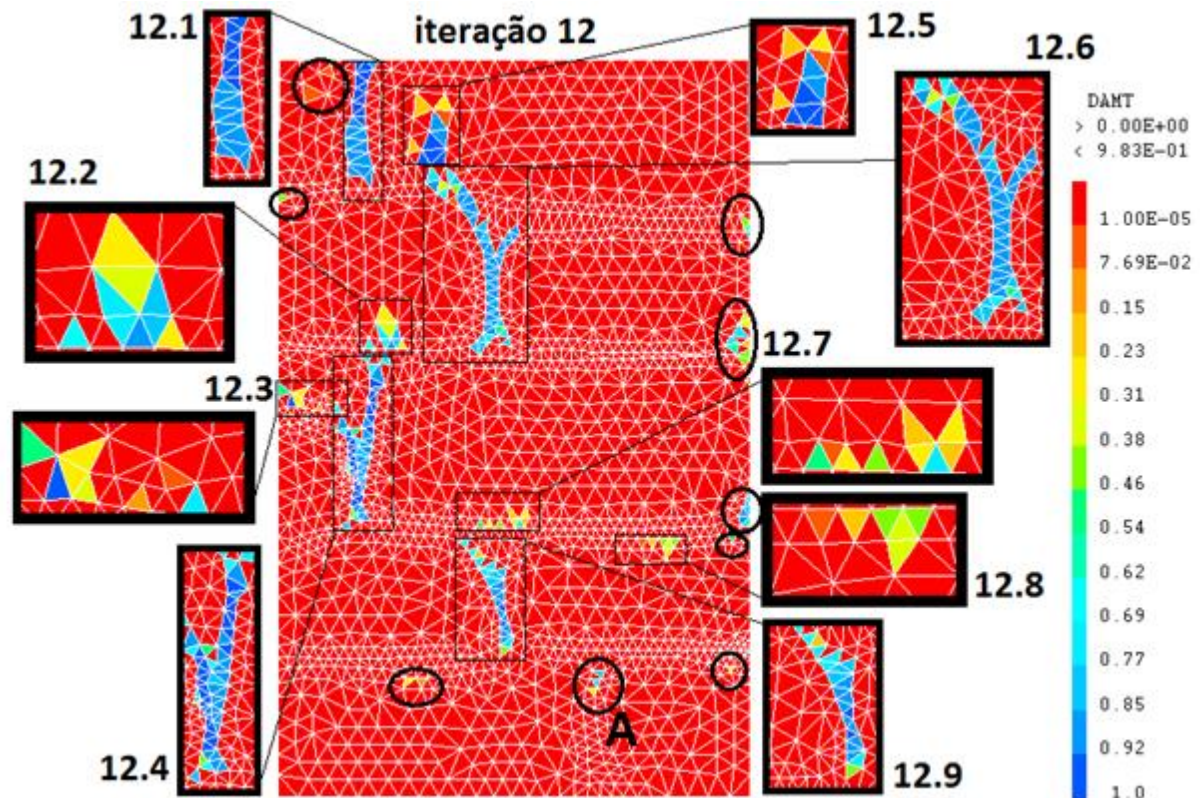


Fig.6.15 – Danos por tracção na iteração 12, parede IR6

No pormenor 12.1 observa-se a primeira junta vertical que tem valores de dano já muito próximos de 1, estando iminente a rotura da junta por tracção, situação semelhante à terceira junta vertical (12.4).

No pormenor 12.2 observa-se a formação de um plano de fissuração no bloco b3, que ainda não se encontra tão crítico como o do bloco b2 (12.5). Danos que surgiram na 8ª iteração e foram se alastrando e aumentando de intensidade.

Na iteração 9 surgiu uma concentração pontual de tensão de tracção no bloco b5, que se foi também alastrando e acumulando mais tensão, apresentando-se como um plano de fissuração típico do “efeito de arco” e/ou flexão (12.3). Associada ao mesmo efeito é a concentração de dano de tracção que se vai alastrando na zona inferior do bloco b6 (12.7).

Nos pormenores 12.6 e 12.9 mostram-se a segunda e quarta juntas verticais que se apresentam como zonas críticas de dano por tracção e continuam a expandir o dano. Assinalada com a circunferência “A” está a evolução do dano na última junta que ainda assim não é muito crítica.

No pormenor 12.8 mostra-se uma concentração de dano por tracção na parte superior do bloco b9. Estão ainda assinalados com circunferências concentrações pontuais de danos nos blocos b1, b10 e b11 e na argamassa, estes últimos que se revelam nas extremidades da parede.

Prevê-se para esta parede a rotura das juntas verticais e esmagamento das juntas horizontais (o esmagamento das juntas horizontais não se observa pelo mapa de dano uma vez que as características de resistência à compressão da argamassa foram melhoradas, por razões anteriormente reveladas no subcapítulo 6.1), bem como a fissuração dos blocos por “efeito de arco” e/ou flexão e o destacamento da saliência do bloco b2 que está também associada a flexão devido a uma maior deformação da argamassa.

Tal como sucedeu nas paredes R1 e PR1, na simulação em regime não linear da parede IR6 o algoritmo utilizado deixou de convergir para tensões inferiores às necessárias para provocar o colapso da parede. Ainda assim, nesta fase de carregamento, num sistema real verificar-se-ia o esmagamento das juntas horizontais, a rotura das juntas verticais e o início da fissuração de alguns blocos.

A evolução do dano permite concluir que este surge a partir das zonas de junta vertical ou em zonas que devido à irregularidade das pedras existe um alargamento da junta (como se verifica na saliência do bloco b2). Devido à grande deformabilidade da argamassa, as grandes deformações em zonas de alargamento da junta ou em juntas verticais provocam nos blocos o “efeito de arco” e/ou flexão, que causa uma concentração de tensões de tracção que se alastram para o interior dos blocos até que conduzem à sua fissuração seguindo o caminho da propagação do dano.

#### 6.4. CAMPO DE TENSÕES

Nesta secção aborda-se a distribuição de tensões nas paredes. É necessário ter em conta que os níveis de tensão atingidos não foram iguais para todas as paredes e foram insuficientes para as levar à rotura, facto que tem que ver com a paragem precoce da convergência do algoritmo.

Na tabela 6.3 estão organizados os valores devolvidos pela simulação, em regime não linear, para as tensões principais máximas de tracção e compressão instaladas nas paredes para a última iteração convergente. A parede R1 convergiu até ao 23º passo de carga, a PR1 até ao 9º e a IR6 até ao 12º, tendo para cada passo de carga (a partir do 6 inclusive) um incremento de deslocamento vertical descendente de 2mm.

Tabela 6.3 – Tensões Principais Máximas de Tracção e Compressão

Parede	Distinção	Tensões Principais de Tracção (MPa)	Tensões Principais de Compressão (MPa)
R1	blocos	2,496	-65,541
	argamassa	0,130	-51,956
	global	2,496	-65,541
PR1	blocos	2,483	-57,841
	argamassa	0,243	-12,671
	global	2,483	-57,841
IR6	blocos	5,541	-32,082
	argamassa	0,142	-16,733
	global	5,541	-32,082

Recordando que a resistência à compressão da pedra é de 60 MPa e a resistência à tracção é de 2.5 MPa e 0.13 MPa, para a pedra e para a argamassa respectivamente. Lembrando que nestas simulações a resistência da argamassa à compressão foi alterada de modo a simular a situação real de transferência

de carga entre os blocos após o esmagamento da argamassa, evitando que o algoritmo não convergisse logo após a rotura da argamassa para pequenos níveis de tensão, tal como explicado anteriormente.

Para a parede regular (R1) atingiram-se valores de tensão próximos dos valores máximos resistentes dos materiais, tendo mesmo ultrapassado o valor de pico de compressão das pedras (ainda que de forma pontual e na base devido aos deslocamentos horizontais estarem impedidos).

Para a parede parcialmente regular (PR1) os valores máximos da tensão de compressão são elevados mas não muito próximos da resistência, já os valores máximos da tensão de tracção nas pedras estão muito próximos da resistência destas e na argamassa ultrapassaram o valor máximo resistente.

Na parede irregular (IR6) os valores da tensão de compressão máximos atingidos representam aproximadamente metade da capacidade resistente das pedras e o máximo de tensão de tracção ultrapassa a capacidade de resistência em ambos os materiais.

Uma vez que em todas as paredes se atingiu a capacidade resistente de pelo menos um dos materiais pode-se admitir que existiria fissuração local na iteração em que o algoritmo não convergiu.

Apenas em R1 poderia ser por esmagamento pontual na base, em PR1 e IR6 seria fissuração por tracção na argamassa em ambas e também em zonas mais críticas dos blocos em IR6.

Na figura 6.16 estão representados os mapas das Tensões Principais Máximas de Tracção para as paredes R1, PR1 e IR6.

A escala de cores foi trabalhada para poder ser a mesma nas três paredes, as zonas a vermelho são zonas em que a tensão de tracção é nula, podendo ou não estar comprimidas. Todas as outras cores representam zonas traccionadas, embora o valor aumente, como se observa na legenda da imagem, do laranja para o azul, para que se possam distinguir intensidades. Tracções iguais ou superiores à resistência da pedra à tracção (2.5 MPa) estão representadas pela cor azul.

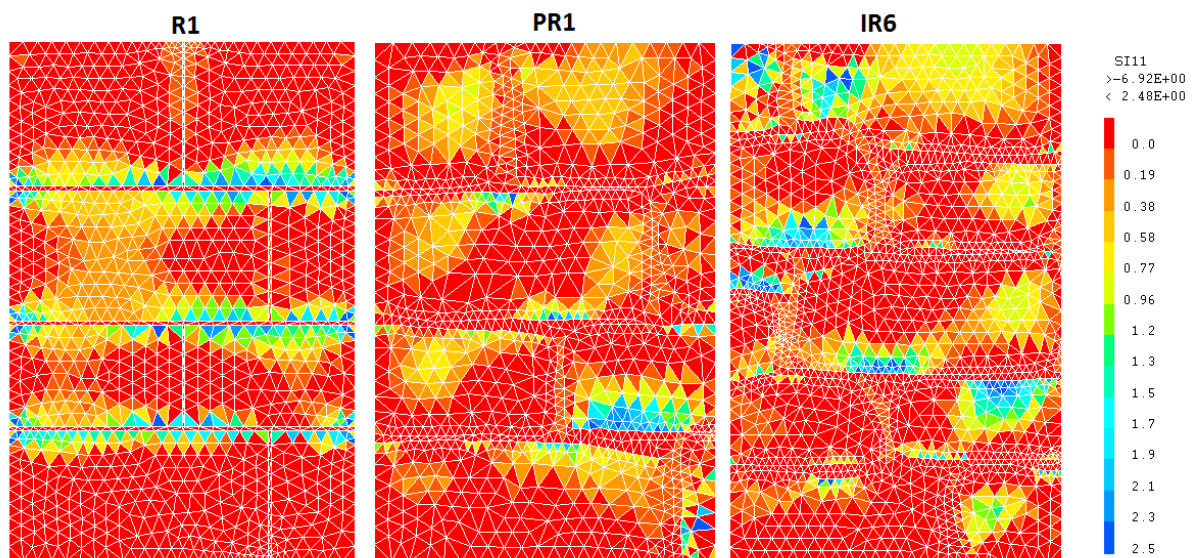


Fig.6.16 – Tensões Principais Máximas de Tracção

È importante referir que por não dizerem respeito ao mesmo nível de carga, as tensões acima representadas só podem ser comparadas qualitativamente. Atento a R1, observa-se que as zonas traccionadas são os contornos das juntas horizontais, as juntas verticais e seu contorno (exceptuando a inferior) e os vértices exteriores dos blocos. A partir das concentrações de tracção adjacentes às juntas horizontais observa-se uma propagação das tensões de tracção para o interior dos blocos de pedra.

Nas paredes PR1 e IR6, as zonas de maior tracção em geral são influenciadas pela maior deformabilidade da argamassa, o que provoca o efeito de arco. As zonas azuis posicionam-se sempre por cima de zonas com maior área de junta (exemplos: b3 e b6 em PR1; b2,b3,b5 e b6 na IR6). As zonas com grande área de junta resultam da irregularidade dos blocos (saliência de b2 em IR6) ou a existência de juntas verticais (b3 em PR1).

Outras zonas traccionadas ainda que não sejam críticas são as juntas verticais, bem como os blocos por cima das juntas. A propagação das tensões de tracção dá-se das zonas de junta vertical para o interior dos blocos.

Nas três paredes observa-se que as juntas verticais estão traccionadas e as juntas horizontais estão comprimidas. Regra geral as maiores tensões de tracção são no contorno das juntas horizontais.

Na figura 6.17 mostra-se o mapa das tensões de compressão das paredes. A escala de cores também foi calibrada de forma a ser a mesma para as três e permitir comparação directa. Todos os valores iguais ou superiores a 15 MPa de compressão são representados a azul e as zonas que não estão comprimidas, podendo ou não estar traccionadas, estão representadas a vermelho.

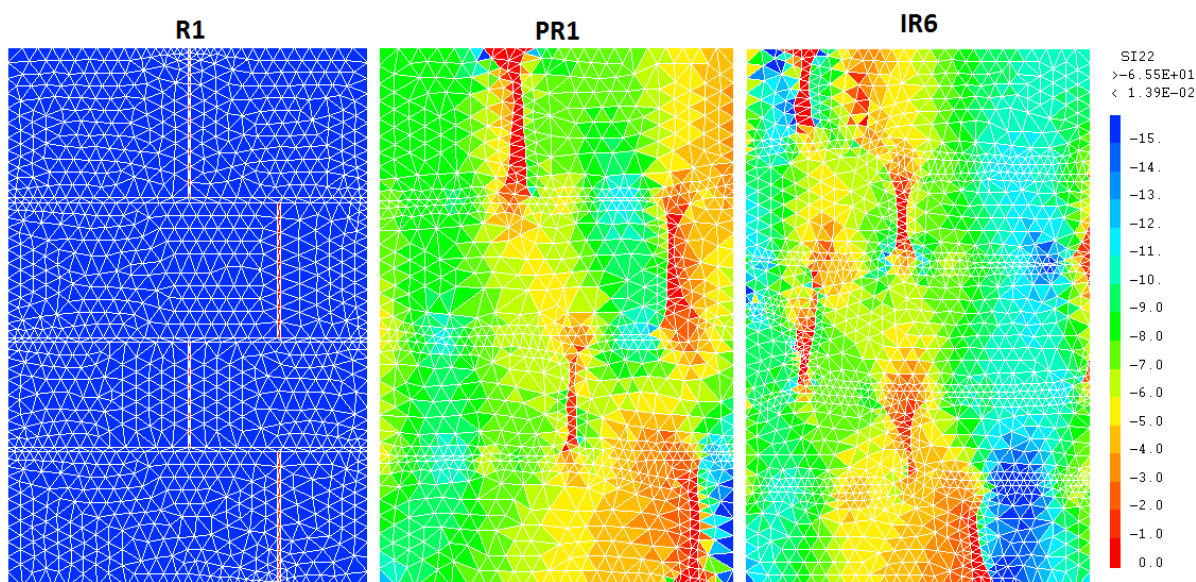


Fig. 6.17 – Tensões Principais Máximas de Compressão

O primeiro facto a comentar desta figura é a grande diferença e aspecto entre R1 e as outras. Tal como afirmado anteriormente, o comportamento estrutural das paredes perfeitamente regulares é completamente distinto das outras alvenarias de pedra, dotadas de menor regularidade geométrica.

A distribuição de tensões é claramente mais uniforme em R1, embora na figura 86 não se distingam tensões de compressão superiores a 15 MPa dando a ideia de ser perfeitamente uniforme.

Ainda em relação à parede regular R1, toda a parede está sob o efeito de tensões de compressão exceptuando as juntas verticais que estão traccionadas.

Nas paredes PR1 e IR6 observam-se caminhos preferenciais para as tensões de compressão (zonas azuis e verdes). Estas zonas caracterizam-se por não conterem juntas verticais. Será nestas zonas de caminho preferencial para as tensões de compressão que surgirão fissuras nas pedras por esmagamento. Existirá também fissuração por “efeito de arco” e/ou flexão na zona amarela e vermelha (onde se encontram as juntas verticais que se verificam traccionadas).

Como já referido, por não se atingir convergência do algoritmo para níveis elevados de tensão no modelo utilizado para esta análise não linear, não foi possível uma clara previsão dos mecanismos de rotura. Ainda assim, localizaram-se os caminhos preferenciais de tensões de compressão e as zonas de fissuração por “efeito de arco” e/ou flexão.

De modo a poder analisar melhor a distribuição das tensões de compressão na parede R1, a figura 6.18 tem uma escala de 0 MPa até 60 MPa. Em que a azul mais escuro são assinaladas as zonas em que a tensão de compressão igualou ou ultrapassou a capacidade resistente das pedras e a vermelho são as zonas que não se encontram comprimidas.

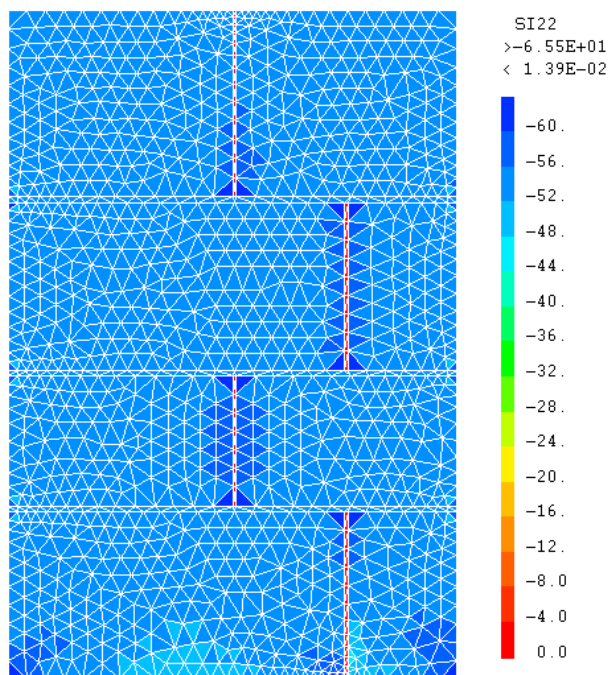


Fig. 6.18 – Tensões Principais Máximas de Compressão R1

Tal como na análise comparativa entre as paredes (figura 6.17), na figura 6.18 e apesar de nova escala de cores, continua a observa-se uma distribuição de tensões de compressão muito mais uniforme nesta parede perfeitamente regular quando comparada com as paredes PR1 e IR6.

Uma das zonas de concentração de tensão de compressão é na base, mais concretamente, observa-se o esmagamento das extremidades e da zona adjacente à última junta vertical. Esta concentração deve-se à expansão (por efeito de Poisson devido à compressão vertical imposta) ser impedida pelo encastramento da base.

Outra zona de concentração de tensões de compressão é a zona de contacto dos blocos com as juntas verticais que estão traccionadas.

Tendo em conta que a ordem de grandeza da tensão de compressão que está distribuída nas restantes zonas é de 40 MPa, as juntas horizontais teriam já indicado esmagamento, caso as propriedades de resistência de compressão não tivessem sido “artificialmente” alteradas.

## 6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo 6, referente à análise não linear das paredes R1, PR1 e IR6, embora não se tenha chegado a uma clara previsão dos mecanismos de rotura, foram tiradas algumas conclusões, para as quais deve ser tido em conta que não foram introduzidos verdadeiros elementos de junta na interface argamassa-blocos, tendo se admitido uma ligação infinitamente rígida.

Em primeiro lugar confirma-se a enorme influência da geometria das pedras para a resposta estrutural de paredes de alvenaria de pedra de um pano. Os resultados obtidos nesta fase da análise não linear, revelam que a maior regularidade geométrica está associada a uma distribuição mais uniforme das deformações e das tensões (menor deformabilidade, maior rigidez e maior resistência).

Os mecanismos de rotura são difíceis de prever, nomeadamente tendo em conta que o algoritmo utilizado durante a análise não linear não converge para níveis de tensão que permitam atingir a verdadeira rotura/colapso da parede, no entanto, algumas afirmações podem ser feitas no sentido da previsão dos mecanismos de rotura para este tipo de paredes:

- Os primeiros danos a surgir nas paredes, segundo os resultados obtidos durante as simulações, são devido a tensões de tracção nas juntas verticais, fissurando a argamassa que tende a “separar os blocos”;
- Nas paredes regulares, devido a uma interacção de esforços entre a argamassa das juntas horizontais e os blocos, os vértices exteriores dos blocos acumulam tensão e assumem-se como pontos críticos de dano (a argamassa comprimida na direcção vertical tende a expandir na direcção horizontal, por efeito de Poisson, e os blocos tentam impedir essa expansão e acabam por ficar traccionados. Os vértices exteriores dos blocos funcionam como ponto de equilíbrio dos esforços e por isso acumulam tensão e, conseqüentemente, dano que vai alastrando para o interior dos blocos).
- Grandes concentrações de tensão surgem nos blocos na zona de contacto com as juntas, quer verticais, quer horizontais;
- Sempre que se verificam zonas com grande área de junta, uma vez que a rigidez da argamassa é muito inferior à dos blocos, a sua alta deformabilidade conduz ao “efeito de arco” e/ou flexão que tracciona os blocos e gera fissuração (exemplo: b3 e b6 na parede PR1 ou a parte destacada de b2 na parede IR6);

As paredes perfeitamente regulares, como a R1, apresentam um comportamento estrutural completamente distinto das restantes alvenarias de pedra de um pano. Este comportamento, caracteriza-se por uma distribuição muito mais uniforme das tensões. Toda a parede está comprimida e as juntas verticais traccionadas.

Na parede regular as situações mais críticas são na zona das juntas verticais e nos vértices exteriores dos blocos, zonas a partir das quais se propaga o dano destas paredes para o interior dos blocos

A evolução do dano das paredes PR1 e IR6 permite concluir que surge a partir das zonas de junta vertical. Devido à grande deformabilidade da argamassa, estas juntas verticais provocam nos blocos concentrações de tensão de tracção que se alastram para o interior dos blocos até conduzirem à fissuração a partir desta zona para o interior.

Nas paredes sem grande regularidade geométrica existem caminhos preferenciais para a tensão de compressão, são faixas verticais fora da zona das juntas verticais (ver figura 6.17). É nestas zonas que se espera o aparecimento de fissuração por esmagamento. As zonas das juntas verticais são traccionadas.



Em geral, em paredes de alvenaria sujeitas a esforços de compressão, as juntas verticais estão traccionadas e criam concentração de tensões nos pontos de contacto com os blocos. Por outro lado, as juntas horizontais estão comprimidas e traccionam os pontos de contacto com os blocos.



# 7

## CONCLUSÃO

### 7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A grande maioria dos edifícios construídos até ao começo do século XX no centro histórico do Porto (considerado património mundial) fora elaborada com paredes de alvenaria de pedra granítica, tendo sido os pisos e a cobertura feitos em madeira. Estas paredes são normalmente de folha única e constituídas por pedras de granito de grandes dimensões, tendo uma espessura entre 20 a 50 cm aproximadamente.

Resultados de estudos anteriores, nomeadamente do LESE, levantaram uma série de questões no que toca aos fenómenos envolvidos no comportamento de paredes de alvenaria de pedra de pano único tais como a baixa rigidez e o forte efeito provocado pelos vazios, que se revelaram nos resultados experimentais. Outra questão com grande destaque é o porquê de uma parede constituída por grandes blocos de pedra com boas características mecânicas apresentar, no seu global, características mecânicas bastante inferiores, principalmente quando comparadas com as desses mesmos blocos.

O presente trabalho procura dar uma contribuição no sentido da compreensão dos fenómenos envolvidos no comportamento mecânico deste tipo de paredes e da avaliação numérica da relação entre a rigidez das paredes e a dos seus constituintes através de simulações numéricas, calibradas através de resultados de campanhas anteriores de ensaios a paredes do género e de novos ensaios neste tipo de paredes.

A partir dos resultados da análise linear foi possível concluir que existe uma enorme influência do módulo de elasticidade da argamassa no comportamento global da parede. Esses mesmos resultados permitem também afirmar que quando a rigidez das pedras e da argamassa têm a mesma ordem de grandeza a influência é muito menor (observa-se um amortecimento do crescimento nos gráficos 4.6 e 4.7 na fase final, evidenciando nessa fase uma menor dependência da rigidez global das paredes face à rigidez da argamassa).

A sensibilidade do módulo de elasticidade global das paredes de alvenaria de um pano face à rigidez dos blocos de pedra é bastante reduzida, quando existe uma argamassa de fracas características (ou seja, quando a rigidez da argamassa é muito inferior à rigidez das pedras); e enorme quando a argamassa possui boas características, ou seja, quando a rigidez da argamassa é da mesma ordem de grandeza que rigidez das pedras (comparação das figuras 4.8 e 4.9).

Os resultados desta análise foram interessantes porque mostram que a razão pela qual a argamassa parece controlar a rigidez das paredes de alvenaria é o facto de existir uma grande diferença na ordem de grandeza entre a rigidez desta e as dos blocos. Formam assim um ponto fraco estrutural apresentando uma rotura material prematura face aos blocos, o que conduz ao aumento da tensão nestes, enfraquecendo bastante a resposta estrutural deste tipo de paredes.

Um facto que não podia ficar em claro é a redução dos valores da rigidez global das alvenarias com a perda de regularidade geométrica, assumindo as mesmas propriedades mecânicas são notórias as diferenças entre os valores obtidos para a paredes segundo as simulações realizadas. Por outro lado, quanto melhor é a argamassa menos influência foi encontrada na geometria.

A partir dos resultados das simulações numéricas em regime linear foi ainda possível criar uma formulação empírica para estimar o módulo de elasticidade global de paredes de alvenaria de pedra, a partir da rigidez da argamassa e dos blocos de pedra e tendo em conta a regularidade geométrica das paredes.

Na análise não linear reforçou-se a importância da regularidade geométrica deste tipo de paredes. Para além de ser ter concluído que quanto menos regular é a geometria, maior é a deformabilidade, menor é a uniformidade da distribuição das tensões e das deformações e menor é a resistência e menor é a rigidez.

Concluiu-se ainda, que as paredes de alvenaria de pedra de um pano, sendo perfeitamente regulares, têm um comportamento estrutural perfeitamente distinto das outras menos regulares. Este comportamento caracteriza-se por uma distribuição muito mais uniforme das tensões; sob a acção de cargas de compressão, toda a parede fica comprimida e as juntas verticais traccionadas.

Na parede regular as situações mais críticas são na zona das juntas verticais e nos vértices exteriores dos blocos, zonas a partir das quais se propaga o dano destas paredes para o interior dos blocos

Não foi possível chegar aos mecanismos de rotura, mas obteve-se alguma informação relevante nesse sentido, a partir dos mapas de dano e da distribuição das tensões (ver capítulo 6).

- Os primeiros danos a surgir nas paredes, segundo os resultados obtidos durante as simulações, são devido a tensões de tracção nas juntas verticais, fissurando a argamassa que tende a “separar os blocos”;
- Principalmente nas paredes perfeitamente regulares, existe acumulação de tensões nos vértices exteriores dos blocos. Esta concentração de tensão deve-se a um fenómeno de interacção argamassa da junta e bloco. A argamassa, muito mais deformável do que a pedra, ao comprimir na vertical expande na horizontal (por efeito de Poisson), provocando tensões de tracção nos blocos e que se acumulam nas extremidades livres das pedras.
- Grandes concentrações de tensão surgem nos blocos na zona de contacto com as juntas, quer verticais, quer horizontais;
- Sempre que se verificam zonas com grande área de junta, uma vez que a rigidez da argamassa é muito inferior à dos blocos, a sua alta deformabilidade conduz ao “efeito de arco” e/ou flexão que tracciona os blocos e gera fissuração (exemplo: b3 e b6 na parede PR1 ou a parte destacada de b2 na parede IR6);

A evolução do dano das paredes PR1 e IR6 permite concluir que este surge a partir das zonas de maior área de junta. Devido à grande deformabilidade da argamassa, as zonas com maior área de junta (como as juntas verticais) provocam nos blocos o “efeito de arco” e/ou flexão. Este efeito causa uma grande concentração de tensão de tracção que se alastra para o interior dos blocos até que conduz à fissuração a partir desta zona para o interior.

Nas paredes sem grande regularidade geométrica existem caminhos preferenciais para a tensão de compressão, são faixas verticais fora da zona das juntas verticais (ver figura 6.17). É nestas zonas que se espera o aparecimento de fissuração por esmagamento.

Em geral, em paredes de alvenaria sujeitas a esforços de compressão as juntas verticais estão traccionadas e criam concentração de tensões nos pontos de contacto com os blocos. Por outro lado as juntas horizontais estão comprimidas e traccionam os pontos de contacto dos blocos.

## **7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Atento ao modelo e ao algoritmo utilizados na análise não linear, seria importante fazer melhoramentos de modo a que se pudesse simular o esmagamento das juntas (sem alterar as suas propriedades), seguido de transmissão de tensões “directamente” entre os blocos. Desta forma teríamos nas simulações numéricas uma resposta mais próxima da real.

Seria também interessante melhorar o modelo de comportamento não linear e a calibração dos constituintes, de modo a conseguir atingir níveis de carga mais próximos do colapso estrutural e desse modo ter uma previsão mais rigorosa dos mecanismos de colapso e uma observação dos fenómenos de transferência de carga mais completa.

No sentido do melhor desenvolvimento do tema, seria interessante incorporar nesta pesquisa a simulação da secção transversal das paredes para além dos alçados. Para além disso, dever-se-ia considerar todos os restantes elementos, tais como vazios e calços e ter-se em conta condicionantes especiais como a humidade e a degradação de determinados blocos.

Um pormenor relevante que deveria também ser tido em conta é o efeito dos elementos de junta da interface blocos-argamassa, estes que foram considerados nas simulações da presente dissertação como infinitamente rígidos, o que não corresponde à realidade e uma minuciosa simulação em regime não linear deve ter em conta os elementos de junta da interface bloco-argamassa correctamente calibrados.

Em particular, dever-se-ia calibrar um modelo em 3D, considerando, desta forma, todos os materiais constituintes das paredes, analisar tanto o alçado, como a secção transversal e ainda estudar a evolução e transmissão de cargas no interior das paredes. Para a calibração de tal modelo seria interessante encontrar um método para observar o comportamento interno destes elementos estruturais durante os ensaios experimentais.

Relativamente à formulação empírica criada, poder-se-ia acrescentar a contribuição de calços e vazios na estimação da rigidez global de paredes de alvenaria de pedra de um pano. Desta forma, a estimação teria mais factores em causa e seria por isso mais rigorosa.

## BIBLIOGRAFIA

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS DAS OBRAS ESTUDADAS:

- Almeida, C., Guedes, J., Arêde, A., Costa, A. (2010a). *Reabilitar 14 - Caracterização geométrica e mecânica de paredes em perpianho de granito*, Porto.
- Almeida, C., Costa, C., Guedes, J., Arêde A., Costa, A. (2010b). *Reabilitar 13 - A influência das características dos materiais no comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra*, Porto.
- Binda, L., Cardini, G. (2008). *Linee Guida per la Defenizione della Qualità Murario di Murature di Pietra e/o di Mattoni*. Progetto esecutivo 2005 – 2008, Progetto di ricerca N°1, Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura, Rendicontazione Scientifica 3° anno, RELUIS, Dicembre 2008
- Binda, L., Borri, A.; Cardini, G., Doglioni, F. (2009). *Scheda Qualità Murario: Relazione Finale e Linee Guida per la Compilazione della Scheda di Valutazione della Qualità Murario*. Progetto esecutivo 2005 – 2008, Progetto di ricerca N°1, Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura, Rendicontazione Scientifica 3° anno, RELUIS, Marzo 2009.
- Binda, L., Saidi A. (2009). *State of the Art of Research on Historic Structures in Italy*. Dept. of Structural Engineering - Politecnico of Milan. Italy - [http://www.arcchip.cz/w11/w11\\_binda.pdf](http://www.arcchip.cz/w11/w11_binda.pdf)
- Borri, A. (2006a). *Allegato 3b.1\_UR06\_1*. Progetto esecutivo 2005 – 2008, Progetto di ricerca N°1, Valutazione e Riduzione da Vulnerabilità di Edifici in Muratura, Rendicontazione Scientifica 1° ano, RELUIS, Novembro 2006
- Borri, A. (2006b). *Allegato 3b.1\_UR06\_2*. Progetto esecutivo 2005 – 2008, Progetto di ricerca N°1, Valutazione e Riduzione da Vulnerabilità di Edifici in Muratura, Rendicontazione Scientifica 1° ano, RELUIS, Novembro 2006
- Casella, G. (2003). *Gramáticas da Pedra – Levantamento de tipologias de construção murária*. Porto: Centro Regional de Artes Tradicionais.
- <http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/4250/14/TeseDoutMendonça14.pdf> . Segunda-feira, 27 de Junho de 2011.
- Lourenço, P. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures*. Dissertação de Douturamento, Technische Universiteit Delft.
- Mota, K. (2009). *Caracterização e tipificação in-situ de paredes de alvenaria de pedra*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pagaimo, Filipe. (2004). *Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas caso de estudo vila histórica de Tentúgal*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra – Departamento de Engenharia Civil.
- Pasquale, C.; Lemme, A. (2006). *Indicazioni per la Valutazione della Qualità delle Murature*. Parte 1 – Edifici in Muratura, Regione Molise, Gennaio 2006.
- Roque, J. (2002). *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Sousa, L. (2010). *Caracterização e parametrização de paredes portantes de alvenaria de pedra quanto à regularidade geométrica no seu plano*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Wellington, R. (2008). *Caracterização e tipificação in-situ de paredes de alvenaria de pedra*. Dissertação de Mestrado, Universidade Católica de Pernambuco

#### **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS DE OBRAS REFERENCIADAS NAS OBRAS ESTUDADAS:**

Bernardini, A.; Modena, C. (1998). *Analisi di vulnerabilità sismica dell'edilizia storicomonetale dell'area veneta*. La Protezione del Patrimonio Culturale –La Questione Sismica, II Seminario Nazionale di Studio, Cingemi Editore, marzo 1998

Binda, L.; Anzani, A.; Mirabella Roberti, G. (1997). *The failure of ancient Towers: problems for their safety assessment*. Int. IABSE Conf. on “Composite Construction - Conventional and Innovative”, Zurich, pp. 699-704.

Binda, L.; Modena, C.; Baronio, G.; Abbaneo, S. (1997). *Repair and investigation techniques for stone masonry walls*, *Construction and Building Materials*. vol. 11, n. 3, pp. 133-142.

Binda, L. (2000). *Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione*. CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti . Roma.

Binda, L.; Saisi, A.; Tiraboschi, A. (2000). “*Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries*”, *Construction and Building Materials*. vol. 14, n. 4, June 2000, pp. 199-233

Binda, L. (2002). *Investigation, Diagnosis and Compatible Choices for the Preservation of the Modern Patrimony in Hazardous Areas*. H&mH 1st Congr. Int. “Vulnerabilità ai Rischi del Patrimonio Architettonico del XX Secolo e Misure di Prevenzione”, 3-5/4/2002 Rodi

Carocci, C. (1996). *Conservazione e sicurezza dei centri storici in area sismica: vulnerabilità e mitigazione*. Tese de Doutoramento. Roma.

Corsanego, A.; D'Agostino, S. (1992). *Guidelines for decisions concerning monuments in Italy*. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, A.A. Balkema, pp. 5307-5310.

Corsanego, A.; D'Agostino, S.; Gavarini, C. (1993). *Decision process for monuments*. In: Proceedings of IABSE Symposium "Structural preservation of the architectural heritage", Roma, pp. 503-510

Faccioli, E.; Pessina, V. (2000). *The Catania Project: earthquake damage scenarios for high risk area in the Mediterranean*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 255 pp.

Faria, R.; Oliver, J. (1993). *A Rate Dependent Plastic-Damage Constitutive Model for Large Scale Computations in Concrete Structures*.

Faria, R.; Oliver, J.; Cervera, M. (2000). *On Isotropic Scalar Damage for the Numerical Analysis of Concrete Structures*.

Gavarini, C. (1994). *Monument safety in seismic areas*, *Earthquake Spectra*, 10, pp.189-196.

Gelmi, C.; Modena, C.; Rossi, P.; Zaninetti, A. (1993). *Mechanical characterization of stone masonry structures in old urban nuclei*. The 6th North American Conference, Philadelphia, USA.

Giuffrè, A. (1991). *Lecture sulla meccanica delle murature antiche*. Edizioni Kappa.

Giuffrè, A. (1993). *Sicurezza e conservazione dei centri storici: Il caso Ortigia*. Editrice Laterza, Bari.

Giuffrè, A.; Carocci, C. (1996). *Vulnerability and mitigation in historical centres in seismic areas. Criteria for the formulation of a Practice Code*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Elsevier Science Ltd., paper N° 2086.

Modena, C.; Bernardini, A. (1987). *Reliability analyses of constructions subjected to seismic activity*. Engineering Aspects of Earthquake Phenomena, Oxford, Omega Scientific, England.

Modena, C. (1997). *Criteria for cautious repair of historic buildings, Evaluation and Strengthening of Existing Masonry Structures*. L. Binda & C. Modena Ed., RILEM, pp 25-42.

Rossi, P. (1982). *Analysis of mechanical characteristics of brick masonry tested by means of in situ tests*. 6th IBMaC, Rome, Italy.



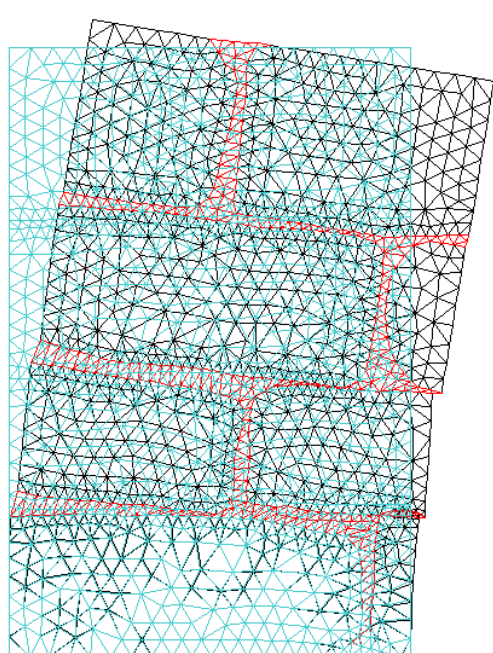




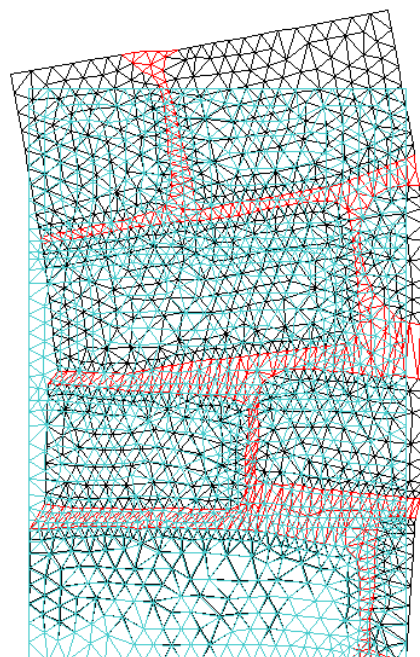
# **Anexos A1**

## **Modos de vibração das paredes PR1 e IR6**

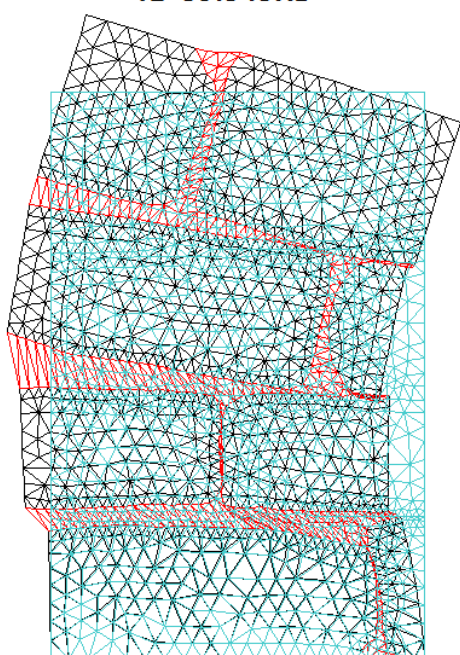
## Modos de vibração das paredes PR1



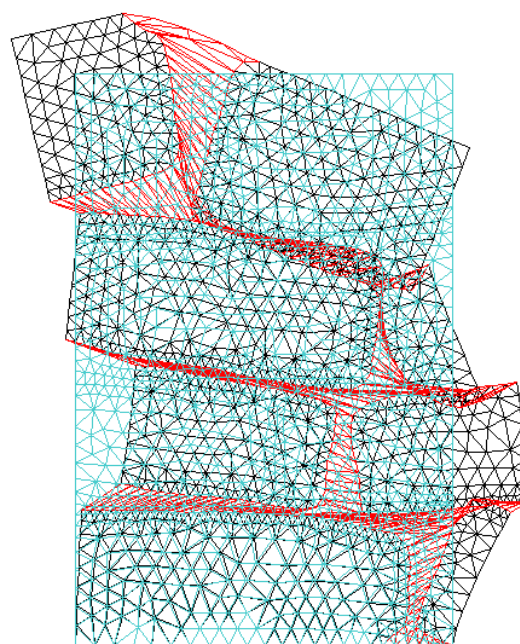
**f1=39.343Hz**



**f2=100.972Hz**



**f3=114.285Hz**



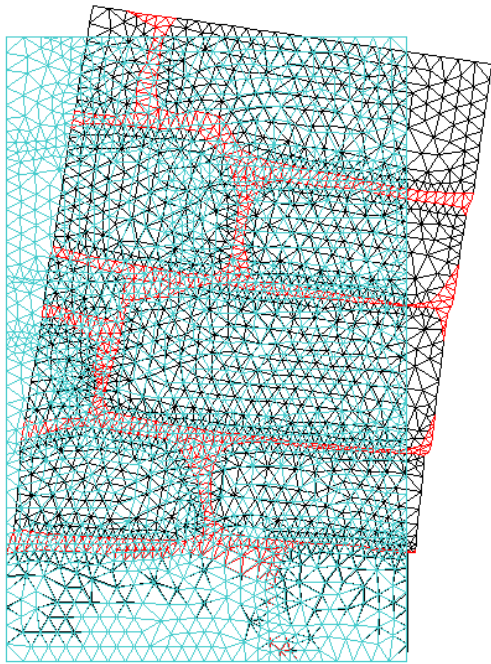
**f4=225.375Hz**

AMPLITUDE

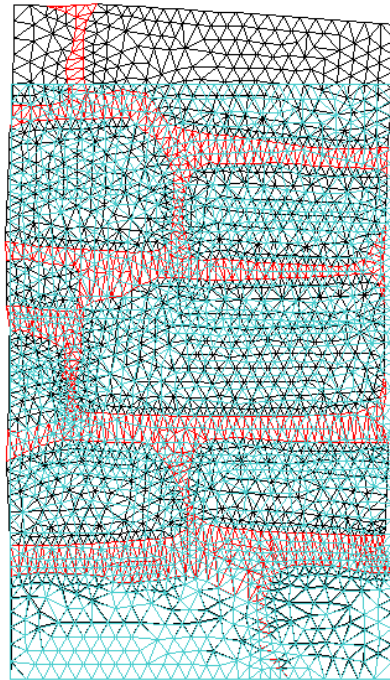
0.25

0.0

## Modos de vibração das paredes IR6



**f1=33.435Hz**

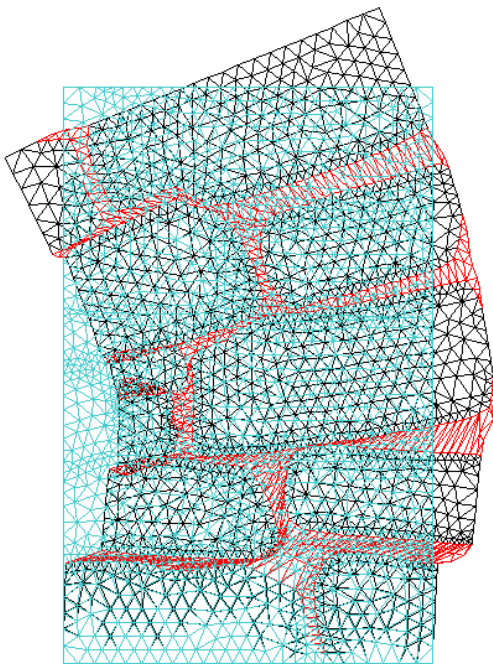


**f2=91.269Hz**

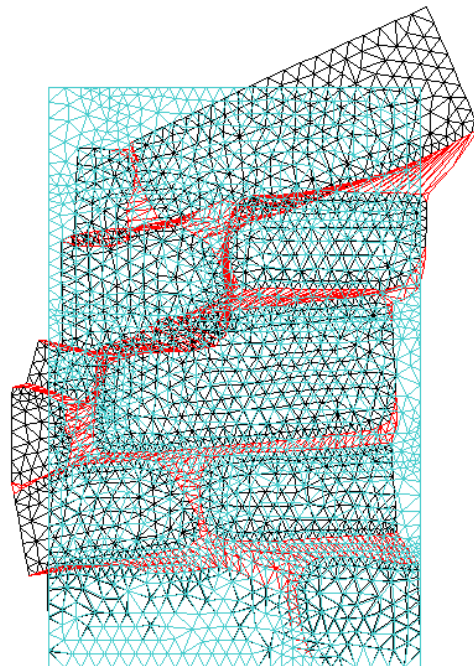
AMPLITUDE

0.25

0.0



**f3=101.796Hz**



**f4=197.515Hz**



# **Anexos A2**

## **Tabelas da análise linear**

R1					PR1					IR6				
nº simulação	F (kN)	Eparede (Gpa)			nº simulação	F (kN)	Eparede (Gpa)			nº simulação	F (kN)	Eparede (Gpa)		
Variação E dos blocos I					Variação E dos blocos I					Variação E dos blocos I				
1	3037,60	1,51	2,49	-32,0%	1	2066,80	1,03	2,49	-23,8%	1	1574,50	0,79	2,49	
2	5561,80	2,77	12	-42,9%	2	3177,20	1,58	12	-32,4%	2	2146,80	1,07	12	
3	6092,50	3,04	20	-44,5%	3	3379,10	1,68	20	-33,9%	3	2234,70	1,11	20	
4	6300,70	3,14	26	-45,1%	4	3456,50	1,72	26	-34,4%	4	2267,10	1,13	26	
5	6807,40	3,39	75	-46,5%	5	3641,50	1,82	75	-35,7%	5	2341,30	1,17	75	
6	6891,50	3,44	105	-46,7%	6	3671,80	1,83	105	-35,9%	6	2353,00	1,17	105	
Variação E dos blocos II					Variação E dos blocos II					Variação E dos blocos II				
7	6057,30	3,02	2,49	-0,9%	7	6001,50	2,99	2,49	-7,5%	7	5553,20	2,77	2,49	
8	25348,0	12,64	12	-0,4%	8	25239,00	12,58	12	-2,4%	8	24625,00	12,28	12	
9	40059,00	19,97	20	-1,4%	9	39494,00	19,69	20	-2,4%	9	38551,00	19,22	20	
10	51823,0	25,84	26	-2,4%	10	50580,00	25,22	26	-4,7%	10	48223,00	24,04	26	
11	141843,0	70,72	75	-13,6%	11	122619,00	61,14	75	-10,1%	11	110240,00	54,97	75	
12	189817,0	94,64	105	-16,8%	12	157854,00	78,71	105	-12,5%	12	138194,00	68,91	105	



# **Anexos A3**

## **Formulação Empírica para paredes parcialmente regulares**

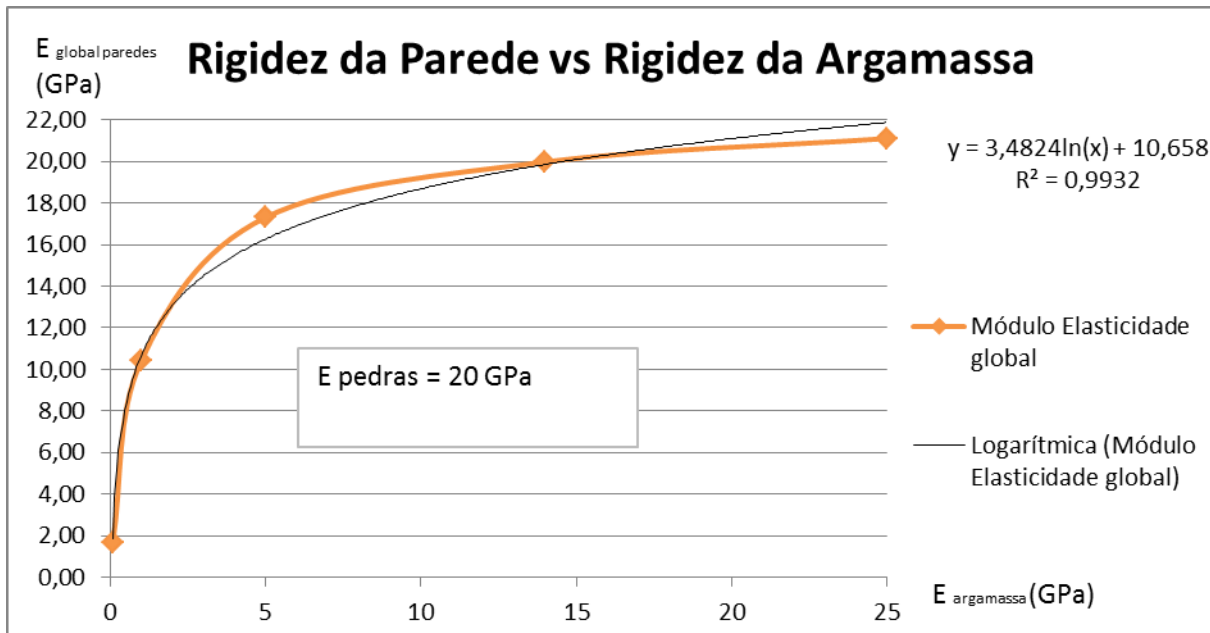


Gráfico 1 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 20 GPa

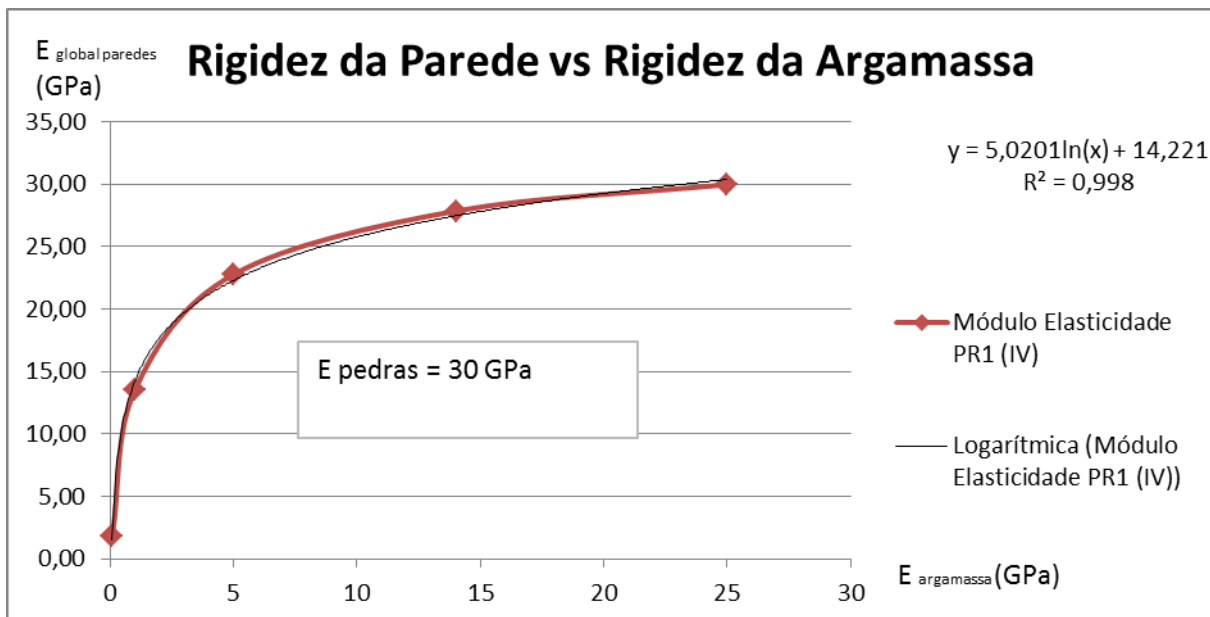


Gráfico 2 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 30 GPa

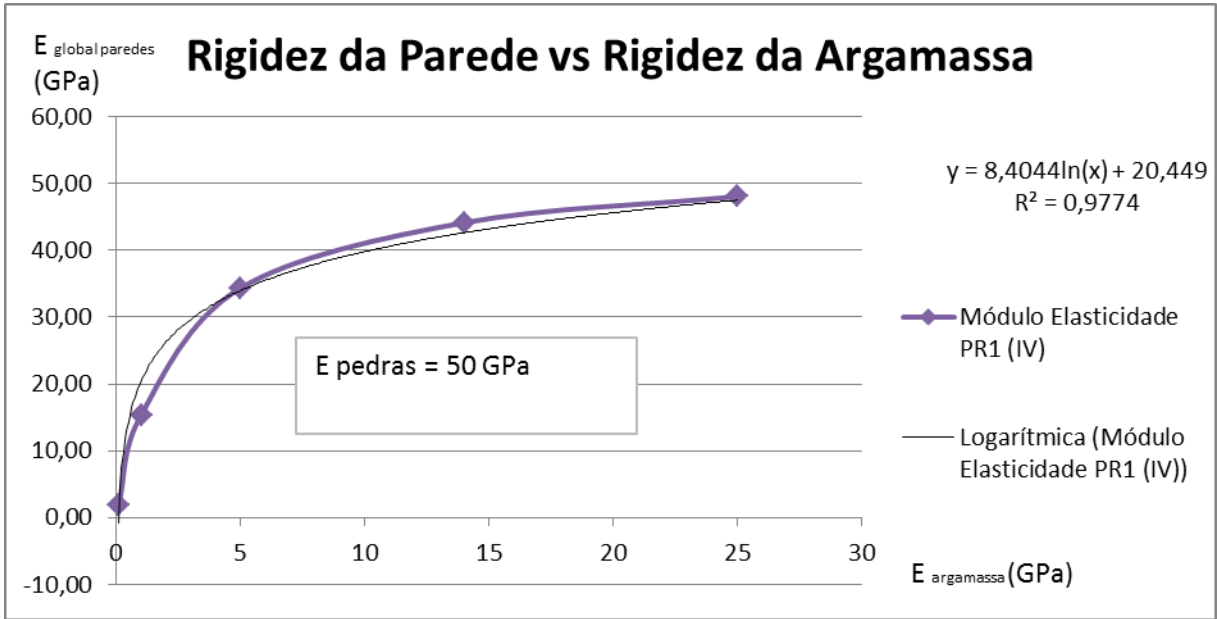


Gráfico 3 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 50 GPa

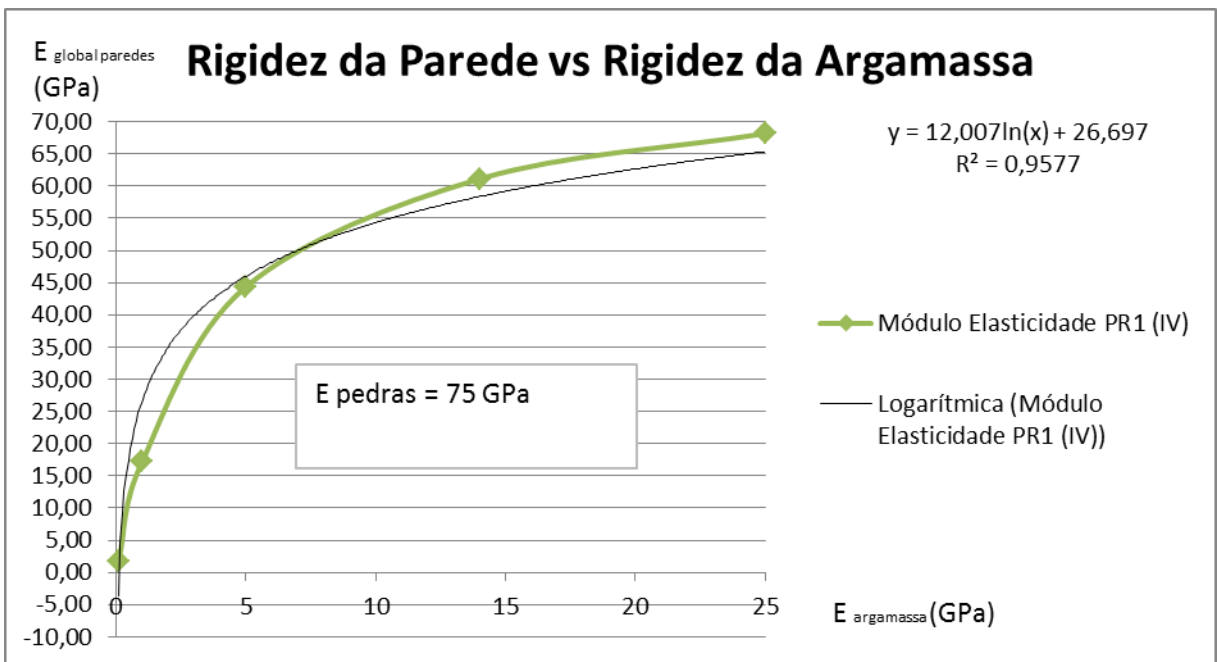


Gráfico 4 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 75 GPa

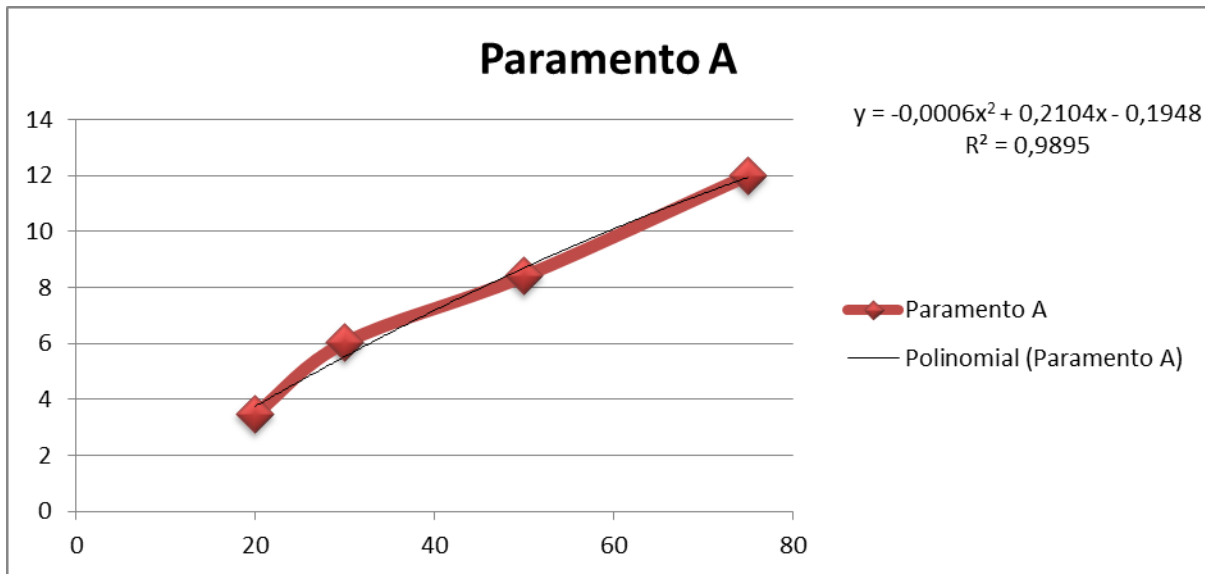


Gráfico 5 – Variação do parâmetro A em função da rigidez dos blocos

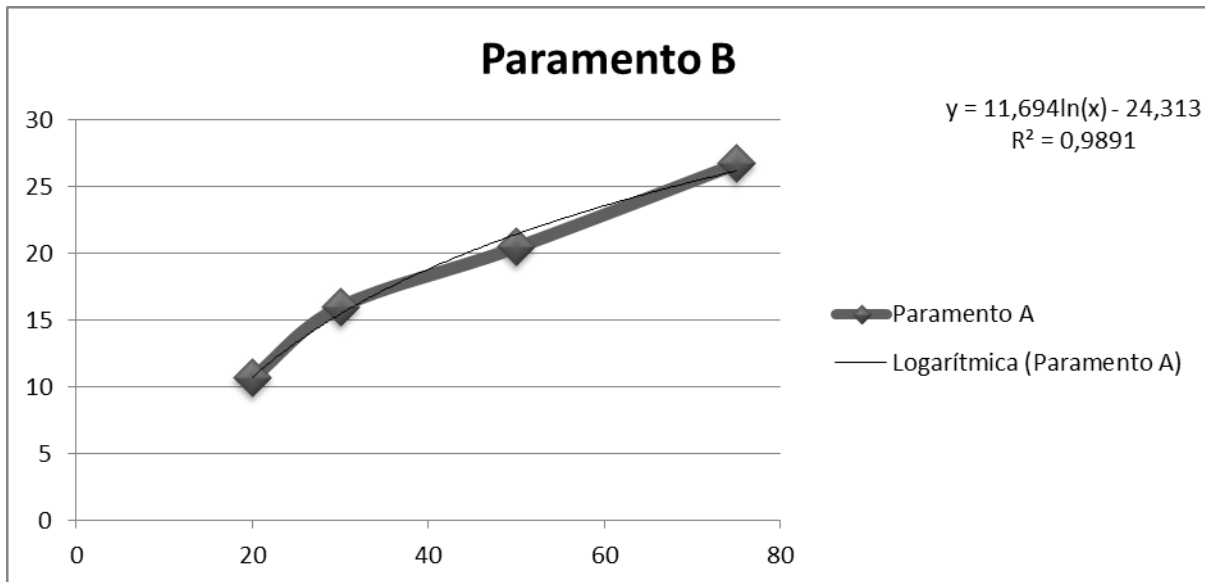


Gráfico 6 – Variação do parâmetro B em função da rigidez dos blocos

# **Anexos A4**

## **Formulação Empírica para paredes irregulares**

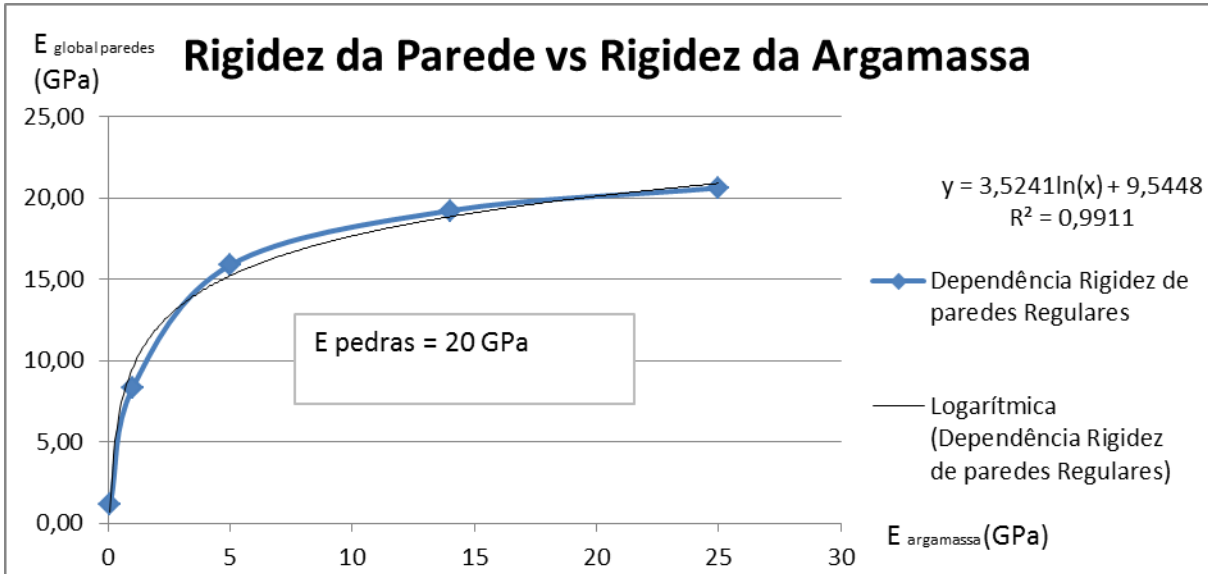


Gráfico 1 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 20 GPa

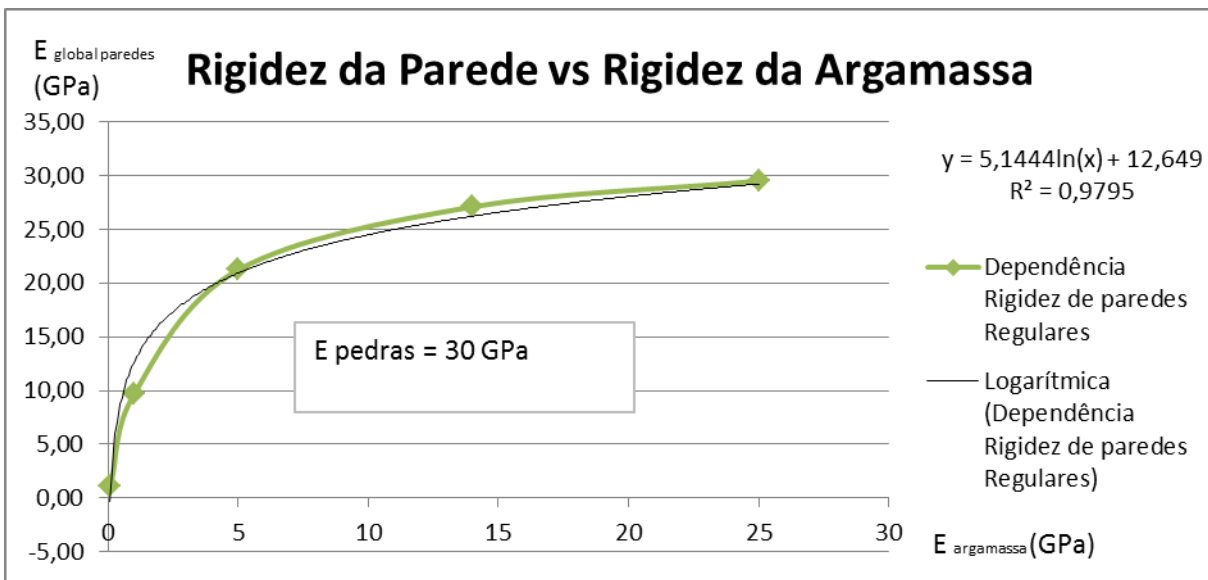


Gráfico 2 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 30 GPa

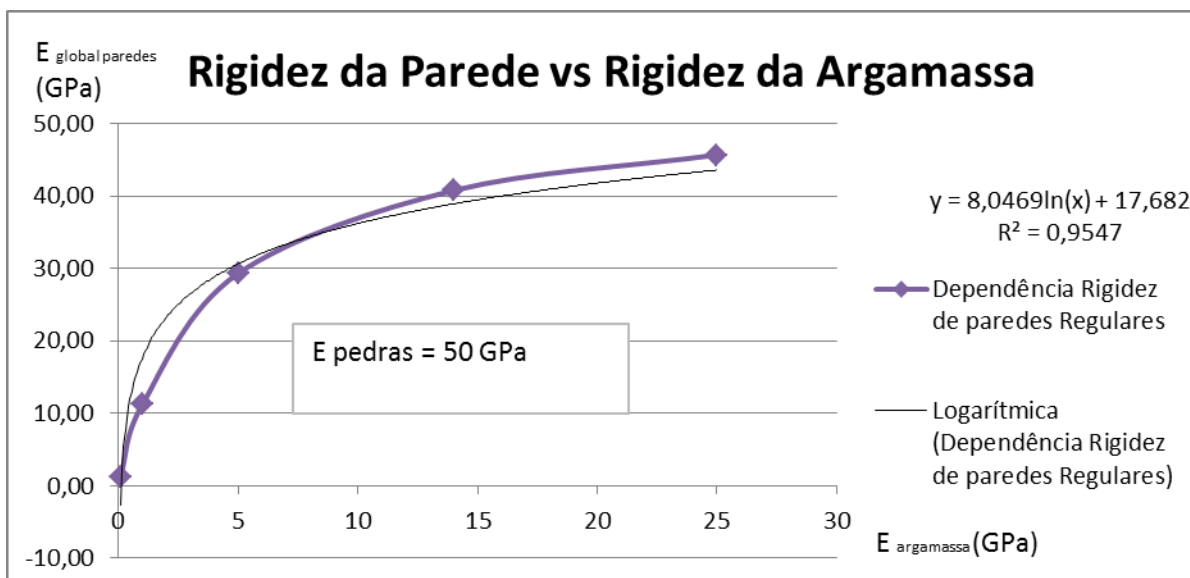


Gráfico 3 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 50 GPa

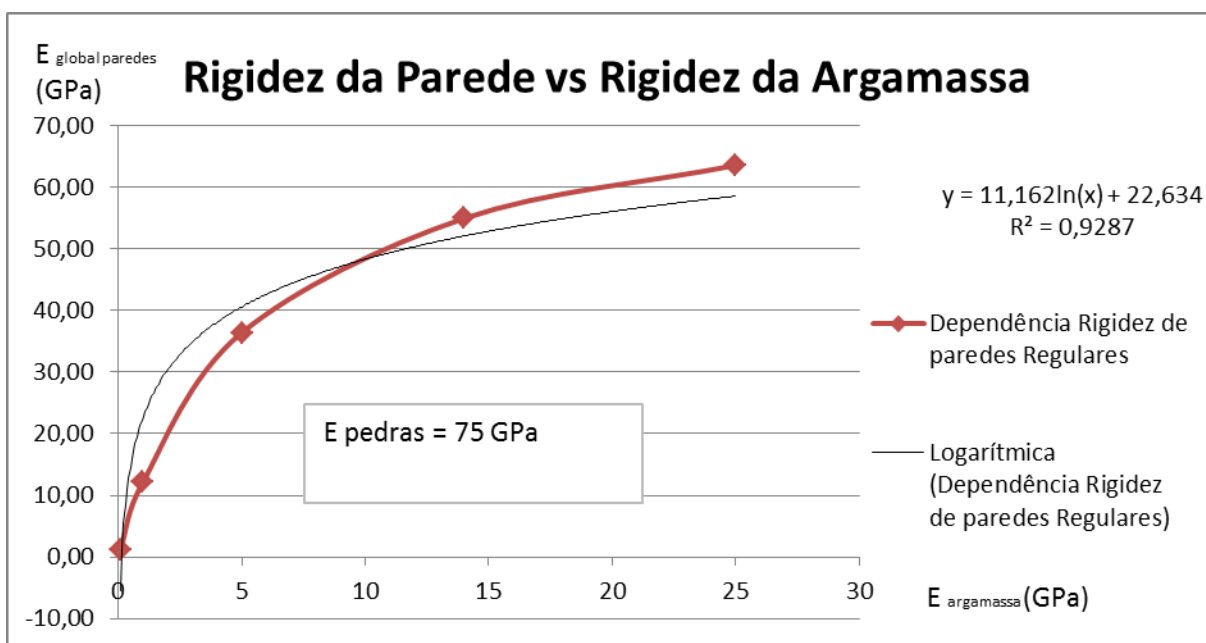


Gráfico 4 – Variação da rigidez da parede em função da rigidez da argamassa fixando a rigidez dos blocos em 75 GPa

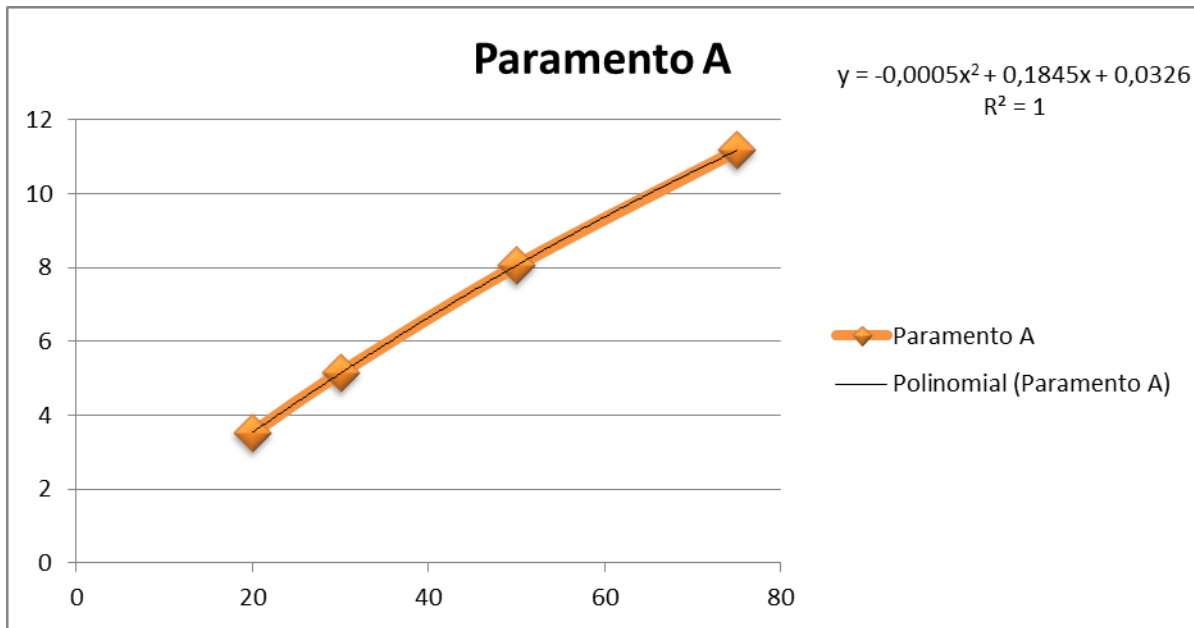


Gráfico 5 – Variação do parâmetro A em função da rigidez dos blocos

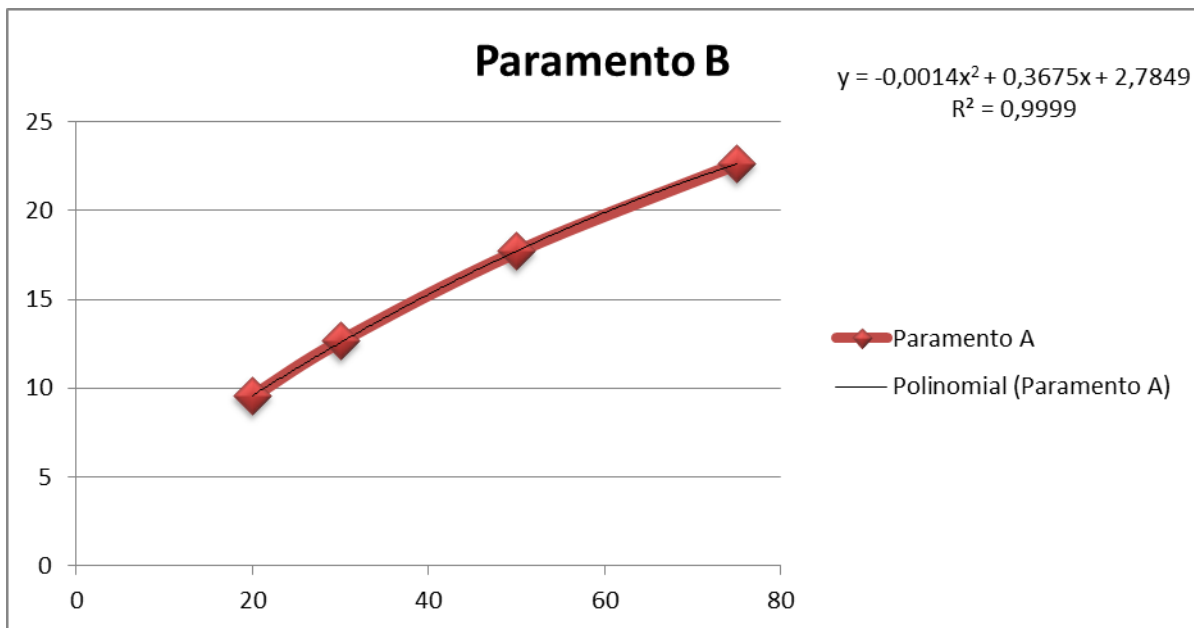


Gráfico 6 – Variação do parâmetro B em função da rigidez dos blocos