Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2008

Romeu da Silva Vicente

Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana

Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra

Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2008

Romeu da Silva Vicente

Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana

Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor José António Raimundo Mendes da Silva, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia e Pró-Reitor da Universidade de Coimbra e co-orientação do Professor Doutor Humberto Salazar Varum, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri
presidente

Prof. Doutor Joaquim Manuel Vieira
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira
professor catedrático do Instituto Superior Técnico

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor José António Raimundo Mendes da Silva
professor auxiliar e pró-reitor da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio
professor auxiliar da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A elaboração de uma dissertação é um trabalho solitário mas também solidário... O contributo de diversas pessoas e instituições, traduziu-se em apoio, incentivo e persistência que ajudaram a minimizar os momentos de desânimo, ultrapassar obstáculos e a produzir este trabalho final.

Expresso e registo o meu profundo reconhecimento e gratidão:

Aos meus orientadores científicos Prof. José António Raimundo Mendes da Silva e Prof. Humberto Varum, pelas suas colaborações interessadas e intensivas. As brilhantes e sábias sugestões e as suas palavras amigas foram fundamentais na concretização deste trabalho, e me marcarão de forma permanente no modo de investigar e viver a academia.

Ao Prof. Sérgio Lagomarsino e a sua equipa de investigação dell'Università degli Studi di Genova em Itália e a toda a sua equipa de trabalho que me acolheram durante um período de trabalho, pela forma desinteressada como partilharam valioso conhecimento e tempo.

Aos meus colegas e amigos do Departamento de Engenharia Civil pelo apoio e incentivo, especialmente à Engª Fernanda Rodrigues, Eng. Carlos Coelho, Eng. Nuno Lopes, Prof. Aníbal Costa e ao Presidente do Conselho Directivo, Prof. Claudino Cardoso.

À equipa da secretaria do Departamento de Engenharia Civil pelo apoio e disponibilidade, sempre amiga nas solicitações e pedidos de natureza administrativa.

Ao Eng. Henrique Pereira, Eng. João Almeida, Engª Cláudia Pereira e Engª Vera Silva, ex-alunos do Dep. Engenharia Civil pelo apoio em algumas tarefas deste trabalho. Ao Eng. Vitor Neto da UNAVE pelo esclarecimento de dúvidas no desenvolvimento da ferramenta SIG.

A todos os meus amigos, especialmente ao Mestre Hugo Rodrigues, que sempre se disponibilizou para desenvolver, acompanhar e incentivar em todas as etapas deste trabalho.

Às instituições, aos seus responsáveis e funcionários que tornaram possível a realização de algumas acções e tarefas de inspecção e caracterização das construções, nomeadamente: Câmara Municipal de Coimbra, Universidade de Coimbra, Gabinete do Centro Histórico de Coimbra - a todas um sincero obrigado.

Ao Instituto Geográfico Português pela cedência de informação especifica e à Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo apoio financeiro dado na forma de bolsa de doutoramento SFRH/BD/29188/2006, na recta final deste trabalho.

Gostaria ainda de deixar uma palavra de apreço muito especial a toda a equipa da Universidade de Coimbra envolvida no Processo de Reabilitação e Renovação da Baixa de Coimbra pela colaboração de valor inestimável para este trabalho final.

A todos os meus familiares que diariamente contribuíram com toda a paciência e a compreensão, em especial, aos meus pais José e Lília, irmã Juliett e sogros Jorge e Helena.

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha esposa Anita e filha Emília, pela compreensão, carinho, paciência e incondicional apoio e amor.

A todos aqui deixo a minha mais profunda gratidão.

resumo

Esta dissertação aborda o tema da renovação e reabilitação urbana, para o qual o meio técnico e científico tem-se progressivamente consciencializado. O contributo deste trabalho começa pela reflexão e contextualização das actuais tendências das acções de reabilitação urbana pelo nosso País, no desenvolvimento de um modelo que permite a identificação de várias acções concorrentes. Uma vez identificados problemas, potencialidades, dificuldades e oportunidades, é possível a definição de uma estratégia com o objectivo de orientar as acções e processos de reabilitação de forma sustentável.

No desenvolvimento de propostas e na definição de estratégias de reabilitação urbana, é fundamental a elaboração da inspecção e diagnóstico adequado à escala da área em análise. É proposto um modelo de procedimento, para o registo e diagnóstico do estado de conservação dos edifícios, testado e aplicado no processo de Renovação Urbana da Baixa de Coimbra, atendendo aos vários objectivos parciais. A acção de diagnóstico estruturado e credível para a caracterização construtiva dos edifícios de centros urbanos antigos, a análise das suas condições de degradação e principais anomalias, permitiu a criação de uma base de informação relevante sobre o edificado antigo desta área da cidade que disponibiliza, não apenas resultados directos de pesquisas simples sobre os edifícios, a arquitectura e outros aspectos socio-demográficos, mas permite também apoiar outros estudos, com recurso a modelos e análises mais sofisticados, nos quais resultarão indicadores e resultados mais profundos, como por exemplo, na avaliação da segurança estrutural e vulnerabilidade das construções.

Apresentam-se os resultados de uma campanha de ensaios *in-situ* de caracterização das alvenarias, usando macacos planos para aprofundar o conhecimento do comportamento mecânico das alvenarias antigas, nomeadamente na caracterização do estado de tensão instalado nas paredes, e na caracterização do comportamento mecânico (resistência à compressão, módulo de elasticidade) informação fundamental quando se analisa as construções antigas.

Nas últimas décadas a avaliação do risco sísmico, tal como outros fenómenos naturais, é de preocupação crescente, considerada essencial na actividade e definição de estratégias de planeamento e gestão urbana. A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes na perspectiva da mitigação do risco sísmico deve colocar-se não só em relação aos edifícios isolados de relevante importância histórica e cultural, mas também, em relação aos aglomerados de construções em centros urbanos. A análise do desempenho de edifícios em sismos recentemente ocorridos, tem permitido identificar os aspectos estruturais que mais influenciam na sua vulnerabilidade, e consequentemente na produção de mecanismos de danos. Serão apresentados os resultados de avaliação da vulnerabilidade segundo uma nova metodologia proposta, baseada num índice de vulnerabilidade que consequentemente permite a avaliação do dano e criação de cenários de perda (económicas e humanas). É discutida e avaliada a aplicação da metodologia proposta e a sua integração numa plataforma SIG.

Foram desenvolvidos modelos mecânicos simplificados, que através de uma análise não-linear, avaliam a vulnerabilidade de edifícios isolados e agregados de edifícios (quarteirões), discutindo quer aspectos associados a incerteza na definição da capacidade das estruturas, quer na identificação do desempenho e resposta das estruturas. Confrontam-se os resultados produzidos com a metodologia baseada no índice de vulnerabilidade.

Desenvolveram-se ainda modelos numéricos com dois objectivos: analisar diferentes estratégias de reforço e reparação, e confrontar os resultados produzidos com os da metodologia mecanicista. Desta forma discute-se com diferentes níveis de detalhe, as formas de avaliação da vulnerabilidade, apresentação e interpretação dos resultados, associadas inevitavelmente à sua escala de operacionalidade.

abstract

This dissertation approaches the subject of renewal and urban rehabilitation, for which the technical and scientific sphere have been progressively alert and conscientious. The contribution of this work begins with the reflection and framework of the actual tendencies of urban rehabilitation actions in our Country, with the development of a model that allows the identification of several competitive actions within the process. Once identified problems, strengths, difficulties and opportunities, it is possible to define a strategy with the goal of guiding actions and processes on rehabilitation in a sustainable manner.

In the development of proposals and definition of urban rehabilitation strategies is fundamental to carry out a thorough inspection and diagnosis, appropriate to the scale of the area under analysis. It is proposed a procedure, to register and diagnose the conservation state of the buildings, tested and applied in the process of Urban Renewal of the Historical City Centre of Coimbra, attending to several partial goals. The structured and reliable diagnosis task for the constructive characterization of the buildings of old urban centres, their degradation conditions and most significant defects, has allowed the creation of a database of relevant information on the old building stock of this area of the city, that provides, not just direct results from simple queries regarding the buildings, the architecture and other socio-demographic aspects. It also allows supporting other studies, with resource to models and more sophisticated analyses, for which will result indicators and insightful results, as for example, concerning the evaluation of structural safety and building vulnerability.

It is also presented results of a *in-situ* testing campaign to collect further data on the mechanical characterization and behaviour of masonry using flat-jack testing techniques, specifically on the compressive stress state, and other mechanical properties (deformability, compressive strength and Young modulus) fundamental information when analyzing old buildings.

In the last decades the evaluation of the seismic risk, just as other natural phenomenon's, are of rising concern, considered essential in the activity and definition of strategy planning and urban management. The evaluation of the seismic vulnerability of the existent building stock in the perspective of the seismic risk mitigation should not be placed only in relation to the isolated buildings of relevant historical and cultural importance, but also, in relation to the agglomerate of buildings in urban centres. The analysis of building performance in recent earthquakes, has allowed identifying the structural aspects that mainly influences in their vulnerability, and consequently in the occurrence of damage mechanisms. The results of evaluation of the vulnerability will be presented in accordance to a new proposed methodology based on a vulnerability index that consequently allows the evaluation of damage and creation of loss scenarios (economical and human). It will be discussed and evaluated the application of the proposed methodology and its integration in an SIG platform.

It was also developed simplified mechanical models, that through an non-linear analysis, evaluate the vulnerability of isolated buildings and building aggregates (group of buildings), discussing aspects associated to he uncertainty in the definition of the structure capacity, and in the identification of the structural performance and response of structures. The results produced are confronted with the methodology based on the vulnerability index.

Two numerical models were also developed, with two aims: to analyze different retrofitting and repair strategies and to confront the results produced with the mechanical model. This way it is discussed with different levels of detail, the approaches for vulnerability evaluation, presentation and interpretation of the results, associated necessarily to its operative scale.

résumé

Cette dissertation aborde le sujet de la rénovation et de la restauration urbaine, auquel le milieu technique et scientifique prend progressivement conscience. La contribution de ce travail commence par la réflexion et caractérisation des actuelles tendances de réhabilitation urbaine dans notre pays, avec le développement d'un modèle qui permet d'identifier les diverses actions concurrentes. Une fois identifiée les problèmes, potentialités, difficultés et opportunités, il est possible de définir une stratégie dans l'objectif d'orienter les actions et procédés de réhabilitation de manière soutenable.

Dans le développement des propositions et dans la définition des stratégies de réhabilitation urbaine, il est fondamental d'élaborer une inspection et un diagnostique adéquat à l'échelle de la zone en analyse. Il est proposé un modèle de procédés pour le registre et diagnostique de l'état de conservation des bâtiments, testé et appliqué dans le procédé de Rénovation Urbaine du Centre Historique de Coimbra, tenant compte des divers objectifs partiaux. La structure et fiabilité du diagnostique pour la caractérisation constructive des bâtiments de zones urbaines historiques, l'analyse de ses conditions de dégradation et de ses principales anomalies, ont permis de créer une base de données avec les informations les plus importantes concernant les constructions anciennes de cette partie de la ville. Ce qui permet non seulement d'obtenir des résultats directs de recherches simples sur les bâtiments, leur architecture et d'autres aspects sociaux et démographiques, mais aussi de renforcer d'autres études, en recourant à des modèles et analyses plus sophistiqués, pour lesquels les résultats seront plus élaborés, comme par exemple, au cours de l'évaluation de la sécurité structurelle et la vulnérabilité des constructions.

Cette dissertation comprend les résultats de nombreux essais in-situ de caractérisation des maçonneries, recourant aux vérins plats, pour approfondir les connaissances du comportement mécanique des maçonneries anciennes, notamment au niveau de la caractérisation de la tension installée dans les murs et de la caractérisation du comportement mécanique (résistance à la compression, le module de Young) information indispensable au cours de l'analyse des constructions anciennes.

Au cours des dernières décennies, l'évaluation du risque sismique, tout comme d'autres phénomènes naturels, est devenue un sujet de plus en plus préoccupant, considérée essentielle dans l'activité et la définition des stratégies de planification et de gestion urbaine. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments dans la perspective de mitigation du risque sismique doit non seulement se faire par rapport aux bâtiments isolés qui constituent une certaine importance historique et culturelle, mais aussi par rapport aux agglomérations dans les zones urbaines. L'analyse de la performance des bâtiments face à des séismes récemment parvenus, a permis d'identifier les principaux aspects structurels qui influencent leurs vulnérabilités et de connaître, par conséquent, la production de mécanismes de dommages. Les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sont présentés selon une nouvelle méthodologie proposée, fondée sur l'indice de vulnérabilité, permettant d'évaluer les dommages et de créer des scénarios de pertes (économiques et humaines). Il est aussi discuté et évalué l'application de cette méthodologie et son intégration sur une plate-forme SIG.

Des modèles mécaniques simplifiés ont été développé a partir d'une analyse non linéaire, qui permettent d'évaluer la vulnérabilité de bâtiments isolés et d'agglomération de bâtiments (quartiers), estimant d'une part les aspects associés à l'incertitude dans la définition de la capacité des structures et d'autre part, l'identification de la fonction et de la réponse des structures. Les résultats obtenus ont été comparés avec la méthodologie établie en fonction de l'indice de vulnérabilité.

Les modèles numériques ont été développés avec deux objectifs: analyser différentes stratégies de renforcement et réparation et comparer les résultats obtenus avec la méthodologie mécaniste. De cette manière, il est possible d'argumenter avec plus de détails, les formes d'évaluation de la vulnérabilité, de la présentation et de l'interprétation des résultats associés inévitablement à son échelle opérationnelle.

Aos meus pais pela vida,

Aos meus sogros pelo apoio,

À minha esposa Anita e filha Emília pelo amor.

Mesmo sem sismos os edifícios vêm abaixo...



(queda de dois edifícios na Baixa de Coimbra, 01 de Dezembro de 2006) [Diário de Coimbra]

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos
Resumo
Abstract
Résumé
Índice da dissertação xvii
Índice de Figuras xxv
Índice de Tabelas xxxv
Lista de Símbolos xxxix

Capítulo 1 Enquadramento, objectivos e organização da dissertação 3
1.1 Enquadramento do tema 3
1.2 Objectivos 5
1.3 Organização da dissertação 7

Capítulo 2 O Processo de Reabilitação Urbana: acções e estratégias de intervenção 13
2.1 Enquadramento 13
2.2 A reabilitação urbana 14
2.2.1 O imperativo da reabilitação 14
2.2.1.1 Centros históricos: situação actual 16
2.2.1.2 Reabilitação vs Construção Nova 19
2.2.2 Instrumentos jurídicos e de financiamento 22
2.2.3 Processos de reabilitação urbana: experiências 26
2.2.3.1 Experiências nacionais 26
2.2.3.1.1 Experiência de intervenção no centro histórico de Guimarães 26
2.2.3.1.2 Experiência de intervenção no centro histórico de Vila Real de Santo António 27
2.2.3.1.3 Experiência de intervenção na zona urbana do Porto 29
2.2.3.1.4 Experiência de intervenção nas zonas históricas de Lisboa 30
2.2.3.1.5 Experiência de intervenção na zona histórica de Évora 32
2.2.3.1.6 Experiência de intervenção no centro histórico de Beja 33
2.2.3.1.7 Experiência de intervenção no centro histórico da Covilhã 34
2.2.3.1.8 Outras experiências 35
2.2.3.2 Experiências europeias 36
2.2.3.3 Exemplos das recentes Sociedades de Reabilitação Urbana (SRU) 39
2.3 A estratégia de intervenção 42
2.3.1 Evolução das estratégias e políticas urbanas 42
2.3.2 Definição de acções concorrentes, influências e objectivos 44

2.3.3 Modelo estratégico para a intervenção em centros históricos 50
2.3.4 Estratégia para um objectivo especifico: avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico 56
2.3.4.1 Vulnerabilidade sísmica dos edifícios em centros históricos 56
2.3.4.2 Exemplos de estudos na mitigação e gestão do risco sísmico 58
2.4 Técnicas de inspecção, registo e diagnóstico 59
2.4.1 Estratégia do processo de inspecção, registo e diagnóstico em edifícios antigos 61
2.4.2 Critérios e orientações 64
2.4.3 Perceber o edificado antigo 70
2.4.4 Procedimentos de inspecção e diagnóstico 74
2.5 O processo da Baixa de Coimbra 78
2.5.1 O protocolo de recuperação e renovação urbana e social da Baixa de Coimbra 78
2.5.2 Estratégia de inspecção, registo e diagnóstico da Baixa de Coimbra 79
2.5.3 Fichas de inspecção e registo desenvolvidas para o estudo da Baixa de Coimbra 85
2.6 Comentários finais 89

Capítulo 3 Informação e inventário sobre o edificado da Baixa de Coimbra 97
3.1 Descrição de resultados: abordagem estatística 97
3.1.1 Introdução 97
3.1.2 Dificuldades e condicionantes 97
3.1.3 Organização, tipo e estruturação da informação 99
3.2 Análise de resultados 100
3.2.1 Aspectos gerais do edificado e do espaço urbano 100
3.2.2 Coberturas 105
3.2.3 Paredes de fachada 112
3.2.4 Pavimentos 118
3.2.5 Estruturas resistentes 124
3.2.6 Segurança contra riscos de incêndio 128
3.2.7 Condições de salubridade e higiene 130
3.2.8 Instalações de abastecimento de água e drenagem 131
3.2.9 Condições térmicas e acústicas 135
3.2.10 Paredes interiores, tectos e caixilharias 137
3.2.11 Intervenções 140
3.2.12 Comentários finais 141

Capítulo 4 Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra 145
4.1 Enquadramento 145
4.2 Caracterização das paredes de alvenaria resistente 145

4.2.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva 145
4.2.2 Identificação das principais anomalias das alvenarias 152
4.3 Caracterização dos pavimentos em madeira 160
4.3.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva 160
4.3.2 Identificação das principais anomalias dos pavimentos 167
4.4 Caracterização das coberturas com estrutura em madeira 172
4.4.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva 172
4.4.2 Identificação das principais anomalias das coberturas 178
4.5 Comentários finais 182

Capítulo 5 Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias tradicionais da Baixa de Coimbra 187
5.1 Enquadramento, objectivos e descrição geral dos ensaios 187
5.1.1 Enquadramento e objectivos dos ensaios 187
5.1.2 Campanha de ensaios realizados 187
5.1.3 Princípios e condicionantes de ensaio 190
5.2 Ensaios simples 192
5.2.1 Descrição geral dos ensaios simples 192
5.2.2 Estimativa das tensões instaladas 194
5.3 Ensaios duplos 198
5.3.1 Descrição geral dos ensaios duplos 198
5.3.2 Resultados em termos de deformabilidade e resistência 201
5.3.3 Estimativa do módulo de elasticidade 206
5.3.4 Comparação dos valores de tensão instalada, cedência e rotura 209
5.4 Comentários finais 212

Capítulo 6 Avaliação da vulnerabilidade sísmica 217
6.1 Introdução 217
6.2 Risco sísmico: conceitos gerais 218
6.3 Metodologia de avaliação do risco sísmico 221
6.4 Mitigação do risco sísmico: criação de cenários de dano e perda 222
6.5 Definição e vantagens de uma ferramenta SIG 223
6.6 Sismicidade do território nacional e da região de Coimbra 226
6.7 Caracterização geológica da Baixa de Coimbra 230
6.8 Metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica 232
6.8.1 Vulnerabilidade sísmica 232
6.8.2 Classificação e descrição das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica 235

6.8.2.1 Generalidades 235
6.8.2.2 Classificação segundo Corsanego e Petrini 236
6.8.2.3 Outras propostas de classificação 243
6.8.2.4 Síntese final 244
6.8.3 Quantificação da vulnerabilidade sísmica 245
6.9 Avaliação da vulnerabilidade do edificado antigo da Baixa de Coimbra 252
6.9.1 Enquadramento: definição e escolha da metodologia adoptada 252
6.9.2 Implementação de um sistema integrado: desenvolvimento e operacionalidade 254
6.9.3 Metodologia proposta – Índice de vulnerabilidade 255
6.9.4 Validação da metodologia proposta 261
6.9.4.1 Metodologia baseada em danos observados - GNDT II 261
6.9.4.2 Metodologia macrossísmica 263
6.9.4.3 Confronto entre a metodologia GNDT II e a metodologia macrossísmica 265
6.9.5 Complementar a avaliação da vulnerabilidade 269
6.10 Análise de resultados 270
6.10.1 Vulnerabilidade do edificado da Baixa de Coimbra 270
6.10.2 Análise dos resultados dos parâmetros avaliados 274
6.10.3 Fragilidades estruturais 278
6.10.4 Grau de confiança 279
6.10.5 Estimativa de danos 281
6.10.5.1 Distribuição e cenários de danos 281
6.10.5.2 Curvas de fragilidade 286
6.10.6 Avaliação de perdas 287
6.10.6.1 Colapso e inutilização dos edifícios 289
6.10.6.2 Perdas humanas e desalojamento 291
6.10.6.3 Perdas económicas e estimativa de custos de reparação 294
6.11 Comentários finais 296

Capítulo 7 Avaliação da vulnerabilidade baseada em modelos mecânicos 301
7.1 Implementação e uso de modelos mecânicos 301
7.1.1 Enquadramento 301
7.1.2 Âmbito e objectivos de uma avaliação mecanicista 302
7.2 Formulação básica 303
7.2.1 Método do espectro de capacidade 303
7.2.2 Curvas de fragilidade e estados limite de dano 308
7.2.3 Variabilidade dos estados limite de dano 310
7.2.4 Distribuições de dano 312

7.3 Desenvolvimento de curvas de capacidade simplificadas 314
7.3.1 Identificação da tipologia 315
7.3.2 Mecanismo de comportamento 315
7.3.3 Esquema estrutural 316
7.3.4 Curvas de capacidade bilineares: modo linear 322
7.3.5 Curvas de capacidade bilineares: modo tipo *soft-storey* 323
7.4 Análise da incerteza 325
7.4.1 Parâmetros e incerteza 325
7.4.2 Definição dos estados limite de dano e tratamento da incerteza associada 326
7.4.3 Formulação da probabilidade condicional associando a incerteza 330
7.4.4 Definição dos momentos estatísticos da resposta e dos estados limite de dano 332
7.5 Aplicação numérica da formulação proposta 335
7.5.1 Propagação da incerteza 335
7.6 Comportamento de edifícios em agregado 340
7.6.1 Processo diacrónico da construção 341
7.6.2 Resposta sísmica de um agregado 341
7.7 Modelo mecânico para a vulnerabilidade sísmica dos agregados 345
7.7.1 Avaliação do desempenho do agregado e dos edifícios constituintes 345
7.7.2 Aplicação da metodologia 352
7.7.2.1 Agregado em estudo 352
7.7.2.2 Análise do desempenho global: vulnerabilidade sísmica 353
7.7.2.3 Avaliação e estimativa de danos 358
7.8 Comparação de metodologias: índice de vulnerabilidade e modelo mecânico 361
7.9 Comentários finais 362

Capítulo 8 Avaliação do comportamento de agregados de edifícios com recurso à modelação numérica 367
8.1 Estratégias de modelação numérica 367
8.1.1 Enquadramento 367
8.1.2 Modelação numérica de construções antigas 368
8.2 Caso de estudo 1: agregado na zona Z1 369
8.2.1 Descrição do agregado estrutural 369
8.2.2 Geometria do modelo e propriedades mecânicas 373
8.2.3 Definição das acções 375
8.2.4 Frequências naturais, modos de vibração e calibração do modelo 377
8.2.5 Estratégias de reforço avaliadas 380
8.2.6 Análise de resultados das soluções de reforço 382

8.2.6.1 Frequências naturais e modos de vibração 382
8.2.6.2 Influência da rigidez dos diafragmas na resposta da estrutura 385
8.2.6.3 Interpretação da fissuração das paredes com base nas cargas estáticas 386
8.2.6.4 Resposta para a acção sísmica regulamentar 387
8.2.6.5 Perfis de deslocamento e mecanismos potenciais de dano 389
8.2.6.6 Exigências de deslocamento lateral entre pisos 394
8.2.6.7 Melhoria da integridade estrutural: análise custo-benefício 397
8.2.7 Comentários finais 398
8.3 Caso de estudo 2: agregado na zona Z4 400
8.3.1 Descrição do agregado estrutural 400
8.3.2 O programa TREMURI 401
8.3.3 Modelo 3D do agregado 402
8.3.4 Macroelemento não-linear 404
8.3.5 Macroelemento com comportamento bilinear 406
8.3.6 Critérios de resistência e rotura do macroelemento bilinear 407
8.3.7 Análise *pushover* 409
8.3.7.1 Caso de estudo 409
8.3.7.2 Análise na direcção *XX* 413
8.3.7.3 Confronto das curvas de capacidade para a direcção *XX* 414
8.3.7.4 Análise na direcção *YY* 419
8.3.7.5 Confronto das curvas de capacidade para a direcção *YY* 420
8.3.8 Comentários finais 422

Capítulo 9 Conclusões, comentários finais e perspectivas de trabalho futuro 427
9.1 Síntese do trabalho realizado 427
9.1.1 Descrição do trabalho 427
9.1.2 Avaliação de resultados 427
9.2 Conclusões principais 428
9.2.1 Processos de reabilitação urbana 428
9.2.2 Estratégias de inspecção, registo e diagnóstico 433
9.2.3 Caracterização do edificado e do comportamento mecânico das paredes de alvenaria 435
9.2.4 Avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico das construções existentes 437
9.2.5 Verificação da segurança e análise de estratégias de reforço 441
9.3 Comentários finais 443
9.4 Perspectivas de trabalho futuro 445

Referências Bibliográficas 449

Anexos

Anexo A – Fichas de inspecção e registo A.1

A1 – Apresentação das fichas de inspecção e registo A.3

A2 – Considerações acerca do tipo e dimensão das amostras para a abordagem estatística A.30

A3 – Glossário de termos usados no Capítulo 4 A.33

Anexo B – Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias B.1

B1 – Organização dos resultados dos ensaios B.3

B2 – Resultados dos ensaios simples (1 a 9) B.4

B3 – Resultados dos ensaios duplos (1 a 9) B.9

Anexo C – Proposta de índices de vulnerabilidade (edifício, fachada e agregado) C.1

C1 – Índices de vulnerabilidade C.3

C2 – Índice de vulnerabilidade do edifício C.3

C3 – Índice de vulnerabilidade da parede de fachada C.45

C4 – Índice de vulnerabilidade do agregado C.56

Anexo D – Grau de confiança de cada parâmetro usado na definição do I_v D.1

D1 – Descrição dos graus de confiança de cada parâmetro D.3

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1 Enquadramento, objectivos e organização da dissertação 3
Figura 1: Objectivos do trabalho de investigação desenvolvido 5
Figura 2: Sintetização da organização da dissertação e relacionamento com a organização em capítulos 7

Capítulo 2 O Processo de Reabilitação Urbana: acções e estratégias de intervenção 13
Figura 3: Exemplos de situações de degradação e descaracterização do património 14
Figura 4: Exemplos de núcleos históricos 16
Figura 5: Forma de ocupação dos alojamentos (CENSOS 2001 [INE, 2003]) 17
Figura 6: Viela do anjo, Porto: a) Degradação e abandono; b) Intervenção do espaço [CMP, 1999] 19
Figura 7: Estado de conservação do alojamento em Portugal em 2001 [INE, 2003] 21
Figura 8: Experiência de intervenção no centro histórico de Guimarães [GMG, 1980] 27
Figura 9: Renovação urbana: a) Área de operação Ribeira-Barredo; b) Rua do Cimo do Muro [CRUARB, 2000] 30
Figura 10: Manutenção e recuperação do edificado [CME, 2007] 32
Figura 11: Manual de Recuperação de Roma, 1981 [Pereira, 2005] 38
Figura 12: Planta da cidade de Lisboa: áreas de intervenção das SRU's [CML, 2005] 40
Figura 13: Estado dos edifícios relativamente à conservação arquitectónica em 2002 [CML, 2005] 41
Figura 14: Recurso ao SIG na análise espacial e identificação de acções prioritárias [CML, 2005] 42
Figura 15: Funções, influências e objectivos de um processo de renovação urbana 46
Figura 16: Quadro de identificação de acções e tarefas (aplicado ao caso da Baixa de Coimbra) 52
Figura 17: Esquema simplificado da fase de *overview planning* 53
Figura 18: Proposta do modelo estratégico com quatro fases principais 54
Figura 19: Esquema simplificado do processo de avaliação e acção 55
Figura 20: Leonardo Da Vinci, o Médico Arquitecto 60
Figura 21: Organização do trabalho de inspecção e registo 63
Figura 22: Importância da pormenorização e uso de novos materiais 71
Figura 23: Problemas resultantes da acção climatérica 72
Figura 24: Registo gráfico 73
Figura 25: Destaque dos media [PUB, 2006; DC, 2006] 81
Figura 26: Perímetro do projecto, zonas e edificado urbano 83
Figura 27: Coberturas: a) Mau estado de conservação; b) Pormenor do levantamento das coberturas 84

Figura 28: Fichas de registo e inspecção 86
Figura 29: Exemplo de uma ficha de registo 87
Figura 30: Ficha individual e colectiva 89
Figura 31: Reabilitação do Bairro delimitado pelo Largo do Colégio e Rua e Travessa de Santana, Porto [CMP, 1998] 90
Figura 32: Processos de regeneração urbana e sistema de planeamento 92

Capítulo 3 Informação e inventário sobre o edificado da Baixa de Coimbra 97
Figura 33: Nível de inspecção e classificação do edificado 101
Figura 34: Indicadores de acessibilidade, tipo de implantação e edifícios em situação de ruína 102
Figura 35: Dados sobre a altura e número de pisos dos edifícios 103
Figura 36: Espaços comuns e fachadas com aberturas 104
Figura 37: Avaliação da compartimentação interior e possibilidade de alteração dos espaços 104
Figura 38: Visualização pelo interior e inclinação das coberturas 106
Figura 39: Avaliação do número de águas e geometria da cobertura 106
Figura 40: Tipo de revestimento das coberturas 107
Figura 41: Tipo de suporte das coberturas 108
Figura 42: Tipo de revestimento e suporte das coberturas por zonas 108
Figura 43: Identificação de coberturas em betão armado 109
Figura 44: Anomalias em coberturas 110
Figura 45: Anomalias associadas a problemas de infiltração, rufagem e uso excessivo de argamassa 110
Figura 46: Anomalias em coberturas: a) Revestidas em telha cerâmica; b) Outros tipos de revestimentos 111
Figura 47: Indicadores do estado de conservação das coberturas 111
Figura 48: Tipo de parede e revestimento 113
Figura 49: Tipo de parede e revestimento por zona 114
Figura 50: Indicadores acerca da espessura das paredes de fachada 115
Figura 51: Anomalias em paredes de fachada 115
Figura 52: Grupos de anomalias em paredes de fachada (fissuração, humidade e outros) 116
Figura 53: Anomalias em paredes de fachada em função da altura dos edifícios 117
Figura 54: Indicadores do estado de conservação das paredes de fachada 118
Figura 55: Tipo de estrutura de suporte e revestimento dos pavimentos 119
Figura 56: Tipo de estrutura de suporte e revestimento dos pavimentos por zonas 120
Figura 57: Edifícios com pavimentos em betão armado 121
Figura 58: Singularidades dos pavimentos 121
Figura 59: Anomalias por tipo de revestimento dos pavimentos 122
Figura 60: Indicadores do estado de conservação dos pavimentos elevados 123

Figura 61: Tipologia estrutural dos edifícios por altura 125
Figura 62: Configuração do piso térreo 125
Figura 63: Acções das coberturas sobre as paredes 126
Figura 64: Anomalias estruturais em paredes resistentes 126
Figura 65: Anomalias em pavimentos de madeira 127
Figura 66: Indicadores do estado de conservação geral dos edifícios 127
Figura 67: Classificação dos edifícios e posicionamento relativo na malha urbana 129
Figura 68: Meios de detecção, extinção e evacuação e situações de risco 129
Figura 69: Existência de instalações sanitárias e iluminação natural 130
Figura 70: Compartimentos interiores 131
Figura 71: Materiais das redes de abastecimento e drenagem 132
Figura 72: Materiais da tubagem da rede de aquecimento de água 133
Figura 73: Ligações e características das redes de drenagem predial (pluvial e doméstica) 133
Figura 74: Anomalias em redes de drenagem de águas residuais 134
Figura 75: Anomalias das redes de abastecimento de água 135
Figura 76: Conforto térmico de Verão e Inverno 136
Figura 77: Fontes de ruído e reforço acústico 137
Figura 78: Materiais de caixilharia e tipo de envidraçado 138
Figura 79: Anomalias na zona dos vãos 138
Figura 80: Anomalias em paredes interiores 139
Figura 81: Anomalias em tectos 139
Figura 82: Tipo de intervenções sobre o edificado 140
Figura 83: Acções de intervenção sobre as coberturas, estruturas resistentes e instalações 141

Capítulo 4 Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra 145
Figura 84: Alvenarias irregulares de pedra calcária na Baixa de Coimbra 147
Figura 85: Tipo de assentamento e aparelho das alvenarias de pedra irregular [MRRP, 2001] 148
Figura 86: Secção transversal das paredes de pedra 148
Figura 87: Paredes de alvenaria com estrutura de madeira 149
Figura 88: Alvenaria com prumos de madeira distanciados cerca de 60cm na vertical em paredes meeiras 150
Figura 89: Outras soluções observadas 150
Figura 90: Uso de tirantes 151
Figura 91: Cunhais e ligação entre paredes ortogonais 152
Figura 92: Fissuração por assentamento diferencial 153
Figura 93: Fissuração por assentamento (edificação vizinha, parede meeira) 153
Figura 94: Fissuração vertical junto ao cunhal 154

Figura 95: Fissuração devido a impulso horizontal da cobertura sobre a parede 154
Figura 96: Fissuração por falta de contraventamento e/ou ligação de paredes 155
Figura 97: Desligamento dos revestimentos 155
Figura 98: Concentração de tensões por desalinhamento de aberturas 156
Figura 99: Abaulamento da parede 156
Figura 100: Esmagamento localizado (fragilização localizada na parede) 157
Figura 101: Deterioração dos elementos de madeira 157
Figura 102: Desagregação local da alvenaria 158
Figura 103: Exemplos de outros problemas em paredes de fachada em alvenaria 159
Figura 104: Secção e corte de peças de madeira [Teixeira, 1998] 162
Figura 105: Outros tipos de pavimento: a) Arco em tijolo; b) Abóbada nervurada; c) Abóbada simples; d) Vigas em ferro e abóbadas em tijolo 163
Figura 106: Pavimentos em madeira na Baixa de Coimbra 164
Figura 107: Ligações entre pavimentos e paredes 165
Figura 108: Ligações com elementos metálicos 166
Figura 109: Pregos de ferro forjado 166
Figura 110: Reforço de pavimentos de madeira 167
Figura 111: Deformação excessiva 168
Figura 112: Interrupção de elementos estruturais e introdução de carga excessiva 168
Figura 113: Apodrecimento e fragilização (infiltrações) 169
Figura 114: Ataque xilófago e degradação biológica da madeira 169
Figura 115: Deformações associadas à deformabilidade da caixa de escadas e introdução de carga adicional 170
Figura 116: Outros problemas dos pavimentos de madeira 171
Figura 117: Exemplos de coberturas observadas na Baixa de Coimbra 173
Figura 118: Geometria e constituição da estrutura de suporte das coberturas da Baixa de Coimbra 174
Figura 119: Ligações entre elementos da estrutura das asnas de cobertura (samblagens e ferragens) 174
Figura 120: Vistas aéreas da Baixa de Coimbra 175
Figura 121: Revestimentos de coberturas inclinadas: a) Cobertura em telha tipo canudo com assentamento do tipo “valladio”; b) Heterogeneidade de soluções; c) Coberturas com cuidados exclusivos na zona corrente 175
Figura 122: Exemplos de soluções de revestimentos de coberturas inclinadas na Baixa de Coimbra 176
Figura 123: Uso de subtelha 177
Figura 124: Exemplos de sistemas de reforço observados na Baixa de Coimbra 177
Figura 125: Deformabilidade excessiva da estrutura de suporte da cobertura 178
Figura 126: Ataque xilófago e degradação biológica dos elementos de suporte em madeira da cobertura 179

Figura 127: Fragilização das ligações e zonas de apoio nas paredes 179
Figura 128: Infiltrações e apodrecimento (acção da chuva) 180
Figura 129: Outras anomalias das coberturas 181

Capítulo 5 Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias tradicionais da Baixa de Coimbra 187
Figura 130: Localização dos nove ensaios realizados (seis edifícios) 188
Figura 131: Localização da zona estudada das paredes com macacos planos (1, 2, 3 e 8) 189
Figura 132: Área de contacto entre o macaco e a parede: exemplo de ensaios 192
Figura 133: Ensaio simples: macaco plano semi-rectangular, abertura do rasgo e medição entre miras 192
Figura 134: Resultados do ensaio simples 6: a) Evolução dos deslocamentos nos alinhamentos; b) Evolução dos deslocamentos relativos em cada alinhamento e valor inicial estimado na obtenção da tensão instalada 194
Figura135: Resultados do ensaio simples 9: a) Evolução dos deslocamentos nos alinhamentos; b) Evolução dos deslocamentos relativos em cada alinhamento e valor inicial estimado na obtenção da tensão instalada 195
Figura 136: Zonas fragilizadas 197
Figura 137: Esquema do ensaio duplo e monitorização da distância entre miras 199
Figura 138: Constituição das paredes: janelas de ensaio 200
Figura 139: Registos em termos de tensão-extensão nos ensaios duplos 2 e 4 201
Figura 140: Relações tensão-extensão média obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos 1 a 9 202
Figura 141: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (todos os ensaios, 1 a 9) 204
Figura 142: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (ensaios 2, 3, 6 e 7) 205
Figura 143: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (ensaios 4, 5 e 9) 205
Figura 144: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (ensaios 1 e 8) 206
Figura 145: Correlação entre o módulo de elasticidade obtido a partir dos ensaios e o valor obtido com a expressão do EC6 [CEN, 2005] 208
Figura 146: Lei de comportamento bilinear (melhor ajuste aos resultados dos ensaios 2, 3, 6 e 7) 209
Figura 147: Relações entre resultados obtidos para as paredes ensaiadas: a) e b) Coeficientes de segurança e a tensão instalada; c) e d) Tensão máxima atingida nos ensaios e a constituição das paredes de alvenaria 211

Capítulo 6 Avaliação da vulnerabilidade sísmica 217
Figura 148: Sistematização dos aspectos a considerar na avaliação do risco sísmico [Vicente *et al.* 2005c] 217
Figura 149: Esquema para a avaliação do risco sísmico de uma tipologia construtiva de vulnerabilidade *V* [Campos Costa, 2004] 221
Figura 150: Processo de obtenção de cenários de risco 223
Figura 151: Principais componentes de um Sistema de Informação Geográfica 225
Figura 152: Exemplos do uso de um SIG: a) Representação espacial de informação [ArcGis 9.2, 2005]; b) Instrumento de planeamento [CML, 2005] 226
Figura 153: Placas tectónicas [BR, 2007] 227
Figura 154: Carta de intensidades máximas [IM, 2007] 228
Figura 155: Extracto da carta neotectónica de Coimbra [IDAD, 2003] 229
Figura 156: Localização das sondagens e *log* de uma sondagem efectuada IPN [2003] 231
Figura 157: Mecanismos de colapso parciais [Ortigia, 2000] 234
Figura 158: Relações possíveis entre os níveis de avaliação da vulnerabilidade sísmica 235
Figura 159: Exemplos de mecanismos de colapso [Lang, 2002] 238
Figura 160: Campos de aplicabilidade dos métodos de análise da vulnerabilidade sísmica 245
Figura 161: Exemplos de curvas/funções de vulnerabilidade, Lang [2002] e Yépez *et al*. [1995] 250
Figura 162: Exemplo de curvas de fragilidade [ASER, 2006] 251
Figura 163: Processo de estimativa de danos e avaliação de perdas 253
Figura 164: Perímetro do projecto, zonamento e edificado urbano 254
Figura 165: Plataforma de gestão entre a base de dados e o SIG 255
Figura 166: Ficha de avaliação do índice de vulnerabilidade 257
Figura 167: Parâmetro P12 - Tipo de cobertura 259
Figura 168: Distribuição das classes de cada parâmetro usado no cálculo de I_v 260
Figura 169: Funções de vulnerabilidade: a) Função qualitativa trilinear [Grimaz *et al.*, 1996]; b) Funções de vulnerabilidade propostas por Benedetti e Petrini [1984] 262
Figura 170: Matriz de probabilidade de dano: a) Definição de quantidades na escala EMS-98 [Grünthal, 1998]; b) Matriz de distribuição de dano da escala EMS-98 [Grünthal, 1998] para edifícios da classe de vulnerabilidade A 264
Figura 171: Correlações entre o índice de dano e o grau de dano médio das diferentes propostas 267
Figura 172: Confronto das curvas de vulnerabilidade do GNDT II e a metodologia macrossísmica 268
Figura 173: Parâmetros modificadores do índice de vulnerabilidade e respectivos valores de pontuação 270
Figura 174: Distribuição do índice de vulnerabilidade (considerando 697 e 410 edifícios): a) Histograma; b) Curva gaussiana normal ajustada 272
Figura 175: Mapeamento da vulnerabilidade estimada do edificado 273

Figura 176: Mapeamento da vulnerabilidade do edificado (I_v<40 e I_v≥40) 274
Figura 177: Relação entre a resistência convencional, dados geométricos, áreas resistentes e I_v 276
Figura 178: Distribuição do parâmetro P3 277
Figura 179: Distribuição do parâmetro P4 277
Figura 180: Distribuição do parâmetro P7 277
Figura 181: Distribuição do parâmetro P9 277
Figura 182: Distribuição do parâmetro P11 278
Figura 183: Distribuição do parâmetro P12 278
Figura 184: Identificação de fragilidades estruturais decorrentes de intervenções intrusivas 279
Figura 185: Histograma do grau de confiança obtido para os 410 edifícios 281
Figura 186: Curvas de vulnerabilidade para o edificado em alvenaria da Baixa de Coimbra 282
Figura 187: Distribuição de dano estimado para I_v=38.38: a) *I*(EMS-98)=VIII; b) *I* (EMS-98)=IX 285
Figura 188: Cenário de dano para *I* (EMS-98)=VII 285
Figura 189: Cenários de dano para *I* (EMS-98)=VIII 285
Figura 190: Cenário de dano para *I* (EMS-98)=IX 286
Figura 191: Cenário de dano para *I* (EMS-98)=X 286
Figura 192: Curvas de fragilidade: a) I_v=38.38; b) I_v=47.50 287
Figura 193: Exemplo do ambiente de trabalho da ferramenta desenvolvida em SIG 288
Figura 194: Probabilidade de colapso e inutilização dos edifícios para diferentes valores do I_v 290
Figura 195: Cenários de perda (probabilidade de colapso e inutilização dos edifícios) e cruzamento de informação 291
Figura 196: Probabilidade de ocorrência de mortos/feridos graves e de desalojamento para diferentes valores do I_v 293
Figura 197: Cenários de perda (probabilidade de ocorrência de mortos/feridos graves e desalojamento) e cruzamento de informação 294
Figura 198: Estimativa de custos de reparação 298

Capítulo 7 Avaliação da vulnerabilidade baseada em modelos mecânicos 301
Figura 199: Histograma e distribuição para dois dos parâmetros utilizados 302
Figura 200: Definição da curva de capacidade: a) Relação global força-deslocamento; b) Definição dos estados limite/níveis de desempenho 304
Figura 201: Curva de capacidade bilinear 306
Figura 202: Espectro de resposta e avaliação: a) Espectro de acção no formato ADRS; b) Espectro de capacidade e definição do ponto de desempenho [adaptado de Fajfar, 1999] 306
Figura 203: Determinação do *performance point* para $T^* < T_C$ e $T^* \geq T_C$ [adaptado de Fajfar, 2000] 308
Figura 204: Exemplo de curvas de fragilidade e estados de dano [adaptado de HAZUS, 1999] 309
Figura 205: Variabilidade da curva de fragilidade para um estado de dano, d_{s4} 312

Figura 206: Curvas de fragilidade e distribuição de dano para um deslocamento espectral S_d^* 313
Figura 207: Relação da tipologia com o mecanismo de comportamento 315
Figura 208: Modelo de barra encastrada 316
Figura 209: Distribuição de área das paredes em altura (2 configurações) 320
Figura 210: Modo linear 322
Figura 211: Modo tipo *soft-storey* 324
Figura 212: Definição dos estados limite de dano 328
Figura 213: Distribuições associadas aos estados limite de dano 329
Figura 214: Desenvolvimento em série de *Taylor* para a definição dos momentos estatísticos dos parâmetros que influenciam a curva de capacidade 332
Figura 215: Edifício analisado (representativo dos edifícios da Baixa de Coimbra) 335
Figura 216: Propagação da incerteza sobre a definição da curva de capacidade e dos estados de dano devido à variabilidade dos parâmetros h, β_x, β_y, α_x, α_y, q, τ_k, γ e G 337
Figura 217: Propagação da incerteza devido à influência simultânea de todos os parâmetros de natureza incerta 338
Figura 218: Avaliação da resposta do edifício 339
Figura 219: Curvas de fragilidade e distribuição de dano 340
Figura 220: Processo de construção diacrónico e interacção entre edifícios [adaptado de Ortigia, 2000] 341
Figura 221: Geometria dos agregados e aspectos que influenciam a sua vulnerabilidade 343
Figura 222: Influência da interacção nos mecanismos de dano e colapso local [Ortigia, 2000] 343
Figura 223: Influência da interacção nos mecanismos de dano [adaptado de MRRP, 2001] 344
Figura 224: Relação da tipologia dos edifícios que constituem o agregado com o mecanismo de comportamento 346
Figura 225: Direcções consideradas na análise da avaliação dos agregados 346
Figura 226: Procedimento mecânico utilizado na avaliação de um agregado e dos edifícios constituintes 347
Figura 227: Construção da curva global *pushover* simplificada 348
Figura 228: Construção da curva bilinear equivalente – caso a) 349
Figura 229: Construção da curva bilinear equivalente – caso b) 350
Figura 230: Curvas força-deslocamento e o nível de desempenho associado a cada edifício 351
Figura 231: Agregado de edifícios analisado 353
Figura 232: Curvas de capacidade no formato ADRS e curvas de comportamento ao nível do rés-do-chão para os 4 edifícios (na direcção *XX*) 354
Figura 233: Curva de comportamento do agregado e curva equivalente bilinear (na direcção *XX*) 354
Figura 234: Curva de capacidade equivalente do agregado na direcção *XX* 355
Figura 235: Avaliação da resposta do agregado para uma acção sísmica (PGA=0.20*g* e solo tipo C) 355

Figura 236: Avaliação do ponto de desempenho do agregado considerando um mecanismo de comportamento uniforme para uma acção sísmica (PGA=0.20g e solo tipo C) 356
Figura 237: Avaliação do nível de dano para cada edifício na direcção XX para a acção sísmica (PGA=0.20g e solo tipo C) 357
Figura 238: Avaliação do ponto de desempenho para cada edifício na direcção *YY* 357
Figura 239: Distribuições de dano na direcção *XX*: a) Histograma de distribuição; b) Comparação das distribuições de dano 358
Figura 240: Distribuição de dano para os quatro edifícios na direcção *YY* e para os dois mecanismos de comportamento considerados. 359
Figura 241: Curva de fragilidade e cenário de dano para diferentes tipos de solo 359
Figura 242: Distribuições de dano para a análise na direcção *YY* para os dois mecanismos de comportamento 360
Figura 243: Envolvente da distribuição de dano global para ambas as direcções, *XX* e *YY* 360
Figura 244: Distribuições de dano global 362

Capítulo 8 Avaliação do comportamento de agregados de edifícios com recurso à modelação numérica 367
Figura 245: Perímetro da Baixa de Coimbra e localização do agregado de quatro edifícios em estudo 370
Figura 246: Alçados, planta do rés-do-chão e fachadas dos quatro edifícios 371
Figura 247: Detalhes construtivos dos edifícios antigos 371
Figura 248: Modelo tridimensional global dos quatro edifícios (paredes, pavimentos e coberturas) 373
Figura 249: Equipamento utilizado – sismógrafo 378
Figura 250: Ensaios dinâmicos: a) Transformada de *Fourier* do registo das acelerações para os pontos de medição S2 e S3 nas 3 direcções; b) Frequências naturais estimadas a partir dos espectros de potência na direcção transversal da parede 379
Figura 251: Geometria da estrutura e modos de vibração 380
Figura 252: Esquema das soluções de reforço estudadas 382
Figura 253: Modos de vibração e frequências naturais (estrutura original e estruturas reforçadas) 384
Figura 254: Sensibilidade da resposta estrutural em função da rigidez dos diafragmas horizontais 385
Figura 255: Fissuração observada e distribuição das tensões principais para cargas verticais 386
Figura 256: Fissuração observada e distribuição de tensões principais de tracção superiores a 50kPa para as cargas verticais 387
Figura 257: Distribuição das tensões principais máximas (σ_1>50kPa) em função da solução de reforço na fachada N-E dos quatro edifícios 388
Figura 258: Perfis de deslocamento lateral segundo *XX* no ponto de controlo P1 390
Figura 259: Perfis de deslocamento lateral segundo *XX* no ponto de controlo P2 391
Figura 260: Perfis de deslocamento lateral segundo *YY* no ponto de controlo P5 392

Figura 261: Perfis de deslocamento lateral nos pontos de controlo P2, P3 e P4 393
Figura 262: *Multi-objective Performance Based Rehabilitation* [adaptado de FEMA 356, 2000] 394
Figura 263: Deformação entre pisos (*drift*) para os pontos P1, P2 e P5 395
Figura 264: Eficiência das soluções de reforço estudadas 398
Figura 265: Modelação de estruturas de alvenaria com macroelementos [TREMURI, 2007] 403
Figura 266: Modelo 3D e representação dos nós 2D e 3D [TREMURI, 2007] 404
Figura 267: Esquema dos nós 2D e 3D e partilha de cargas pelas paredes [Galasco *et al.*, 2006] 404
Figura 268: Danos no plano das paredes de alvenaria [Lagomarsino, 2007; Galasco, 2005] 405
Figura 269: Modelo cinemático do macroelemento desenvolvido por Gambarotta e Lagomarsino [1997] 406
Figura 270: Macroelemento bilinear [Galasco, 2005] 406
Figura 271: Modos de rotura de paredes de alvenaria no seu plano: a) *Flexural-rocking*; b) *Shear-sliding*; c) *Diagonal cracking shear* [Magenes e Calvi, 1997] 407
Figura 272: Comparação de critérios de resistência para a alvenaria 409
Figura 273: Comparação das análises *pushover* e envolvente de resultados das análises dinâmicas para um edifício em betão armado com 8 pisos [Antoniou e Pinho, 2004] 410
Figura 274: Modelo estrutural 3D desenvolvido: a) Modelo global; b) Pavimentos e elementos lineares (vigas, pilares e lintéis em betão armado) 411
Figura 275: Exemplo de uma janela de diálogo no programa TREMURI [2007] 412
Figura 276: Agregado analisado nas duas direcções independente 413
Figura 277: Curvas *pushover* obtidas para as duas análises com imposição de forças (nó 8 e nó 51) e média de deslocamentos à cota do primeiro piso (3.65m) 414
Figura 278: Comparação de curvas força-deslocamento: a) Confronto das curvas *pushover* do modelo numérico e mecânico; b) Confronto após a correcção da curva dada pelo modelo mecânico 418
Figura 279: Confronto das curvas de capacidade (no formato ADRS) para a direcção *XX* 419
Figura 280: Curvas *pushover* obtidas para as duas análises com imposição de forças (nó 62 e nó 70) e, média de deslocamentos à cota do primeiro piso (3.65m) 420
Figura 281: Comparação de curvas força-deslocamento: a) Confronto das curvas *pushover* do modelo numérico e mecânico; b) Confronto após a correcção da curva dada pelo modelo mecânico 421
Figura 282: Confronto das curvas de capacidade (no formato ADRS) 421

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2 O Processo de Reabilitação Urbana: acções e estratégias de intervenção 13
Tabela 1: Caracterização e evolução do parque habitacional [INE, 2003] 17
Tabela 2: Fogos construídos por tipo de promotor 20
Tabela 3: Evolução das estratégias de política urbana, adaptada de Stöhr [1992] e Lichfield [1992] 44
Tabela 4: Identificação de fraquezas e oportunidades 46
Tabela 5: Princípios básicos de um processo de inspecção e registo 62
Tabela 6: Síntese de Cartas, Convenções, Declarações, Resoluções e Recomendações Internacionais 65
Tabela 7: Fases da intervenção [Cóias e Lourenço, 1998] 77
Tabela 8: Dispositivos de ensaio e técnicas para inspecção de edifícios antigos [Cóias e Lourenço, 1998] 78

Capítulo 3 Informação e inventário sobre o edificado da Baixa de Coimbra 97
Tabela 9: Critério de actualização de informação 99
Tabela 10: Resultados da ficha A - Identificação do edifício 100
Tabela 11: Resultados da ficha B1 – Avaliação das coberturas 105
Tabela 12: Resultados da ficha B2 – Avaliação das paredes de alvenaria 112
Tabela 13: Resultados da ficha B3 – Avaliação dos pavimentos 119
Tabela 14: Resultados da ficha C – Qualidade e segurança do sistema estrutural 124
Tabela 15: Resultados da ficha E3 – Condições de segurança contra incêndio 128
Tabela 16: Resultados da ficha D1 – Condições de ventilação, salubridade e iluminação 130
Tabela 17: Resultados da ficha E1 – Redes de distribuição de água e drenagem 131
Tabela 18: Resultados da ficha D2 – Condições térmicas e acústicas 135
Tabela 19: Resultados da ficha B4 – Avaliação das paredes interiores, vãos e tectos 137

Capítulo 4 Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra 145
Tabela 20: Tipos de madeira [Mateus, 2007; Cruz *et al.*, 2007] 161

Capítulo 5 Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias tradicionais da Baixa de Coimbra 187
Tabela 21: Localização e zona das paredes de alvenaria ensaiadas 190
Tabela 22: Tensão estimada nos nove ensaios realizados 196
Tabela 23: Coeficientes de correcção, k_a e k_m para os ensaios simples 197
Tabela 24: Coeficientes de correcção, k_a e k_m para os ensaios duplos 199

Tabela 25: Localização e constituição das paredes de alvenaria ensaiadas 200
Tabela 26: Principais resultados dos ensaios duplos 1 a 9 203
Tabela 27: Valores dos diferentes módulos de elasticidade 207
Tabela 28: Resultados dos ensaios: tensão de rotura e módulo de elasticidade 209
Tabela 29: Valores de tensão obtidos nos ensaios e relações entre estes 210
Tabela 30: Valores de tensão de rotura e módulo de elasticidade obtidos por outros autores 211

Capítulo 6 Avaliação da vulnerabilidade sísmica 217
Tabela 31: Sismos sentidos no distrito de Coimbra e arredores desde 1996 [IM, 2007] 229
Tabela 32: Definição das classes de vulnerabilidade das construções segundo a escala MSK [1962]. 246
Tabela 33: A definição da classe de vulnerabilidade do tipo de classificação MSK [Molise, 2002]. 247
Tabela 34: Definição das classes de vulnerabilidade segundo o EMS-98 [adaptado de Grünthal, 1998] 247
Tabela 35: Forma da matriz de probabilidade de dano [Lang, 2002] 249
Tabela 36: Exemplo de matriz de probabilidade condicional de dano para o caso de Lisboa [Giovinazzi, 2005] 249
Tabela 37: Índice de vulnerabilidade proposto (I_v), parâmetros que o definem e respectivos pesos associados 257
Tabela 38: Correlação entre graus de dano médio e índice de dano económico de diversos autores 266
Tabela 39: Correlação entre o índice de vulnerabilidade dos dois procedimentos 268
Tabela 40: Índice de vulnerabilidade, $I_{v,médio}$, classificação da classe de vulnerabilidade e tipologia estrutural 271
Tabela 41: Definição geral dos quatro níveis do grau de confiança 280
Tabela 42: Resultados da estimativa de colapsos e edifícios inutilizáveis 290
Tabela 43: Resultados da estimativa de mortos, feridos graves e desalojados 293

Capítulo 7 – Avaliação da vulnerabilidade baseada em modelos mecânicos 301
Tabela 44: Parâmetros envolvidos na definição das curvas de capacidade simplificadas (bilineares) 325
Tabela 45: Grau de dano para edifícios em alvenaria [adaptado de Grünthal, 1998] 327
Tabela 46: Resultados do tratamento de β 339
Tabela 47: Definição dos estados limite de dano 351

Capítulo 8 Avaliação do comportamento de agregados de edifícios com recurso à modelação numérica 367

Tabela 48: Propriedades mecânicas adoptadas para os materiais do modelo linear elástico 375

Tabela 49: Comparação de frequências (medida e calculada) 379

Tabela 50: Propriedades dos materiais considerados nas acções de reforço 381

Tabela 51: Valores de *drift* em paredes de alvenaria obtidos em ensaios 396

Tabela 52: Estimativa do valor patrimonial dos edifícios estudados e custo das três acções de reforço 397

Tabela 53: Propriedades mecânicas adoptadas para os materiais do modelo desenvolvido no TREMURI 411

Tabela 54: Principais diferenças entre a metodologia mecanicista e as análises *pushover* 415

LISTA DE SÍMBOLOS

Em alguns casos o mesmo símbolo representa diferentes variáveis ou constantes, uma vez, que tendo origens diversas se tentou respeitar as nomenclaturas originais, excepto quando daí pudesse resultar menor clareza na interpretação do texto.

a, b	Constantes na expressão da lei de Guagenti e Petrini [1989]
a, b, t , r	Parâmetros da função de distribuição *beta*
a_0	Quociente entre a área mínima de entre as duas direcções e a área em planta do edifício
a_g	Valor de aceleração do solo [OPCM 3274, 2003]
A, B, C, D	Classes de vulnerabilidade dos parâmetros na definição do índice de vulnerabilidade, I_v
A	Área do painel de parede (na definição de um coeficiente de redução da rigidez pelo contributo da flexão)
$A_{dir,i}$,	Área de paredes resistentes em cada direcção (*XX* ou *YY*), ao nível do piso *i*
$A_{dir,N}$	Área resistente do último piso na direcção *dir*
A_i	Área de parede resistente
A_p	Área em planta do edifício
$A_{máx}$	Área máxima de parede resistente de entre as duas direcções em planta
$A_{mín}$	Área mínima de parede resistente de entre as duas direcções em planta
A_t	Área em planta do edifício
A_u	Capacidade última
A_y, $A_{y,dir}$	Capacidade de cedência/Resistência da estrutura (na direcção *dir*)
$A_{xi,j}$	Área de um painel genérico, *j*, com dimensões médias dos painéis de alvenaria resistente nesta direcção *x,* ao nível *i* (somatório da área de todos os painéis de alvenaria ao nível do piso *i*, $\sum_j A_{xi,j} = A_{xi}$)
A_1	Área resistente em corte ao nível da base das paredes, do piso térreo
b	Largura do painel (coeficiente na redução da rigidez pelo contributo da flexão)
	Coeficiente definido de acordo com a relação altura (*h*) e o comprimento (*l*) da parede ($b=h/l$; com $1 \leq b \leq 1.5$)
	Coeficiente correctivo associado à distribuição de tensão em função da esbelteza da parede, assumido como *h*/*L* em que, *h* é a altura do pano de parede.
C	Coeficiente de intensidade sísmica (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
C_{conv}	Resistência convencional do edifício
$Cov[\cdot\ ]$	Operador de covariância
C_u	Resistência ao corte não drenado do solo
C_{vi}	Pontuação para cada classe de vulnerabilidade de cada parâmetro no cálculo do I_v
$\overline{C}_{vi}$	Classe de vulnerabilidade média do parâmetro, *i*

D_i, d	Nível ou grau de dano i
$\bar{d}$	Deslocamento correspondente a 0.7xF_{max} (na definição da curva de comportamento global do agregado)
d^*	Deslocamento correspondente ao ponto de cedência (na definição da curva de comportamento bilinear global do agregado)
d_e	Índice de dano económico
d_i	Deslocamento de determinado piso ou nível (na estimativa da forma modal assumida no modelo mecânico)
ds_k	Estado de dano
d_u	Deslocamento último correspondente a uma degradação de 20% da resistência máxima
D_u	Deslocamento associado à capacidade última.
d_{yi}	Distância entre o centro de rigidez e a parede na direcção x mais afastada [Linee Guida, 2006]
D_y	Deslocamento associado à capacidade de cedência
e	Espessura da parede
e_{yi}	Excentricidade do centro da rigidez em relação ao centro de massa (estimada ou calculada) [Linee Guida, 2006]
E	Exposição ou valor dos elementos em risco
E, E_0	Módulo de elasticidade inicial
EC	Estado de conservação
$E_{sec30\%}$	Módulo de elasticidade secante, para o valor de 30% da tensão de rotura
$E_{sec30-60\%}$	Módulo de elasticidade secante, entre os 30% e 60% da tensão de rotura (retirado da curva tensão-extensão)
$E_{secrotura}$	Módulo de elasticidade secante na rotura
$E_{tanrotura}$	Módulo de elasticidade tangente na rotura
E, M, B, A	Graus de confiança dos parâmetros na definição do índice de vulnerabilidade, I_v
$E[\cdot]$	Valor esperado de $[\cdot]$
E_1, E_2	O módulo de elasticidade na direcção principal (vigamento resistente) e na direcção perpendicular dos pavimentos do elemento finito membrana de 3 ou 4 nós (no âmbito do programa TREMURI®)
$EJ(z)$	Rigidez de flexão
f	Frequência
f_d	Factor de dano
f_h	Resistência à compressão da alvenaria na direcção horizontal no plano da parede, $0.85 f_h \times h \times t$, (cálculo do momento último do lintel)
f_k	Resistência à compressão característica da alvenaria

f_m	Tensão resistente em compressão média da alvenaria (expressão que define o momento último)
f_{sd}	Função de densidade de probabilidade
f_t	Tensão resistente em compressão diagonal (critério de resistência ao corte de Turnšek e Čačovič, 1971)
f_u	Tensão de rotura do aço (tirantes)
f_v	Resistência ao corte da alvenaria (critério de resistência ao corte de Mohr-Coulomb)
f_{v0}	Resistência ao corte da alvenaria para tensão normal nula
f_{yd}	Tensão de cedência do aço (tirantes)
F, F_s	Força
F^*	Força correspondente à resistência máxima na definição da curva de comportamento bilinear
FFT	*Fast Fourier Transform*
$F_{máx}$	Força máxima da curva de capacidade global
F_y	Nível de força lateral associado à capacidade de cedência
g.d.l.	Graus de liberdade
G	Módulo de corte/distorção
$GA(z)$	Rigidez de corte
G_k	Carga permanente que contempla o peso próprio da construção (elementos estruturais e não estruturais)
G, G_{12}	Rigidez de corte dos elementos de membrana que definem o pavimento e influenciam a repartição de forças horizontais entre paredes no âmbito do programa TREMURI®
h	Altura do painel (coeficiente na redução da rigidez pelo contributo da flexão) Altura da secção (critério de resistência ao corte de Turnšek e Čačovič, 1971) Altura média entre pisos Altura do elemento interno do macroelemento ②
h_0	Distância entre pavimentos ou pavimento/cobertura eficientemente ligados às paredes
H, H_e, h	Perigosidade sísmica
H, H_{total}	Altura total
H_p	Valor mínimo de entre a tensão resistente em tracção (cálculo do momento último do lintel)
I	Intensidade macrossísmica (MCS ou MSK) Coeficiente de protecção (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
$I(EMS\text{-}98)$	Intensidade definida na escala macrossísmica EMS-98 [Grünthal, 1998]
I_v^*	Índice de vulnerabilidade, I_v^* , variando entre 0 e 650
I_v	Índice de vulnerabilidade normalizado, variando no intervalo entre 0 e 100 (soma ponderada normalizada)

$\bar{I}_V$	Índice de vulnerabilidade obtido da análise detalhada da primeira fase de avaliação.
$I_{v,médio}$	Índice de vulnerabilidade médio para os 679 edifícios
J_i	Momento de inércia das paredes resistentes na direcção considerada
k	Coeficiente correctivo indicado nos documentos de aplicação nacional [OPCM 3274, 2003]
K^*, k^*	Rigidez generalizada de um sistema equivalente de 1 g.d.l.
k_a	Constante que traduz a relação entre a área do macaco e a área do rasgo (de acordo com a norma ASTM C1197-91 [1991])
k_i	Rigidez (na estimativa da forma modal assumida no modelo mecânico)
k_m	Constante que reflecte a rigidez do macaco plano e o atrito do sistema hidráulico, determinada no procedimento de calibração (de acordo com a norma ASTM C1197-91 [1991])
k_{mod}	Rigidez modificada dos diafragmas horizontais (no âmbito do estudo da sensibilidade da resposta estrutural, em função da rigidez dos diafragmas horizontais)
$k_{original}$	Rigidez original dos diafragmas horizontais (no âmbito do estudo da sensibilidade da resposta estrutural em função da rigidez dos diafragmas horizontais)
$k_{(corte+flexão)}$	Rigidez total (rigidez de corte + rigidez de flexão), (na definição do coeficiente na redução da rigidez pelo contributo da flexão)
l	Largura do painel de parede (expressão que define o momento último)
l, x, x'	Distâncias no âmbito da definição de partilha de carga do programa TREMURI®
l'	Comprimento da secção comprimida do painel de alvenaria
L	Comprimento da parede Máxima distância entre paredes transversais
L,l	Perdas de determinada natureza
L_f	Distância final medida entre pontos de controlo
L_i	Distância inicial medida entre pontos de controlo
m, $m(z)$	Massa
m_i	Massa concentrada m_i relativa a cada i-ésimo piso à cota z_i
m_t	Massa total
m^*_j	Massa generalizada do edifício, j
m^*	Massa equivalente do sistema estrutural
M	Função marginal
$\tilde{M}$	Variável normalizada
M_i, M_j	Momento no nó i, j
M_u	Momento último (estado limite de flexão)
M^*	Massa generalizada de um sistema equivalente de 1 g.d.l.
MPD	Matriz de probabilidade de dano

$[M]_{rnd}$	Contribuição associada à natureza aleatória da variável *(rnd)* no cálculo do desvio padrão da variável M ou função de fragilidade
$[M]_{par}$	Contribuição associada à incerteza dos parâmetros (*par*) no cálculo do desvio padrão da variável M ou função de fragilidade
$[M]_{\varepsilon}$	Contribuição associada ao erro do modelo (ε) no cálculo do desvio padrão da variável M ou função de fragilidade
n_{pj}	Número de pisos do edifício, *j*
N	Número de pisos
N_i, N_j	Esforço axial (formulação do macroelemento)
N_{mxi}	Número de painéis de alvenaria resistentes na direcção, *x*, do nível do piso *i*
N_{SPT}	Numero de pancadas do ensaios de penetração SPT
O, OI, PV, C	Níveis de desempenho: Operacionalidade, Ocupação Imediata, Protecção de Vida, Colapso
p	Pressão medida no manómetro da bomba que pressuriza os macacos
	Pendente do terreno
$p_{\beta}(x)$	Função de densidade de probabilidade da distribuição *beta*
p_i	Peso de cada parâmetro no cálculo do I_v
P	Perímetro do agregado (na definição do parâmetro P5 do índice de vulnerabilidade do agregado)
P_i, $P(\cdot)$, p_i	Probabilidade do acontecimento $(\cdot)$ e probabilidade do acontecimento *i*
p_m	Peso específico da alvenaria
p_s	Peso por unidade de área de pavimento
$P[A=i \mid j]$	Probabilidade de um acontecimento *A* igual a *i* condicionada a uma variável *j*
Pi	Pontos de controlo dos perfis de deslocamento
PDF	Função de densidade de probabilidade (distribuição contínua *beta*)
PGA	Aceleração de pico do solo
PMF	Função de probabilidade de massa (distribuição discreta binomial)
P1,...,P14	Parâmetro do índice de vulnerabilidade
q	Valor da carga horizontal nos pavimentos (correspondente à combinação de carga quase permanente)
q_i	Carga vertical total ao nível do piso *i*
Q	Factor de ductilidade da tipologia de construções (expressão do cálculo do grau de dano médio)
Q_k	Sobrecarga de utilização regulamentar

R	Risco sísmico absoluto
	Custo de reparação associado a um determinado nível de dano na estimativa de custos de reparação para uma dada vulnerabilidade
	Coeficiente de resposta (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
$R(P)$	Função de vários parâmetros aleatórios P
R_μ	Factor de redução da capacidade em função da ductilidade
S	Risco sísmico específico
	Factor do tipo de solo [OPCM 3274, 2003]
S_a	Aceleração espectral
S_{ay}	Aceleração espectral inelástica
S_d	Deslocamento espectral
S_{ae}	Aceleração espectral elástica
S_{de}	Deslocamento espectral elástico
Sr	Factor função da importância estrutural [OPCM 3274, 2003]
$\overline{S}_{d,ds_k}$	Valor médio do deslocamento espectral para o qual a estrutura, ou grupo de estruturas, atinge o limiar do estado de dano, ds_k
S_{di} ,L_{si}	Valor do deslocamento espectral para um determinado estado limite de dano i
S_d*	Deslocamento espectral correspondente ao ponto de desempenho.
$S_{d,i}^{NV}$	Valores médios nominais (o supracitado (^{NV}) em cada estado de dano indica o valor nominal) para os estados limite de dano, em função de D_y e D_u
t	Espessura do painel de parede (expressão que define o momento último)
	Intervalo de tempo
T	Altura da torre (na definição do parâmetro P8 do índice de vulnerabilidade)
	Tempo de retorno
T, T_{dir}	Período fundamental elástico (na direcção *dir*)
T_c	Período de transição do espectro de resposta entre o ramo de aceleração constante e o ramo de velocidade constante
T_i, T_j	Esforço transversal
T_u	Resistência última ao corte (critério de rotura para o modo *shear-sliding* de Mohr-Coulomb)
	Resistência última ao corte (critério de rotura para o modo *diagonal shear cracking* de Turnšek e Čačovič)
u_i, u_j	Deslocamento transversal nó i e j (duas extremidades do macroelemento).
V, V_e	Vulnerabilidade sísmica.
V	*Vulnerability index*, da metodologia macrossísmica, variando entre 0 a 1 [Giovinazzi, 2005]
$V[\cdot]$	Variância

$Var[\cdot]$	Coeficiente de variância
V_i	Força de corte basal
$v_{s,30}$	Velocidade média de propagação das ondas tipo S (shear) no solo até uma profundidade de 30 metros
W	Peso total (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
$W_{ei,j}$	Pesos associados à probabilidades do grau de dano, *j* para a estimativa de perdas
$Y, y_i, y_c,$	Valores de aceleração que definem a função trilinear das curvas de vulnerabilidade
Z_i	Zona de estudo da Baixa de Coimbra
z_i	Cota relativa a cada *i*-ésimo piso
α	Valor normalizado da resistência convencional. Quociente entre a resistência convencional e a força sísmica máxima
α_{dir}	Relação entre a área em planta (A_p) e a área de parede resistente na direcção, *dir*, ao nível do último piso ($A_{dir,N}$)
β	Coeficiente de estrutura (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
β_1, β_2	Relações geométricas utilizadas na definição da classe de vulnerabilidade do parâmetro P8 do índice de vulnerabilidade do edifício
β, β_{ds}	Desvio padrão do logaritmo neperiano do deslocamento espectral para o estado de dano ds_k
β_C	Desvio padrão lognormal da variabilidade da curva de capacidade
β_D	Desvio padrão lognormal da variabilidade do espectro da solicitação (valores adoptados em HAZUS [1999]
β_{dir}	Relação entre área relativa das paredes na direcção *dir* (*XX* ou *YY*) ao nível do piso térreo ($A_{dir,1}$) e a correspondente ao último piso ($A_{dir,N}$)
$\beta_{dir,i}$	Relação entre área relativa das paredes na direcção *dir* (*XX* ou *YY*) ao nível do piso *i* ($A_{dir,i}$) e a correspondente ao último piso ($A_{dir,N}$)
$\beta_{T,ds}$	Desvio padrão lognormal da variabilidade associada com a definição dos limites dos estados de dano, *ds*
β_{xi}	Coeficiente de irregularidade no plano para determinado nível *i* na direcção *x* [Linee Guida, 2006]
ν	Coeficiente que assume valores entre 0 e 1 e permite contabilizar a influência relativa de corte e flexão
δ_{dir}	Coeficiente dependente da direcção do vigamento de madeira no piso (varia entre 0 e 1)
δ_u	*Drift* último na definição do deslocamento último, D_u *Drift* último (no âmbito da definição do critério de rotura do macroelemento bilinear)
Δ	Altura infinitesimal dos elementos de extremidade do macroelemento (①, ③)
Δh	Diferença de cota entre fundações
ΔI_v	Somatório dos valores dos parâmetros modificadores

$\Delta M/M$, $\Delta A/A$	Variação de massa ou área entre pisos consecutivos (na definição do parâmetro P8)
ε	Extensão média estimada
	Coeficiente de fundação (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
ε_L	Extensão lateral
ε_R	Erro inerente ao modelo de cálculo
ε_V	Extensão vertical
Φ	Função de distribuição normal (gaussiana) cumulativa
ϕ	Rotação (interna do macrolemento)
ϕ_i	Coeficiente do vector modal
γ	Peso específico médio da alvenaria
	Coeficiente de distribuição da acção (definição da força sísmica, D.M. 16.01.1996)
	Quociente entre a área mínima e máxima ($A_{mín}$ /$A_{máx}$)
γ_m	Coeficiente de segurança em função do tipo de alvenaria
$\Gamma(\cdot)$	Função *gamma*
Γ	Factor de transformação de um sistema de N g.d.l. para um sistema equivalente de 1 g.d.l.
	Coeficiente de participação modal
Γ_{global}	Factor de transformação global do agregado
Γ_j	Factor de transformação do edifício, *j*
φ_i, φ_j,	Rotação do nó *i* e *j* (duas extremidades do macroelemento)
κ	Variável usada na simplificação do cálculo do período fundamental T_{dir}
λ	Constante na definição do valor médio nominal do estado limite de dano.
μ	Factor de ductilidade
	Coeficiente de atrito (critério de resistência ao corte de Mohr-Coulomb)
μ_D	Grau de dano médio, definido de 0 a 5
μ_{DS}	Valor de dano médio obtido da distribuição probabilística dos graus de dano D_k
μ_x	Valor médio da variável *x*
μ_{xi}	Coeficiente que considera a homogeneidade da distribuição de rigidez e resistência dos painéis de alvenaria numa determinada direcção, *x*, ao nível do piso *i*, [Linee Guida, 2006]
ν	Coeficiente de *Poisson*
θ_{Li} e θ_{Ui}	Limite inferior e superior, respectivamente, do valor médio do estado limite
σ_m	Tensão (corrigida)
σ_0	Tensão normal vertical média instalada
$\sigma_{cedência}$, σ_{ced}	Tensão de cedência estimada a partir do registo do ensaio duplo
σ_c	Resistência à compressão
$\sigma_{instalada}$, σ_{inst}, σ_i	Tensão *in-situ* estimada pelo ensaio simples

σ_{Iv}	Desvio padrão da distribuição do índice de vulnerabilidade médio, $I_{v,médio}$
σ_n	Tensão normal referente à área efectiva
σ_t	Resistência à tracção
$\sigma_{última}, \sigma_{máxima}, \sigma_{máx}$	Tensão máxima/última atingida no ensaio
σ^2_x	Variância da variável *x*
σ_1	Tensão principal máxima
τ_u	Resistência ao corte máxima (expressão constante na OPCM 3274 [2003])
τ_u	Tensão resistente última em corte
τ_k	Valor característico da tensão resistente ao corte
τ_0	Tensão de corte inicial para tensão normal nula (critério de resistência ao corte de Turnšek e Čačovič, 1971)
w_i, w_j	Deslocamento axial nó *i* e *j* (duas extremidades do macroelemento)
$\psi(z)$	Vector modal
ψ_i	Vector de deslocamentos
ψ_{si}, ψ_{fi}	Componentes do modo de vibração influenciada por corte e flexão, respectivamente
ψ'_{si} , ψ''_{fi}	Componentes *i*-ésimas dos vectores da primeira e segunda derivada da deformação de corte e flexão
ψ_2	Coeficiente de combinação de carga quase permanente
ξ	Amortecimento
ξ	Coeficiente de redução da resistência que varia entre 0.8 e 1 e que penaliza a resistência ao corte em função da resposta não-uniforme dos painéis de alvenaria
ζ_{xi}	Coeficiente está relacionado com o tipo rotura mais provável dos painéis de alvenaria (1.0 se dominada pelo comportamento em corte e 0.8 no caso de ser por flexão)
$\otimes$	Operação de convolução

Capítulo 1

Enquadramento, objectivos e organização da dissertação

Capítulo 1 Enquadramento, objectivos e organização da dissertação

1.1 Enquadramento do tema

1.2 Objectivos

1.3 Organização da dissertação

1 Enquadramento, objectivos e organização da dissertação

1.1 Enquadramento do tema

A reabilitação urbana entende-se, no seu sentido mais lato, como um conjunto de acções tendentes à recuperação e beneficiação de áreas urbanas degradadas, dirigidas aos edifícios, ao espaço público, às infra-estruturas e/ou à condição sócio-económica e cultural das populações.

Desde a década de 70, em Portugal, tem-se assistido a intervenções de reabilitação em zonas históricas inseridas em tecidos urbanos de algumas cidades. Têm-se verificado diversos casos de sucesso em intervenções de reabilitação urbana, destacando-se os exemplos das zonas históricas de grandes cidades como o Porto, Lisboa, Guimarães e Évora. No entanto, as intervenções de reabilitação urbana actualmente programadas, são ainda poucas, se comparadas com o número de núcleos urbanos degradados, verificando-se em certos casos a falta de qualidade de algumas intervenções, por estas serem executadas sem ter por base uma estratégia de reabilitação adequada.

Num colóquio promovido pela *United Nations Educational, Scientific and Cultural* Organization, [UNESCO, 1993], sobre os problemas ligados à modernização dos centros urbanos, foram produzidas recomendações de grande importância na orientação de desenvolvimento de estratégias de renovação urbana, ao que se seguiram várias experiências internacionais de relevo.

As acções de reabilitação em centros urbanos, são particularmente delicadas devido às suas condicionantes, das quais se destacam: as restrições arquitectónicas, adaptabilidade a novas exigências, compatibilidade de soluções e ainda a avaliação do nível de segurança estrutural antes e após a intervenção. Para além destas dificuldades é de salientar que os centros urbanos com núcleo histórico, têm geralmente pouca população residente, muito envelhecida e com graves debilidades sócio-económicas, o que se reflecte directamente em níveis elevados de degradação dos edifícios, devido ao seu abandono. Esta realidade coabita com espaços de comércio e serviços que ocupam frequentemente os pisos inferiores dos edifícios, constituindo autênticas ilhas de actividade nos centros urbanos.

As intervenções de reabilitação urbana assumem, normalmente, uma extensão e complexidade que obrigam na sua implementação à definição de um modelo estratégico, estabelecendo uma sequência de acções e objectivos a atingir, num período de tempo necessariamente longo, podendo mesmo atingir várias décadas. A preparação de um processo de reabilitação urbana, requer a intervenção de técnicos das várias áreas relacionadas com o espaço urbano, nomeadamente com formação em planeamento, arquitectura,

engenharia, sociologia, história, arqueologia, etc. Só a actuação concertada nas várias áreas mencionadas poderá dar origem a uma solução sustentável [Aguiar *et al*., 1998]. A tendência das acções de reabilitação urbana, vai no sentido de devolver aos centros urbanos históricos o seu papel original, como lugares privilegiados de habitação e lazer, assumindo de forma mais equilibrada a relação com as funções de carácter terciário. Para que tal aconteça, é necessário criar mecanismos de atracção de jovens que invertam a tendência de êxodo e envelhecimento dos residentes dos centros históricos.

Apesar de se reconhecer ainda uma acentuada degradação do património edificado e importantes debilidades sócio-económicas, assiste-se, hoje, a uma crescente consciencialização da sociedade para a necessidade da reabilitação deste património. O diagnóstico de edifícios pode ser, por um lado, uma ferramenta útil na fase de planeamento da reabilitação de um conjunto de edifícios e, por outro, a sua utilização é imprescindível para a obtenção de respostas às questões concretas que se colocam a um projectista na reabilitação de um edifício isolado. Neste contexto, atendendo às actuais tendências de aumento significativo das acções de reabilitação urbana, é importante desenvolver modelos, metodologias e ferramentas de observação, registo e diagnóstico de edifícios que permitam apoiar os projectistas, promotores imobiliários, proprietários, decisores políticos, responsáveis autárquicos, bem como todos os outros agentes envolvidos directa ou indirectamente no processo de reabilitação urbana, tendo em consideração a especificidade dos objectivos de cada interveniente.

De entre muitas acções concorrentes num processo de reabilitação urbana, a avaliação da vulnerabilidade sísmica do edificado e do risco associado, é considerada uma das mais importantes e é indissociável de um processo de reabilitação física do edificado. A ocorrência de um sismo é sempre associada a danos com impacto humano e sócio-económico muito significativo, no entanto, as perdas culturais em termos de valores arquitectónicos são particularmente irrecuperáveis. A aplicação de estudos de vulnerabilidade em centros urbanos deve considerar tanto os aspectos estruturais, como os funcionais e operativos, para que possam proporcionar informação útil na prevenção de riscos, no planeamento e ordenamento urbano. Noutro sentido, constituem uma importante ferramenta no apoio à decisão em situações de reabilitação ou até de demolição controlada parcial ou total.

Urge, assim, a necessidade de adequar e escolher criteriosamente as estratégias de intervenção, tomando em consideração, quer a escala de intervenção, quer as suas diferentes fases e acções, nomeadamente no levantamento e diagnóstico e avaliação da segurança estrutural, até às fases finais de desenvolvimento de estudos e projectos-base.

1.2 Objectivos

Este trabalho de investigação faz uma contribuição essencial para a abordagem das estratégias e metodologias no âmbito da reabilitação urbana. Os objectivos deste trabalho podem enquadrar-se em três grupos que se apresentam e discutem ao longo desta dissertação. Para melhor compreender os objectivos, bem como a forma como se relacionam e surgem sequencialmente, apresenta-se o esquema da Figura 1.

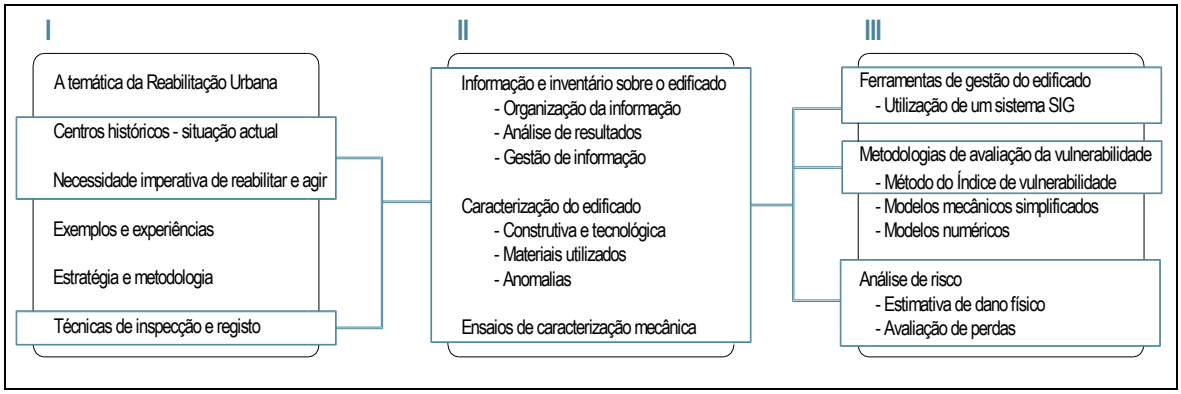


Figura 1: Objectivos do trabalho de investigação desenvolvido

No primeiro grupo de objectivos (I) discute-se os seguintes aspectos (i, ii):

i) Identificação, análise, sistematização e discussão para a necessidade de reabilitar e desenvolver metodologias adequadas à intervenção em edifícios antigos, situados em áreas urbanas degradadas, propondo identificar as várias acções concorrentes num processo de reabilitação e identificar modelos de levantamento, inspecção e diagnóstico.

Neste estudo é proposto um modelo de levantamento, registo e diagnóstico do estado de conservação dos edifícios. Este modelo é testado e aplicado ao processo de Renovação Urbana da Baixa de Coimbra, atendendo aos vários objectivos parciais estabelecidos pelos vários intervenientes. Desenvolveu-se um conjunto de acções que contribuem para a definição deste modelo de registo:

ii) Elaboração de um modelo de registo e coordenação de uma acção de diagnóstico estruturada e credível, que justifique a utilização dos meios mais eficazes nas diversas fases de um processo de reabilitação urbana e a identificação e tipificação construtiva/estrutural dos edifícios de centros urbanos antigos, das suas condições de degradação e principais problemas, apoiado no caso de estudo da Baixa de Coimbra. Foi criado um conjunto de fichas de levantamento e caracterização das anomalias das construções antigas, que permite avaliar as condições de habitabilidade e salubridade, analisando aspectos técnicos e indicando as patologias de natureza estrutural e não-estrutural. A partir destes

levantamentos desenvolveu-se uma base de dados com toda a informação do edificado, de forma a apoiar o estudo de vulnerabilidade do mesmo. Com esta informação organizada, facilmente estabelecer-se-á um plano de intervenção integrado, definindo metodologias adequadas às intervenções e hierarquizando as prioridades das intervenções ao nível do edifício ou do quarteirão. A informação constante na base de dados é uma ferramenta que contribui para a optimização deste processo, identificando necessidades de reabilitação, cenários de risco e estimativa de custos no apoio a decisores políticos, projectistas e proprietários dos imóveis.

De forma sequencial, o segundo grupo de objectivos (II) debruça-se sobre os seguintes aspectos (iii, iv e v):

iii) Análise decorrente do tratamento dos resultados da informação recolhida para a constituição da base de dados, identificando padrões, problemas sistemáticos e ainda potencialidades do uso desta informação no apoio a outros estudos;

iv) A inspecção do centro histórico da Baixa de Coimbra com cerca de 800 edifícios, revelou que, para além de uma caracterização construtiva, seria oportuno desenvolver um catálogo de problemas de natureza estrutural mais recorrentes, que afectam as paredes de alvenaria, pavimentos e coberturas em madeira;

v) Efectuou-se uma campanha de ensaios *in-situ* com recurso a macacos planos, com o objectivo de caracterizar a capacidade resistente e o comportamento das paredes estruturais, procurando assim aprofundar o conhecimento acerca das alvenarias e criar bases que permitam a promoção de um conjunto de acções de reabilitação e renovação compatíveis e adequadas, sensibilizando os técnicos para a preservação das suas características e respeito pelas estruturas originais.

Por último, o terceiro grupo de objectivos (III), composto pelos aspectos (vi, vii, viii) é dependente do processo de levantamento, registo e diagnóstico dos objectivos descritos nos grupos I e II:

vi) A partir da análise de uma metodologia existente, baseada em métodos estatísticos, é proposta uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções de alvenaria melhorada: Método do Índice de vulnerabilidade, I_v. Uma vez estimada a vulnerabilidade a partir de um índice, é possível estimar o dano físico, construir curvas de fragilidade, avaliar perdas económicas e humanas. A construção de cenários sísmicos com recurso a uma ferramenta de análise espacial - ArcGis 9.2 [2005], revelou-se muito vantajosa, uma vez que permite ter a informação georeferenciada e integrar todo o algoritmo probabilístico na construção de cenários de risco;

vii) Desenvolvimento de um modelo mecânico simplificado, que permitiu avaliar a resposta sísmica através da definição de uma curva de capacidade simplificada, fazendo ainda a discussão da incerteza associada à definição desta curva de capacidade e da definição dos limites dos estados de dano, na avaliação da vulnerabilidade e estimativa de danos;

viii) Foram realizadas modelações numéricas de dois agregados de edifícios representativos da geometria em banda, típica da maioria dos quarteirões, usando ferramentas de simulação distintas, com finalidades diferentes. O primeiro modelo serve essencialmente para avaliar, para além do comportamento estrutural do conjunto, três técnicas de reforço e reabilitação. O comportamento global deste conjunto de edifícios foi analisado, comparando a sua eficiência em termos de redução das exigências de deformação com uma análise custo-benefício. O segundo modelo explora a vertente da verificação da segurança sísmica, usando um software especificamente desenvolvido para esse efeito e confronta ainda os resultados produzidos pela metodologia mecanicista (aspecto vii), com este modelo numérico para um mesmo agregado em termos de curva de capacidade.

1.3 Organização da dissertação

A dissertação encontra-se dividida em 9 capítulos, relacionando cada capítulo com os 3 grupos de objectivos deste trabalho, descritos na Secção 1.2. A Figura 2, apresenta a estrutura e organização desta dissertação.

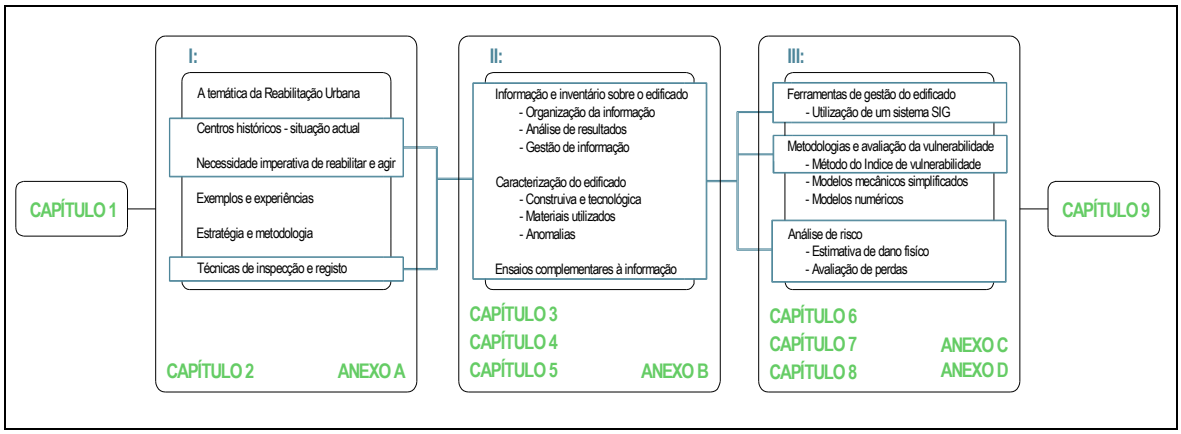


Figura 2: Sintetização da organização da dissertação e relacionamento com a organização em capítulos

O texto organiza-se em 9 capítulos e 4 anexos, dos quais o Capítulo 1 é a presente introdução, onde se apresentam as motivações do trabalho e se descrevem os objectivos e a estrutura da dissertação. No Capítulo 2 discute-se a problemática da reabilitação, reunindo informação relativa ao estado de arte nesta

temática, justificando a necessidade imperativa de criar e implementar políticas de renovação e reabilitação urbana.

Apresenta-se também um modelo estratégico, evidenciando os problemas, os recursos, os intervenientes, as acções concorrentes e as tarefas no âmbito de um processo de reabilitação e renovação, apresentando-se ainda exemplos de experiências. As estratégias de diagnóstico e registo são ainda apresentadas no Capítulo 2, nomeadamente no que diz respeito a inspecções à escala urbana. É apresentado o caso de estudo da Baixa de Coimbra, particularmente a primeira fase do processo de renovação e reabilitação e que consistiu na observação, registo e diagnóstico, com recurso a inspecções técnicas e recolha de informação em fichas de inspecção do edificado.

Nos Capítulos 3 e 4 apresentam-se os resultados do levantamento, registo e inspecção. No Capítulo 3 faz-se a caracterização do edificado da Baixa de Coimbra da área inspeccionada, com base no tratamento estatístico da informação recolhida, tecendo-se comentários aos resultados que fazem um retrato muito exaustivo da imagem em relação ao estado de degradação, materiais, técnicas construtivas e anomalias. O Capítulo 4, tem como perspectiva central a prevenção de anomalias e a orientação de futuras acções de reabilitação. Faz-se uma caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra, sistematizando-se informação acerca dos problemas estruturais que surgem frequentemente nos edifícios antigos e que afectam as paredes, pavimentos e coberturas.

Surgindo a necessidade de complementar o nível de informação, no Capítulo 5, expõem-se resultados de uma campanha de ensaios, com recurso a macacos planos, que permitiu a caracterização da alvenaria para além da observação visual realizada durante as inspecções aos edifícios, nomeadamente, informação acerca do estado de tensão instalada nas paredes, resistência à compressão e módulo de elasticidade, parâmetros fundamentais para o estudo do comportamento mecânico destas alvenarias.

No Capítulo 6 são apresentadas e classificadas as metodologias existentes para a avaliação da vulnerabilidade e avaliação do risco. É apresentada uma nova metodologia de avaliação da vulnerabilidade, discutindo a sua validação e aplicabilidade. Apresentam-se os resultados produzidos (em termos de análise espacial de vulnerabilidade, danos e perdas), recorrendo à utilização de SIG (Sistema de Informação Geográfico). Uma vez estimada a vulnerabilidade do edificado, são construídos cenários de dano, avaliadas perdas e custos para o caso de estudo da Baixa de Coimbra.

No Capítulo 7 é apresentado um modelo mecanicista simplificado, baseado no método do espectro de capacidade para a avaliação da resposta sísmica, quer de edifícios isolados, quer de agregados (conjunto de edifícios).

No Capítulo 8, foram desenvolvidos modelos numéricos para caracterizar e compreender o comportamento global de um conjunto de edifícios, avaliando diferentes aspectos: análise linear elástica para avaliação comparativa da efectividade de soluções de reforço propostas e uma análise não-linear estática, numa perspectiva de verificação da segurança, principalmente com vista à comparação e confronto com o modelo mecânico simplificado, desenvolvido em termos da definição e construção da curva de capacidade.

Finalmente, no Capítulo 9 resumem-se as principais conclusões deste trabalho, capítulo a capítulo, fornecendo ainda algumas perspectivas possíveis de trabalho futuro.

Face à extensão de informação complementar relevante do trabalho desenvolvido e no sentido de proporcionar informação mais detalhada, criaram-se 4 anexos que reúnem a seguinte informação: Anexo A – Fichas de inspecção e registo; Anexo B – Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias; Anexo C – Proposta de índices de vulnerabilidade; e, por último Anexo D – Grau de confiança de cada parâmetro usado na definição do I_v.

Capítulo 2

O Processo de Reabilitação Urbana: Acções e estratégia de intervenção

Capítulo 2 O Processo de Reabilitação Urbana: acções e estratégias de intervenção

2.1 Enquadramento

2.2 A reabilitação urbana

2.2.1 O imperativo da reabilitação

2.2.1.1 Centros históricos: situação actual

2.2.1.2 Reabilitação vs Construção Nova

2.2.2 Instrumentos jurídicos e de financiamento

2.2.3 Processos de reabilitação urbana: experiências

2.2.3.1 Experiências nacionais

2.2.3.1.1 Experiência de intervenção no centro histórico de Guimarães

2.2.3.1.2 Experiência de intervenção no centro histórico de Vila Real de Santo António

2.2.3.1.3 Experiência de intervenção na zona urbana do Porto

2.2.3.1.4 Experiência de intervenção nas zonas históricas de Lisboa

2.2.3.1.5 Experiência de intervenção na zona histórica de Évora

2.2.3.1.6 Experiência de intervenção no centro histórico de Beja

2.2.3.1.7 Experiência de intervenção no centro histórico da Covilhã

2.2.3.1.8 Outras experiências

2.2.3.2 Experiências europeias

2.2.3.3 Exemplos das recentes Sociedades de Reabilitação Urbana (SRU)

2.3 A estratégia de intervenção

2.3.1 Evolução das estratégias e políticas urbanas

2.3.2 Definição de acções concorrentes, influências e objectivos

2.3.3 Modelo estratégico para a intervenção em centros históricos

2.3.4 Estratégia para um objectivo especifico: avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico

2.3.4.1 Vulnerabilidade sísmica dos edifícios em centros históricos

2.3.4.2 Exemplos de estudos na mitigação e gestão do risco sísmico

2.4 Técnicas de inspecção, registo e diagnóstico

2.4.1 Estratégia do processo de inspecção, registo e diagnóstico em edifícios antigos

2.4.2 Critérios e orientações

2.4.3 Perceber o edificado antigo

2.4.4 Procedimentos de inspecção e diagnóstico

2.5 O processo da Baixa de Coimbra

2.5.1 O protocolo de recuperação e renovação urbana e social da Baixa de Coimbra

2.5.2 Estratégia de inspecção, registo e diagnóstico da Baixa de Coimbra

2.5.3 Fichas de inspecção e registo desenvolvidas para o estudo da Baixa de Coimbra

2.6 Comentários finais

2 O Processo de Reabilitação Urbana: acções e estratégias de intervenção

2.1 Enquadramento

Neste capítulo abordaremos a problemática das acções de reabilitação desde da sua génese até às várias etapas e acções das quais dependem. Primeiramente alerta-se para a necessidade urgente e socialmente reconhecida de reabilitar o edificado com valor patrimonial e histórico, quer seja individual (como é o caso da arquitectura religiosa, monumentos ou construções históricas), quer seja colectiva, caso dos centros históricos, agregados urbanos valorizados pelo conjunto e enquadramento urbano, materiais e tipologia arquitectónica.

De seguida, faz-se uma descrição do estado actual dos nossos centros históricos e discute-se a problemática do processo de reabilitação urbana, identificando os principais problemas e condicionantes. Faz-se ainda um resumo da principal legislação incentivadora à reabilitação física dos edifícios urbanos, descrevendo sumariamente o seu campo de aplicação, apresentando-se igualmente alguns casos e experiências de reabilitação e renovação urbana em Portugal e noutros países da Europa.

A estratégia de intervenção de um processo de reabilitação urbana dependerá de uma exaustiva identificação das acções concorrentes, oportunidades e objectivos que surjam. Para além de uma discussão completa acerca das fragilidades, oportunidades e potencialidades, apresenta-se um modelo estratégico de intervenção abrangente que define de forma etápica o que poderá ser um modelo válido no apoio do processo de reabilitação urbana. São ainda expostos critérios e técnicas que orientam as acções de inspecção, registo e diagnóstico, referindo-se como poderão ser conduzidas com o objectivo de melhor perceber o edificado antigo. Dar-se-á especial atenção à definição de uma estratégia e às técnicas de inspecção mais adequadas à intervenção sobre construções antigas.

Finalmente, tendo em conta todos os conceitos e informação precedente, é apresentado o processo de reabilitação e renovação urbana da Baixa de Coimbra, toda a sua estratégia, procedimentos e acções, nomeadamente em relação a dois aspectos fundamentais: i) a estratégia de inspecção, registo e diagnóstico; e, ii) a avaliação da vulnerabilidade sísmica no âmbito de uma preocupação de gestão do risco do edificado da Baixa de Coimbra. A acção de inspecção e registo foi efectuada com recurso a um esquema de fichas com uma estrutura hierarquizada e organizada que permitiu o tratamento e gestão de informação por uma base de dados. O estudo da vulnerabilidade sísmica do edificado apenas foi possível com recurso à informação recolhida, complementada e manipulada para a análise das principais características que determinam o desempenho e resposta de edifícios tradicionais em alvenaria.

2.2 A reabilitação urbana

2.2.1 O imperativo da reabilitação

Portugal manteve-se durante muito tempo, pouco sensível em relação ao seu património. Recentemente porém, tem vindo a assistir-se a um lento e crescente interesse em relação ao património existente, registando níveis de participação e actuação na sua protecção e conservação por parte dos decisores públicos, da comunidade e ainda de um número reduzido de proprietários. Garante-se assim um papel mais interventivo, promovido pelo recurso a incentivos, nomeadamente fiscais e pela salvaguarda e valorização de construções e da sua envolvente urbana ou natural, apoiando acções educativas, capazes de fomentar o interesse e respeito público pelo património como testemunho de uma memória colectiva definidora da identidade nacional.

Apesar de algum trabalho desenvolvido neste domínio e tomando como referência experiências de outros países, há ainda um longo caminho a percorrer, pelo que será de todo conveniente apostar no reforço das medidas já implementadas e na criação de outras que garantam a conservação física dos edifícios com respeito pelo seu valor histórico e pela integração no meio urbano onde está inserido. Na Figura 3 observamos exemplos de algumas fotografias que são bem elucidativas da indiferença, da falta de sensibilização sobre o assunto e de inúmeros "atropelos" que, com operações de restauro menos criteriosas, se praticam regularmente, quer sobre património religioso, quer sobre os conjuntos habitacionais de interesse arquitectónico.



Património religioso sem cuidados de manutenção ou reforço

Degradação de um conjunto urbano

Descaracterização do edificado

Figura 3: Exemplos de situações de degradação e descaracterização do património

Quando falamos de reabilitação urbana não basta pensar apenas em reabilitar o património arquitectónico existente, as cidades históricas e os seus centros, mas também em harmonizar o espaço envolvente. "*A especificidade da cidade histórica, e como tal, da sua imagem, encontra-se comprometida face às dinâmicas de degradação do tecido construído e de desvitalização social e económica. Mas será que resolver os problemas de degradação e de precárias condições de habitabilidade é o suficiente para revitalizar social e culturalmente uma cidade histórica? Se pensarmos que uma cidade passa fundamentalmente pela sua sociedade, economia e cultura, e estes aspectos transmitem a essência da mesma população, é fundamental criar condições para que a sociedade possa funcionar"* [Luz, 2006].

Na reabilitação urbana há que ter em conta a colmatação das principais carências sociais existentes na cidade. Deste modo, há que ter consciência da necessidade de um mínimo de condições de habitabilidade em contraste com o ambiente existente nas habitações degradadas. A qualidade da habitação é um tema fulcral, não só pela qualidade de vida que proporciona mas também por nela ser mais notória a degradação, não esquecendo que é também um elemento de coesão de famílias e de vizinhança. O problema da falta de espaço na habitação é muitas vezes resolvido recorrendo-se à transformação de zonas descobertas em zonas cobertas ou a construções de medíocre qualidade, que acabam por se tornar um factor de degradação de espaço e da imagem urbana. "*Está em causa a má qualidade de um parque habitacional envelhecido e degradado, a carência de infraestruturas e a inadequação das tipologias dos fogos às necessidades das famílias*" [Luz, 2006].

As preocupações acerca da mobilidade nos centros urbanos, têm como particulares condicionantes não só a necessidade de limitar o acesso automóvel mas também a dificuldade de movimentação da população idosa que, em qualquer situação, é sempre predominante nestes mesmos centros. Este problema deve ser encarado não só na abordagem dos sistemas de transportes e do espaço público, mas também na reabilitação interior dos edifícios (escadas, acessos, elevadores).

Tendo o centro histórico perdido a sua função residencial, assiste-se ao seu abandono progressivo dado o estado de deterioração a que chegou, combinado com o efeito da especulação imobiliária e da pressão da actividade terciária (por exemplo, no Bairro Alto existem cerca de 450 equipamentos de hotelaria e similares enquanto que 30% dos fogos estão vagos). *A tradição das zonas históricas vai deixando de existir, desaparecendo assim igualmente um património cultural que outrora animava as cidades, perdendo-se o bairrismo tão típico das cidades tradicionais. Todos estes factores aliados à actual falta de emprego criam um terreno fértil para a proliferação da marginalidade* [Menezes, 1994]. Pode-se afirmar que, criando condições de habitabilidade, higiene, salubridade, segurança, etc., estamos a "construir os pilares" para reabilitar os centros históricos que pertencem às pessoas, que por sua vez são quem os mantêm vivos.

2.2.1.1 Centros históricos: situação actual

No Séc. XVIII, aquando da época da industrialização e consequente transformação e expansão das cidades, o conceito de centro histórico tomou forma e ganhou razão de ser, uma vez que até aí este era a própria cidade. As indústrias atraíram os camponeses para as cidades, construíram-se novas habitações em novas zonas (com condições muito aquém das suas necessidades), abriram-se novos espaços de circulação e as cidades tiveram de se adaptar às novas eras, ora demolindo espaços antigos, ora derrubando as muralhas de modo a permitir a introdução de novas infra-estruturas técnicas, viárias e sanitárias.

A definição de um centro histórico revela-se difícil, visto que encerra em si um conceito de património que possui contornos extensos e que, por vezes, parecem ilimitados. Aspectos que noutros tempos foram objecto de grande polémica, inserem-se hoje, indiscutivelmente, na categoria de património. "*O centro histórico é uma realidade urbanística e não apenas um conceito, consequente do processo de expansão e transformação urbana. Antes do aparecimento da cidade industrial, o centro histórico era a própria cidade, sendo uma estrutura urbana geralmente delimitada por muralhas que a circundavam...*" [Varas, 2000]. É claro que a definição de centro histórico acima apresentada não é única nem universal e depende muito do contexto histórico e cultural (ver Figura 4).



Cidade intramuros (Évora) | Ribeira-Barredo (Porto) | Alta de Coimbra

Figura 4: Exemplos de núcleos históricos

"*A cidade histórica pode definir-se através de imagens peculiares, que por sua vez, se constituem pela especificidade da fisionomia arquitectónica e urbana, através da forma e modo como determinadas dinâmicas sócio-culturais se encontram enraizadas – a par da dinamicidade das mesmas - bem como através da reprodução continuada – a par das suas reconfigurações – de determinados imaginários urbanos. Por fim, poder-se-ia considerar que a imagem da cidade histórica contribui para enriquecer o seu património cultural e urbano*" [Menezes, 2003]. Centros históricos são "*lugares que se revelam capazes de estabelecer as funções de proximidade e de encontro, desde sempre cumpridas pela cidade antiga e para as quais os núcleos*

urbanos históricos sempre estiveram vocacionados pela modicidade da sua escala, pela complexidade e riqueza morfológica dos seus tecidos" [Aguiar, 2001]. Poder-se-ia, por fim, considerar que a imagem da cidade histórica contribui para o enriquecimento do seu património cultural urbano.

Tempo houve, em que a ideia de progresso e de modernização implicava fortes roturas com o passado. Deste modo, zonas antigas eram destruídas ou deixadas ao abandono (tendo em vista uma futura demolição) de modo a abrir portas à renovação, adaptando a cidade às necessidades da vida moderna, tal como a construção de edifícios públicos modernos, parques de estacionamento, etc. A política seguida nestes últimos anos tem sido assumidamente de incentivo à construção e à aquisição de casa própria, o que contribuiu para um aumento da construção nova, acima das necessidades definidas. "*Até há cerca de três anos, o Estado incentivou a aquisição de habitação sem garantir uma oferta de qualidade a preços acessíveis. Tais políticas, a inexistência de um mercado de arrendamento e a conjuntura económica internacional, de abaixamento das taxas de juro, conduziram a um aumento da procura e ao crescimento da produção de habitação nova destinada a aquisição. Construiu-se nos últimos anos a um ritmo superior a 100 mil fogos/ano. As famílias, sem alternativa à aquisição de casa própria, aumentaram o seu endividamento de 18% em 1992, para mais de 100% em 2005. As consequências destas políticas tornaram-se inaceitáveis, assistindo os centros urbanos à sua desertificação e ao crescimento do número de alojamentos vagos, em mau estado de conservação e devolutos, ascendendo aos 11% do número total de fogos existentes*." [Luz, 2006] (ver Tabela 1 e Figura 5).

Tabela 1: Caracterização e evolução do parque habitacional [INE, 2003]

Nº de fogos	CENSOS 1970	CENSOS 2001
Total	2.56×10^6	4.83×10^6
Residência habitual	2.13×10^6	3.41×10^6
Sazonal ou vagos	0.42×10^6	1.42×10^6

Refira-se ainda que na década de 1991 a 2001, o parque residencial manteve um crescimento apreciável, tendo o número total de alojamentos aumentado de 840 mil (+21%), correspondendo 480 mil a residências habituais e 360 mil a alojamentos de uso sazonal ou vagos.

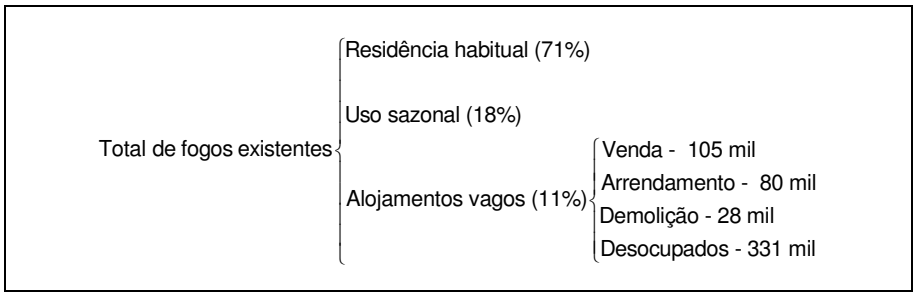


Figura 5: Forma de ocupação dos alojamentos (CENSOS 2001 [INE, 2003])

Como exemplo, segundo dados de CENSOS realizados em 2001, Portugal possuía um milhão, cento e noventa e nove mil edifícios (1.199.000) a precisar de obras de reparação (41% dos edifícios totais), e destes, noventa e dois mil (92.000) encontravam-se em estado muito degradado. Em Lisboa, apenas 38.7% dos edifícios não necessitam de reparação, enquanto que no Porto apenas 36%, sendo o Porto a cidade com maior número de edifícios, em Portugal, que necessitam de grandes reparações [INE, 2003].

De seguida está indicada uma lista dos principais problemas identificados por Menezes [2004] (complementada e amplificada) que afectam os centros urbanos históricos, por áreas de intervenção:

- As condições de habitabilidade são deficientes, as edificações são antigas e não existe uma manutenção continuada e adequada;
- Falta de avaliação da segurança estrutural e grau de deterioração das estruturas resistentes;
- A Implementação de dinâmicas de manutenção das edificações tem as suas dificuldades, nomeadamente na sua criação;
- O inevitável envelhecimento da população e a procura por parte dos jovens de novos espaços;
- A não adequação, a degradação e a pouca oferta dos equipamentos comunitários e espaços públicos às características etárias da população;
- Problemas de especulação imobiliária em relação aos fogos reabilitados, não esquecendo a pressão exercida pela actividade terciária;
- Degradando-se o património cultural, degrada-se concomitantemente o património arquitectónico e arqueológico;
- As populações residentes sentem uma baixa auto-estima;
- Surgem vários problemas associados ao desemprego, à falta de ocupação dos jovens, ao aumento da marginalidade, ao aumento da delinquência juvenil, não esquecendo os problemas de tráfico e consumo de drogas.

Uma vez que foi e continua a ser difícil definir estratégias de acção no âmbito da reabilitação urbana, é útil no início do processo de avaliação de uma área e no desenvolvimento de ideias para estratégias de regeneração, obter uma avaliação rápida do *stock* edificado. Também é igualmente útil ter uma apreciação rápida das características relevantes e das potencialidades da área onde irá haver intervenção.

A realidade mostra-nos que a população dos grandes centros urbanos se deslocou em massa para as áreas periféricas das cidades, tendo-se assistido em consequência e em simultâneo à degradação e abandono de milhares de fogos inseridos no património edificado dos centros urbanos. No entanto, permanecem alguns residentes, nomeadamente, idosos, população com condições económicas e sociais débeis, introduzindo

uma dimensão social muito forte ao problema de regeneração e renovação urbana. A Figura 6-a retrata um exemplo típico de como se encontravam algumas zonas de centros históricos das nossas grandes cidades. Na Figura 6-b é possível visualizar um exemplo da reabilitação onde se concilia a recuperação do edificado, tentando manter o traço original, com a construção de edifícios e equipamentos novos para apoio social.



Figura 6: Viela do anjo, Porto: a) Degradação e abandono; b) Intervenção do espaço [CMP, 1999]

Os autores Gomes [2005] e Peixoto [2006] nos seus estudos sobre a vivência da Baixa de Coimbra apresentam indicadores sobre alguns aspectos sociais, estudos cuja consulta se recomenda.

2.2.1.2 Reabilitação *vs* Construção Nova

Durante algumas décadas, "fazer de novo" era uma expressão de ordem dominante, na prática urbana. Hoje em dia começa a surgir, muito lentamente, uma nova atitude perante os edifícios existentes, nomeadamente nos centros históricos.

As zonas históricas requerem obras de reabilitação que contribuam para a manutenção da população, funcionando assim melhor do ponto de vista urbano. Mas estas obras não devem ser efectuadas nos tecidos históricos de forma a conduzir à sua desqualificação, isto é, que a troco de algumas melhorias pontuais, como melhor habitabilidade de um edifício ou de um conjunto, ou melhor acessibilidade, comprometam a historicidade do conjunto. Requerem-se portanto, intervenções sustentáveis e equilibradas, que tenham em consideração não só aspectos cosméticos, mas também preocupações com a segurança estrutural, as infra-estruturas, etc.

Quanto às obras de construção nova em zonas históricas, elas devem visar a "*recuperação de zonas históricas ou áreas críticas de recuperação e reconversão urbanística*" [MOPTH, 2004]. Deste modo, as

obras novas que se pretendam realizar numa zona histórica terão de ter em vista a respectiva recuperação, não devendo contribuir para a sua adulteração, desclassificação ou desqualificação histórica. Isto significa que deve ser sempre ponderada a opção por intervenções novas em função do benefício que trazem ao conjunto histórico, nos diversos aspectos e condicionantes em termos de usos e volumetria.

Verifica-se, que após 1996, se acentuou o crescimento da construção de habitações familiares clássicas. Posteriormente a esse período, com a adesão de Portugal ao Euro, com a premissa de dinamizar o mercado, as taxas de juro baixaram para valores nunca antes alcançados, o que contribuiu para um aumento da concorrência no sector bancário. O acesso ao crédito foi assim de tal modo facilitado, que muitas famílias portuguesas conseguiram financiamento acessível às suas posses. A par desta situação, as "distorções" no mercado de arrendamento, o aumento efectivo do poder de compra, os movimentos migratórios nacionais, não esquecendo o incremento educacional, tiveram influência no crescimento do parque habitacional.

Assiste-se, assim, a um aumento sólido da construção de novos fogos, verificando-se que a maioria dos promotores desta construção se situam no sector privado. A Tabela 2 mostra a evolução da construção de novos fogos por tipo de promotor.

Tabela 2: Fogos construídos por tipo de promotor

Ano	População (Pop.)	Sector privado		Organismos públicos		Cooperativas	
		Fogos	Fogo/Pop.	Fogos	Fogo/Pop.	Fogos	Fogo/Pop.
1994	10.013	58.150	0.58%	1.392	0.014%	801	0.01%
1995	10.041	69.715	0.69%	525	0.005%	1.997	0.02%
1996	10.070	68.450	0.69%	1.264	0.013%	2.497	0.02%
1997	10.108	73.390	0.73%	1.207	0.012%	1.979	0.02%
1998	10.150	87.017	0.86%	2.592	0.026%	3.042	0.03%
1999	10.198	105.347	1.03%	1.279	0.013%	1.987	0.02%
2000	10.263	106.486	1.04%	2.631	0.026%	1.851	0.02%
2001	10.336	105.644	1.02%	1.334	0.013%	1.624	0.02%

Fonte: Portugal, INE – Anuário Estatístico de Portugal, 2003 [INE, 2003]

Se considerarmos os apoios financeiros de vulto que anualmente são aplicados por Instituições Privadas, Autarquias, Estado Português, Cooperativas e Instituições Públicas, poderíamos concluir que o estado de conservação das habitações em Portugal deveria ser melhor, mas isso não é o que efectivamente acontece. Da análise dos dados do CENSOS 2001, verifica-se que cerca de 15% (800 mil) do total de habitações necessitava de obras de recuperação de entre os quais, 6% (325 mil) encontravam-se degradados ou muito degradados (ver Figura 7).

Em relação ao estado de conservação das habitações de residência habitual (que representam 71% dos alojamentos, Figura 5), salienta-se que 38% destas precisam de obras, sendo que 15% se encontra em adiantado estado de degradação, que corresponde a cerca de 200 mil fogos (ver Figura 7). Refere-se ainda que nos últimos 30 anos, desde 1970 a 2001, cerca de 740 mil alojamentos anteriores a 1919 foram demolidos.

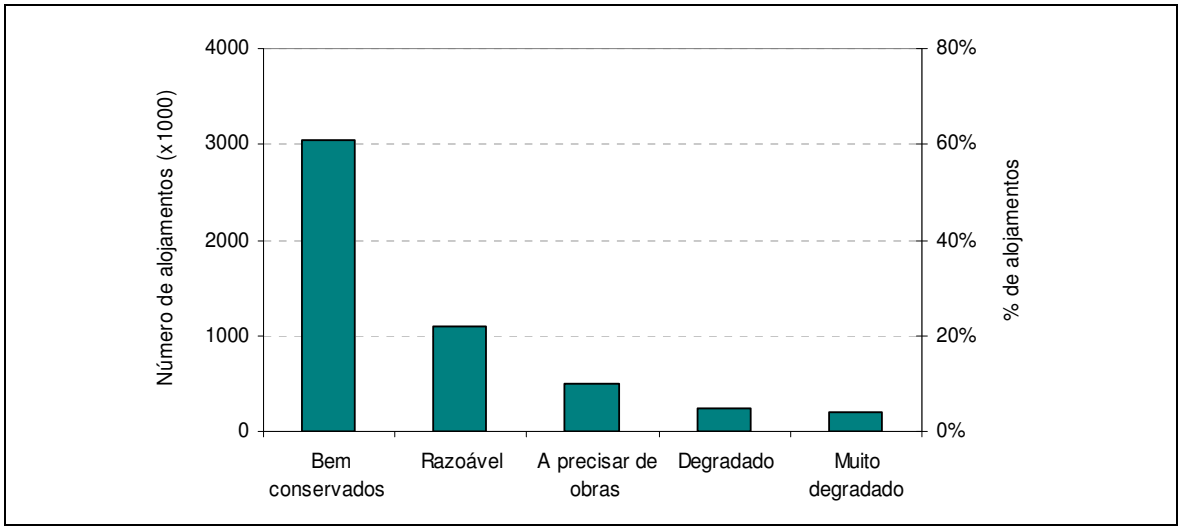


Figura 7: Estado de conservação do alojamento em Portugal em 2001 [INE, 2003]

O estado de degradação dos alojamentos em Portugal pode ser explicado pelo reduzido investimento na sua conservação e manutenção, o que por sua vez se deve ao reduzido valor das rendas dos contratos de arrendamento anteriores a 1990. Se por um lado a escassez dos solos urbanos, a falta de ordenamento urbanístico, o preço dos terrenos, a incidência fiscal, a burocracia e os valores das taxas e licenças, são os grandes obstáculos à produção de habitação nova a preços acessíveis, por outro lado, o não cumprimento do art. 9º do Regulamento Geral de Edificações Urbanas [RGEU, 1951], que determina a necessidade de cuidar periodicamente das edificações, tem como consequências a degradação e a ruína, que hoje em dia consomem boa parte do parque habitacional das cidades.

Resultados do EuroConstruct [2006] indicam que em Portugal, a dinamização do sector da reabilitação no mercado da construção tem levado a um acréscimo significativo, aumentando de 10% do estimado em 2001, para cerca dos actuais 23%. Porém, não se conhece como foram determinados os indicadores que resultam nestes números. Mesmo assim, este valor é substancialmente inferior aos 45% da média da Europa Ocidental. Países como a Irlanda (18.6%) e República Checa (13.4%) apresentam valores mais baixos, mas países como a Itália, Dinamarca, Suécia, Inglaterra e Alemanha apresentam todos valores acima dos 50%.

O abrandamento da construção nova nos últimos quatro anos, abriu uma oportunidade para o sector da reabilitação, também incentivado pelos seguintes aspectos: nível de degradação preocupante que atinge o edificado construído, o investimento da reabilitação constitui uma mais valia, particularmente no caso de edificado com valor patrimonial inserido em zonas protegidas, os múltiplos programas e incentivos do Estado e ainda, em menor escala, a revisão legislativa reguladora do mercado do arrendamento (NRAU e Porta 65). No entanto, identificaram-se alguns obstáculos, entre os quais se destaca: a inexistência de informação de natureza técnica e legislativa, essencialmente devido ao facto do processo metodológico da reabilitação requerer maior rigor e qualificação do que a construção nova.

É perspectivado que a reabilitação urbana poderá originar negócios de 80 mil milhões de euros nos próximos oito anos [DE, 2008]. Esta oportunidade de negócio, que pode ajudar a resolver a crise no sector da construção civil e de igual forma contribuir para o rejuvenescimento das cidades, deve ser agarrada com a possibilidade de implementar um mercado especializado e crescente, aproveitando a possibilidade de ultrapassar as fragilidades, quer do meio técnico, quer do processo metodológico.

2.2.2 Instrumentos jurídicos e de financiamento

A significativa dimensão dos investimentos a realizar, nomeadamente na aquisição/expropriação de imóveis, na recuperação dos prédios urbanos e em geral na regeneração de conjuntos edificados, colide com a situação financeira nacional do Estado. Acresce a urgência destas operações, essenciais para travar a degradação urbana de áreas históricas e consideradas de interesse patrimonial, que são muito difíceis e dispendiosas de recuperar e que não se compadecem com os meios previstos para a intervenção urbana corrente. As circunstâncias descritas aconselham a que se desenvolva um esforço especial no sentido de captar o interesse da iniciativa privada para a requalificação dos conjuntos edificados, por meio de diversas acções e parcerias. Sendo assim, com a criação, no ano de 2004, de um regime jurídico excepcional para operações de reabilitação urbana (DL nº104/2004 de 7 de Maio), surgiram as SRU's (Sociedades de Reabilitação Urbana) [SRU, 2004].

As SRU's são instrumentos privilegiados para a promoção de intervenções de revitalização de áreas históricas ou áreas de recuperação e reconversão urbanísticas, estabelecendo um maior equilíbrio entre os proprietários e as entidades licenciadoras. Como motivos para uma nova orientação estratégica de recuperação urbana, as SRU's seguiram as seguintes linhas orientadoras: combater o crescimento desequilibrado das cidades, dando preferência à reabilitação urbana em detrimento da construção nova e simplificar os procedimentos administrativos. Não retirando aos municípios o controlo dos processos de reabilitação, as SRU's recentram o esforço financeiro e o risco inerente que operações de reabilitação de

média ou grande escala acarretam para quem está vocacionado para os assumir, isto é, a iniciativa privada é motivada com os apoios financeiros disponibilizados pelo estado.
As SRU's regem-se, resumidamente, pelos seguintes princípios orientadores:

- Mudança na escala de intervenção (se antes se visava apenas o incentivo ao imóvel isolado, passa-se agora a ter como único objectivo o conjunto edificado, quarteirão ou rua);
- Visão integrada de reabilitação urbana, pressupondo um nível de intervenção mais profundo que se vai traduzir numa melhoria das infra-estruturas, numa abertura dos bairros à cidade e na criação de equipamentos que servirão os bairros e as zonas envolventes;
- Visão mais global ao invés de uma visão limitativa do objecto da reabilitação, deixando de se considerar apenas a dimensão histórica, patrimonial, técnica e construtiva passando agora também a considerar-se uma dimensão ambiental, social, financeira e económica;
- Processos administrativos mais céleres, uma vez que a nova legislação obriga as SRU's a uma verdadeira redução dos prazos e das tramitações administrativas no que respeita ao licenciamento de obras, numa óptica que pretende estabelecer um maior equilíbrio entre o particular/proprietário e a entidade publica licenciadora.

Cabe às SRU's elaborar o "Documento Estratégico" para as zonas delimitadas onde se vai intervir com a participação da população e agentes económicos da zona. Esta será então a base de uma futura intervenção, onde a modalidade a usar será acordada entre proprietários e a SRU, entidade que licencia o território em questão. Nas modalidades de intervenção, destacam-se as intervenções em situações extremas, que vai desde da situação onde o proprietário, que revendo-se na proposta de intervenção, executa a mesma mediante contrato realizado com a SRU, até à situação em que o proprietário não demonstra interesse nem intenção de intervir no edifício, o que permite à SRU dar entrada a um processo de expropriação. Existem ainda as modalidades mistas onde a SRU tem um papel mediador e dinamizador e determina o carácter interventivo dos novos agentes na qualificação urbana das cidades portuguesas. Neste tipo de modalidades, as SRU's possuem a função de facilitadoras técnicas ou financeiras junto dos proprietários, dando condições de financiamento favoráveis, entretanto negociadas, ou então propõe-se substituir os proprietários na realização dos projectos de reabilitação, num conjunto de intervenções que caberia a cada proprietário executar.

Resumindo, as SRU's concedem meios para a intervenção, criando estruturas empresariais que detêm poder de licenciar e expropriar, entre outros; estabelecem o controlo público de todo o processo de reabilitação; protegem os direitos dos proprietários e dos arrendatários; motivam economicamente os promotores privados a empenharem-se no processo de reabilitação; e agilizam todo o processo de licenciamento [CML, 2005].

Antes da criação das Sociedades de Reabilitação Urbana, foram criados programas de financiamento público para a reabilitação de edifícios degradados, que se passam a enunciar:

O Programa de Recuperação de Áreas Urbanas Degradadas [PRAUD, 1988] foi um programa pensado para a concepção de ajudas às Câmaras Municipais no âmbito da reabilitação ou recuperação de áreas urbanas degradadas. Sendo assim, dava apoio aos Gabinetes Técnicos Locais (GTL) dependentes das Câmaras Municipais e tinha como principal objectivo a delimitação da área degradada e a elaboração de um plano urbanístico que iria orientar a operação de reabilitação.

O Programa Especial de Realojamento [PER, 1993] tinha como objectivo principal a construção de bairros sociais. Este programa não permitiu apenas financiar as autarquias na construção de casas a custos controlados, de forma a eliminar as barracas existentes, mas também financiou a aquisição de fogos ou prédios novos no mercado privado e prédios degradados a fim de serem reabilitados.

O Estado não tem capacidade financeira para suportar tanta despesa na recuperação de imóveis, por isso, cabe também ao proprietário do imóvel preservar o que é seu, não só por ser um bem que lhe pertence, mas também por ter obrigação moral de preservar um legado histórico. Por isso, torna-se necessário e urgente lançar no mercado, depois de recuperadas, milhares de casas que se encontram agora degradadas e devolutas, para a revitalização dos bairros antigos das nossas cidades. Mas a grande dificuldade em tornar isto possível, reside no facto das actuais rendas nessas zonas não compensarem qualquer investimento na realização de obras de recuperação e os proprietários e senhorios também não conseguem suportar os custos dessas obras, mesmo recorrendo a programas de apoio em vigor.

Para solucionar este problema o governo lançou o PRID, um Programa de Recuperação de Imóveis Degradados [PRID, 1976], criando uma linha de crédito especial dirigida essencialmente à actuação corrente das autarquias locais na execução de obras de reabilitação de imóveis, seja do seu património, seja no exercício da função substitutiva dos senhorios, e ainda às obras promovidas por particulares. Os resultados práticos desta medida não foram muito satisfatórios, pois não houve qualquer adesão por parte dos senhorios e inquilinos abrangidos pelo programa, devido aos custos que tinham de suportar [Bastardo, 2000].

Analisando o insucesso do PRID, verificou-se que apesar das bonificações que o programa previa, o senhorio que utilizasse o PRID assumia sempre um custo não reembolsado. Para ultrapassar este e outros aspectos, foi criado o Regime Especial de Comparticipação na Recuperação de Imóveis Arrendados [RECRIA, 1996], com vista à execução de obras de conservação e beneficiação definidas no art 16º da Lei

nº46/85 de 20 de Setembro (Lei das Rendas). Com a criação do RECRIA, em que o Estado assumiu parte da sua responsabilidade pelos efeitos nefastos do congelamento das rendas habitacionais, estabeleceram-se condições financeiras especiais para que os proprietários, senhorios, inquilinos e Câmaras Municipais, quando substituam senhorio em obras coercivas, possam reabilitar os fogos ou prédios.

Devido ao estado de degradação em que se encontram muitos dos edifícios localizados nos centros históricos e às dificuldades encontradas na sua reabilitação, foi criado o Regime de Apoio à Recuperação Habitacional em Áreas Urbanas Antigas [REHABITA, 1996]. O REHABITA é exclusivamente aplicável aos núcleos urbanos históricos, declarados como áreas criticas de recuperação e reconversão urbanística, que possuam planos de urbanização, planos de pormenor ou regulamentos urbanísticos aprovados. Este regime tem por objectivo apoiar a execução de obras de conservação, de beneficiação ou de reconstrução de edifícios habitacionais de modo a tornar mais rápida a reabilitação das áreas criticas de recuperação e reconversão urbanística.

O Regime Especial de Comparticipação e Financiamento na Recuperação de Prédios Urbanos em Regime de Propriedade Horizontal [RECRIPH, 1996], vem contemplar todos os prédios em regime de propriedade horizontal, uma vez que estes não eram abrangidos pelo RECRIA.

O programa de solidariedade e apoio à recuperação de habitação [SOLARH, 2001], permite a concessão de empréstimos sem juros pelo Instituto Habitação e Reabilitação Urbana (IHRU), para realização de obras de conservação: i) Em habitação própria permanente de indivíduos ou agregados familiares; ii) Em habitações devolutas de que sejam proprietários os municípios, as instituições particulares de solidariedade social, as pessoas colectivas de utilidade pública administrativa com fins assistenciais e as cooperativas de habitação e construção; e, iii) Em habitações devolutas de que sejam proprietárias pessoas singulares.

Comenta-se ainda, os efeitos do novo regime de arrendamento urbano, NRAU [2005], que durante o último ano e meio têm sido muito discretos, nomeadamente no que diz respeito à reavaliação das rendas. Desde cedo, a nova lei foi associada a um documento que protegia os arrendatários mais do que os proprietários. Esta nova lei do arrendamento previa um cálculo de actualização das rendas em função do estado de conservação do imóvel, mas números do IHRU indicam que apenas 265 rendas foram actualizadas, número muito aquém dos 7000 pedidos de actualização efectuados num sistema que tem cerca de 390 mil contratos de rendas antigas. Por fim, o programa de candidatura a fundos de apoio comunitário ao desenvolvimento urbano, denominado de projecto JESSICA [2007] (*Joint European Support for Sustainable Investment in City Areas*), afigura-se como uma recente alternativa para proprietários de imóveis mais degradados com rendas

antigas. A Associação Lisbonense de Proprietários (ALP), com a IHRU, pondera uma candidatura ao programa, que já conhece as suas primeiras experiências em França e Inglaterra.

2.2.3 Processos de reabilitação urbana: experiências

2.2.3.1 Experiências nacionais

Nas secções seguintes, apresentam-se exemplos de experiências nacionais e europeias de processos de reabilitação e renovação urbana, privilegiando a exposição da definição das preocupações, linhas de acção e estratégias de intervenção de forma abrangente destes estudos, sem entrar no tratamento de detalhes específicos ou sectoriais, tais como componentes de natureza social, económica, física, cultural ou ainda do espaço urbano.

2.2.3.1.1 Experiência de intervenção no centro histórico de Guimarães

A reabilitação dos espaços públicos e edifícios municipais, cedendo a sua forma a novas funções, e o apoio técnico e financeiro à iniciativa privada, são algumas das principais linhas estratégicas que sustentam a concretização dos dois objectivos que orientaram a intervenção no centro histórico de Guimarães [IPPAR, 2005]:

1. A reabilitação do centro histórico de Guimarães visa a recuperação e preservação do património construído de qualidade formal e funcional, cuja autenticidade é necessário manter no seu todo, pelo que a reabilitação passa também pela utilização dos materiais e das técnicas tradicionais. Visa igualmente a adaptação do núcleo histórico aos actuais modos de vida e às suas estritas exigências, conservando a sua identidade de modo a manter a arquitectura e a população residente (recuperação e beneficiação das habitações – investir reabilitando na requalificação de espaços públicos, equipamentos e infra-estruturas, com a estratégia indutora do interesse privado);
2. O segundo objectivo reside na manutenção da totalidade da população residente, dotando-a de melhores condições de habitabilidade e voltando a colocar o centro histórico como núcleo de referência através da qualidade da arquitectura e seus espaços urbanos, e da capacidade de acolher actividades que levem ao encontro humano.

Desta experiência de salvaguarda do património da zona histórica de Guimarães, destacam-se os seguintes aspectos:

- Uma reabilitação para e pelas pessoas;

- Conservação estrita dos valores identitários e de autenticidade, preservando as qualidades referenciais na arquitectura da cidade histórica;
- Garantia da continuidade das permanências essenciais a longo prazo;
- O GTL de apoio a esta intervenção baseou-se numa prática de projecto e desenho em tempo real;
- Abranger inicialmente a área dos antigos tecidos históricos "intra-muros", expandindo-se posteriormente para fora desta zona;
- Como estratégia, potenciar iniciativas particulares (negociando com proprietários e com autores de projectos), interditando o recurso à demolição.

Na Figura 8 está representado o perímetro de intervenção e o tipo de edificado do centro histórico de Guimarães. A intervenção nos edifícios privados foi encarada como uma beneficiação cautelosa, evitando a renovação excessiva. Esta medida condiciona a possibilidade de aumento volumétrico, torna económica e arquitectonicamente lógica a continuidade do existente. A intervenção é um processo de manutenção e não de substituição do existente. A aprendizagem foi sendo feita *in loco* e o grau de intervenção dependeu directamente do estado de conservação bem como da capacidade de investimento do proprietário. Criou-se mão-de-obra especializada para trabalhar com as tecnologias tradicionais. Em suma, a estratégia operacional desta intervenção teve 3 frentes de abordagem: i) o controlo, o estimulo e o apoio técnico às iniciativas particulares; ii) a conservação, restauro e reabilitação modelar do património e dos edifícios de responsabilidade municipal; e, iii) a requalificação dos espaços públicos.



Figura 8: Experiência de intervenção no centro histórico de Guimarães [GMG, 1980]

2.2.3.1.2 Experiência de intervenção no centro histórico de Vila Real de Santo António

Também neste caso, o GTL desempenhou um papel importante, sendo responsável pela gestão dos licenciamentos e pelo controlo e fiscalização em obra das intervenções concretas (numa constante

negociação com os particulares, com os projectistas e com os técnicos, na recusa clara ao chamado "fachadismo"). Uma equipa de trabalho elaborou um Plano de Pormenor de Salvaguarda do Núcleo Pombalino de Vila Real de Santo António, que consistiu na análise e interpretação de uma metodologia de intervenção. Um dos primeiros objectivos para a intervenção teve por base a necessidade de clarificar a leitura urbana orientada pelo projecto original. A ideia não era criar um núcleo pombalino musealizado, mas sim o entendimento da construção, procurando restituir-lhe a coerência formal [Pereira, 2005].

Começou por fazer-se uma pesquisa a nível teórico e, mais tarde, um processo de caracterização *in loco*, composto por fichas de caracterização tipo-morfológicas, levantamento fotográfico e gráfico do edificado e do espaço público. Com isto, pretendia-se a caracterização do estado do Núcleo Pombalino pela análise dos seus edifícios, definindo áreas de intervenção, quer nesse núcleo, quer na zona envolvente. Depois de elaborado o diagnóstico crítico do Núcleo Pombalino, estabeleceram-se objectivos para diminuir o processo de degradação, tentando restituir-lhe a estima urbana e vivencial. O princípio orientador seria, então, a recuperação da imagem urbana do Plano Pombalino. Definiram-se, então, os seguintes objectivos:

1. Voltar a identificar, urbana e visualmente, o Núcleo Pombalino da cidade;
2. Reorganizar funcionalmente a estrutura urbana do núcleo com o objectivo de dinamizar zonas e diferenciá-las pelo tipo de intervenção;
3. Reabilitar a imagem do edificado para que a leitura do núcleo volte a constituir coerência e uniformidade.

Estabeleceram-se dois níveis de intervenção a escalas diferentes, mas interdependentes, nomeadamente, a intervenção urbana e a intervenção arquitectónica. Resumidamente, o processo metodológico do Plano de Pormenor de Salvaguarda do Núcleo Pombalino de Vila Real de Santo António segue as seguintes etapas:

1. Pesquisa bibliográfica, histórica e documental como forma de aproximação ao objecto da intervenção;
2. Caracterização do Núcleo Pombalino à escala urbana e à escala do edificado, com o objectivo de apresentar o seu diagnóstico;
3. Apresentação de medidas de acção;
4. Estabelecimento dos níveis de actuação à escala urbana e à escala do edificado;
5. No acompanhamento de todo o processo vão sendo sugeridas medidas de implementação e gestão do plano;
6. Criação do Regulamento e do Manual de salvaguarda e valorização, elementos essenciais no processo e na sua gestão.

2.2.3.1.3 Experiência de intervenção na zona urbana do Porto

Uma das primeiras propostas de intervenção para a área Ribeira-Barredo consistia na demolição de grande parte do edificado e a extinção da estrutura urbana de origem medieval. É fácil deduzir que este tipo de proposta levaria ao desalojamento dos moradores e consequentemente ao realojamento dos mesmos em futuros bairros sociais periféricos. Já no fim dos anos 60, o Arquitecto Fernando Távora dirige um estudo onde se encontra uma alternativa muito mais respeitadora deste tipo de tecidos históricos. De uma maneira geral, o modo de actuação passa pela compra, por parte do município, dos edifícios mais degradados, pela expropriação no caso de não existir acordo com o proprietário, realojando provisoriamente os residentes e desenvolvendo os trabalhos necessários para a reabilitação dos imóveis. Se houver operações privadas enquadradas nos objectivos definidos para a área do centro histórico, estas também recebem apoios pontuais. Um outro estudo de recuperação urbana da área envolvente à Sé do Porto, tem vindo mesmo a ser alargada ao próprio Bairro da Sé [CMP, 1999]. Este projecto tem como objectivo principal inverter a tendência profundamente negativa que durante séculos caracterizou o centro histórico, intervindo no sentido do desenvolvimento económico e social, sem pôr em causa o valioso património existente e a substituição da população residente. Este processo caracteriza-se pelos seguintes objectivos:

1. Criação de uma rede de equipamentos de utilização colectiva de forma a cobrir as necessidades funcionais de uma vida urbana de qualidade;
2. Uma nova dinâmica comercial assente nas actividades tradicionais e no pequeno comércio familiar;
3. Apoio às situações mais grave de exclusão social e pobreza;
4. Melhoria significativa das condições de atractividade da zona;
5. Requalificação dos espaços públicos e de todas as infra-estruturas;
6. Envolvimento, na reabilitação do centro histórico, de parceiros exteriores ao município, de forma a conseguir novas energias e um fluxo significativo de investimento de operadores privados.

Foi então criado o Gabinete do Projecto-Piloto [CMP, 1999], que actua no interior da área de intervenção, com os seguintes benefícios:

- O Gabinete tem capacidade de diálogo e decisão;
- A intervenção atinge directamente os moradores, e a presença dos técnicos envolvidos junto das populações transmite confiança e responsabilidade dos diferentes intervenientes;

- Cria-se um atendimento imediato às populações, eliminando as burocracias dos procedimentos municipais;
- Permite uma avaliação contínua dos resultados, de eventuais desvios e dos impactos locais;
- Possibilita um acompanhamento estreito da gestão dos novos equipamentos.

Actualmente, a estrutura do Gabinete para a Renovação Urbana do centro histórico do Porto (CRUARB) [CMP, 1998; CRUARB, 2000] não se ocupa apenas da área da Ribeira-Barredo (ver Figura 9-a), mas sim da reabilitação de outras áreas críticas da Cidade.



Figura 9: Renovação urbana: a) Área de operação Ribeira-Barredo; b) Rua do Cimo do Muro [CRUARB, 2000]

2.2.3.1.4 Experiência de intervenção nas zonas históricas de Lisboa

É no início dos anos 90 que as iniciativas de reabilitação urbana e de conservação do património em Lisboa são mais evidentes. Um dos factores mais marcantes nestes processos foi o incêndio no Chiado. Grandes debates e algumas polémicas acerca do assunto contribuíram para enriquecer a reflexão colectiva sobre a necessidade da salvaguarda de conjuntos urbanos com valor arquitectónico, e não só de grandes construções e monumentos.

Por isso, foram criados diversos gabinetes técnicos exclusivamente centrados sobre a reabilitação de áreas específicas da cidade, que articulados com outras iniciativas camarárias (criação de um gabinete de apoio ao RECRIA, concessão de apoio financeiro a fundo perdido e acções de beneficiação em imóveis antigos arrendados e ainda a regulamentação do processo de realojamento dos residentes desalojados), permitiram a Lisboa a realização de um grande número de operações de conservação e beneficiação do parque habitacional degradado. Das muitas intervenções feitas na área da grande Lisboa, destacam-se apenas dois processos mais divulgados [CML, 2005]:

Bairro Alto

O processo de reabilitação e recuperação do Bairro Alto foi essencialmente pautado pelo respeito da morfologia urbana, conservando e restaurando o edificado, pela melhoria das condições de habitabilidade, mantendo sempre que possível a população residente, não correndo o risco da desvitalização desta área [Aguiar *et al.*, 1989]. No arranque deste processo de reabilitação, e entre várias outras metas, três objectivos principais foram definidos:

1. Evitar a saída da população para a periferia e a acentuação do sector terciário no centro;
2. Melhorar as condições de vida no bairro com acções sobre o património edificado, e também nos domínios do desenvolvimento económico-social e cultural;
3. Manter a memória da cidade, preservando o que do passado chegou até hoje, como expressão da organização e modos de vida na Lisboa quinhentista.

Baixa-Chiado

Foi criada a Unidade de Projecto da Baixa-Chiado tendo por objectivo preservar e valorizar o património histórico e arquitectónico e definir estratégias de requalificação sócio-urbanistica para esta zona da cidade. O facto de esta zona nunca ter sido alvo de uma política especial de recuperação e reabilitação, conduziu-a ao estado de abandono e degradação. O incêndio no Chiado em 1988 veio comprovar tragicamente esta situação, relançando o debate sobre os centros históricos terciarizados. A Câmara Municipal de Lisboa criou um gabinete técnico para a reconstrução da zona sinistrada e ao mesmo tempo foi criado um fundo financeiro de apoio, o Fundo Extraordinário de Apoio à Reconstrução do Chiado (FEARC). É igualmente aprovado um plano de pormenor desenvolvido com absoluto respeito pelos planos dos traçados pombalinos, mantendo o seu espírito e adequando os espaços às exigências de conforto contemporâneos. Como estratégia de reabilitação, a primeira acção levada a cabo pela Unidade de Projecto consistiu em fazer o reconhecimento e o diagnóstico da situação do património edificado (levantamento do estado de conservação dos imóveis). Nesse sentido, foram realizadas visitas técnicas aos edifícios através das quais, foi possível fazer a classificação sumária preliminar do respectivo estado de conservação (bom, razoável, mau e muito mau). Após a conclusão da primeira fase, procedeu-se à realização sistemática de vistorias, elegendo-se como prioritários os imóveis que se encontravam em pior estado de conservação, de modo a resolver de forma célere os problemas de salubridade e segurança estrutural. Ao fim de algum tempo,

verificou-se que alguns dos edifícios que aparentemente estavam em bom estado de conservação, apresentavam sérios problemas de infiltrações ou até mesmo problemas estruturais. Do mesmo modo, também se verificou que outros edifícios aparentemente em mau estado, devido às suas fachadas muito envelhecidas e sujas, com destacamento de rebocos e tintas, eram aqueles que interiormente se encontravam em bom ou razoável estado de conservação. Um factor importante e determinante na identificação para a conservação de elementos de valor patrimonial, foi a inclusão de um historiador no processo. Houve também a preocupação de identificar outros elementos dissonantes que descaracterizavam os edifícios. As intervenções consistiram na "*correcção de questões de segurança e salubridade, de modo a evitar possíveis derrocadas, sem esquecer, a reparação ou reposição dos valores patrimoniais*" [LXF, 2004].

No processo de recuperação da Baixa Pombalina e de outros casos de reabilitação urbana mais recentes, um dos instrumentos de muita utilidade foi o SIG (Sistema de Informação Geográfico) que abriu novas perspectivas à utilização de uma base de dados para o planeamento e gestão de recursos na área do planeamento urbano, e no caso concreto na gestão das acções de Reabilitação Urbana.

2.2.3.1.5 Experiência de intervenção na zona histórica de Évora

Em Évora, o centro histórico (ver Figura 10) foi sujeito a um cuidadoso estudo onde se desenvolveram as necessárias análises (urbanísticas, histórico-morfológicas, sócio-demográficas e construtivas) que permitiram definir os principais objectivos urbanísticos e as necessárias estratégias de intervenção. Para isso, houve necessidade do surgimento de planos e estudos, procurando estabelecer programas de intervenção integrados com a participação de organizações e agentes locais.



Figura 10: Manutenção e recuperação do edificado [CME, 2007]

Os objectivos principais deste processo, que começou efectivamente na década de 80, foram os seguintes [CME, 2007]:

1. Recuperar e preservar o tecido urbano do centro histórico;
2. Revitalizar cultural e economicamente a cidade;
3. Manter a população (e as topologias sociais) no centro histórico existente;
4. Manter Évora como pólo regional, mas manter o centro histórico como o seu pólo central. Foi desenvolvido um programa de salvaguarda que tem por objectivo desenvolver uma metodologia de actuação articulada com os princípios do PDM (Plano Director Municipal).

Criou-se um "Núcleo do centro histórico" que tem por base tarefas ligadas à concretização e implementação do Programa de Reabilitação. O GTL iniciou a elaboração de um Programa de Pormenor (abrangendo o centro histórico) que assegurava os financiamentos previstos. O GTL desenvolveu também a revisão e aperfeiçoamento do regulamento municipal, adequando-o mais à especificidade do centro histórico por meio de um regulamento particular que ainda hoje serve de referência a outros casos de estudo.

Hoje em dia, a reabilitação continua pautada pela mesma estratégia, com as seguintes características:

- Respeito pelo plano de salvaguarda;
- Intervenção disciplinadora da Câmara Municipal de Évora;
- Dinamização dos agentes particulares;
- Manutenção de um eficiente processo de informação e motivação com os residentes no centro histórico;
- Envolvimento da população no desenvolvimento e no processo de reabilitação urbana.

2.2.3.1.6 Experiência de intervenção no centro histórico de Beja

O GTL de Beja começou por elaborar um "Plano de Salvaguarda e Recuperação do Centro Histórico". Tentou articular as intenções de salvaguarda do património com as necessidades de desenvolvimento da cidade, através de três principais objectivos estratégicos [CMB, 1982]:

1. Proteger: Acabar com as demolições e a descaracterização;
2. Restaurar: Combater a degradação;
3. Reabilitar: Garantir o futuro, como centro histórico.

O GTL privilegiou a gestão de propostas e a prestação de apoio técnico às diversas iniciativas particulares de reabilitação, e concentrou-se na concretização de diversos estudos de pormenor para as áreas mais

degradadas da cidade. Houve alguma dificuldade em compatibilizar as modernas tecnologias com as soluções e práticas construtivas antigas. A estratégia adoptada teve como pilares os seguintes aspectos:

- Conhecimento profundo da cidade através de inquéritos;
- Levantamentos exaustivos de cada edifício;
- Contactos sociais.

Existiu um esforço significativo para permitir que o antigo e o moderno pudessem vir a participar conjuntamente na evolução urbanística da cidade. Outros aspectos desta experiência considerados relevantes são, a participação consciente das autoridades na resolução dos problemas sociais, económicos, políticos e administrativos, o esclarecimento activo da opinião pública e a participação popular no processo.

2.2.3.1.7 Experiência de intervenção no centro histórico da Covilhã

O GTL elaborou um Plano de Pormenor para regulamentar todas as intervenções nesta área. Pretende dinamizar as actividades ligadas à salvaguarda e valorização do património do centro histórico apoiando e incentivando os seus moradores, consciencializando-os da riqueza que possuem e da importância em a preservar. Pretende também divulgar um conjunto de medidas a adoptar para a correcta intervenção na recuperação de casas. Os objectivos enunciados foram as seguintes [CMC, 2007]:

1. Regulamentar as intervenções na área proposta, preservando a identidade da zona enquanto centro histórico, devolvendo equilíbrio à morfologia da zona intra-muralhas;
2. Melhorar a rede de infra-estruturas;
3. Qualificar a oferta comercial e reforçar a rede de equipamentos e serviços;
4. Aumentar a oferta residencial através da recuperação de imóveis;
5. Melhorar o espaço público através da requalificação das ruas e praças;
6. Repavimentação dos arruamentos, favorecendo as condições de trânsito pedonal;
7. Regular o tráfego automóvel e estacionamento;
8. Dotar a área de iluminação, mobiliário urbano e sinalética adequada;
9. Desenvolver intervenções exemplares nos domínios da recuperação e reabilitação de imóveis com valor patrimonial.

Alguns dos princípios básicos estabelecidos para a intervenção foram:

- Preservar ao máximo as características formais e volumétricas do edifício, incluindo a sua cobertura;

- Licenciar junto da Câmara Municipal, todas as intervenções de alterações, demolições ou reconstrução;
- Informar e consultar a Câmara Municipal em todas as obras de conservação ou beneficiação;
- Conservar/preservar ao máximo o património construído.

Descrevem-se, ainda sumariamente, outros casos não menos importantes, mas de menor escala.

2.2.3.1.8 Outras experiências

No caso da ***Guarda***, o GTL da cidade entende que intervir no centro histórico é saber compreender as estruturas antigas, quem as habita e quem as poderia habitar, fazendo-as participar no seu desenvolvimento, recuperando a capacidade de apropriação pelos habitantes e renovando a sua consciência cívica. Entende, assim, como estratégia, explicar os critérios e objectivos das medidas adoptadas, ouvindo as razões dos utentes e propondo modelos que possam ser entendidos e adoptados pelos interessados. O GTL vai trabalhar fundamentalmente em duas vertentes:

Edifícios singulares:

- Intervenção em edifícios municipais ou edifícios a adquirir pelo município, na assistência ao projecto em casos esporádicos (iniciativa municipal ou privada). Actuou em edifícios que possam provocar maiores efeitos positivos na opinião pública e ainda em edifícios com elevado grau de degradação ou em que se verifica a incapacidade económica do proprietário;
- A intervenção em edifícios municipais, tendo por objectivo dar o exemplo de reabilitação com obras que proporcionassem modelos alternativos e incentivos para a reabilitação do centro histórico da cidade.

Acções de conjunto:

- Intervenção que consiste na requalificação dos espaços públicos, no sentido de criar uma dinâmica de renovação/reabilitação nos edifícios envolventes;
- Coordenação de estratégias de desenvolvimento, ao nível do território e da área urbana com politicas sectoriais de menor escala (edifícios), para promover acções reflexivas e operacionais no domínio do planeamento.

O GTL desenvolve ainda um programa que promove a utilização de técnicas tradicionais na indústria da construção (recurso a pequena empresas).

No caso de ***Viseu***, o GTL foi criado para desenvolver e coordenar iniciativas de reabilitação, preferindo a concretização expedita à elaboração de um plano. Realizou intervenções em espaços públicos e em certos edifícios que possam ser tomados como exemplos pedagógicos para induzir a iniciativa privada e acções de reabilitação.

A estratégia para ***Tavira*** foi centrada em torno de uma actuação de planeamento – "Plano de Integração de Recuperação de Centros Históricos" – suportado por um regulamento orientador das intervenções, através da criação de um documento com o levantamento das tipologias tradicionais da construção local, como referência para soluções construtivas.

No caso de outras cidades, como ***Lagos*** e ***Arraiolos***, a estratégia foi orientada para intervenções de reabilitação dos espaços públicos. No caso de ***Torres Vedras***, o GTL criou um banco de dados de todo o parque edificado no centro histórico. Por último, é de referir o caso de ***Mértola***, pelo desenvolvimento dos projectos de conservação e de reabilitação com a recuperação de tecnologias e materiais de construção tradicionais.

Pela descrição e análise destas experiências nacionais, é evidente a partilha de princípios e aspectos fundamentais, quer em termos de metas a cumprir, quer em termos de estratégias a serem seguidas, apesar da diversidade de experiências e modos de concretização. Todas elas, obviamente, enunciam a melhoria das condições de habitabilidade, mas nenhuma expressa claramente uma acção de gestão de risco, factor que ao longo deste trabalho se virá discutir com detalhe face à sua relevância.

2.2.3.2 Experiências europeias

Portugal não foi dos primeiros países europeus a preocupar-se com a reabilitação, uma vez que não foram arrasadas as suas cidades em consequência das duas grandes guerras do Séc. XX. Praticamente em todo o resto da Europa esse movimento de recuperação foi iniciado mais cedo, dado que as populações, perdidas nos escombros, sentiram a necessidade imediata de reconstruir as suas cidades.

Experiência alemã: Berlim

A prática de protecção e salvaguarda do património arquitectónico é já uma tradição na Alemanha. No passado, mobilizaram-se numerosas operações de reconstrução que deram preferência, como estratégia de intervenção, à renovação urbana. Esta estratégia consistia na substituição das partes mais afectadas e degradadas das cidades por novas soluções urbanísticas, o que levou à extinção das memórias de muitas

das cidades alemãs. Hoje em dia, o modo de actuação é bem diferente, sendo até mesmo uma das mais bem sucedidas em experiências de reabilitação. A *Internationale Bauausstellung Berlin* (IBA) foi uma grande exposição internacional de arquitectura, que teve como objectivo principal experimentar novas estratégias de intervenção na cidade existente, donde resultaram duas ideias-chave para actuação sobre a cidade [Aguiar *et al.*, 1998]:

- Promover novas edificações para preenchimento dos hiatos ainda existentes na cidade (vazios deixados pela guerra e pelas grandes operações de renovação lançadas posteriormente à mesma);
- Reabilitação de bairros muito degradados através da recuperação dos sectores urbanos antigos e seus edifícios.

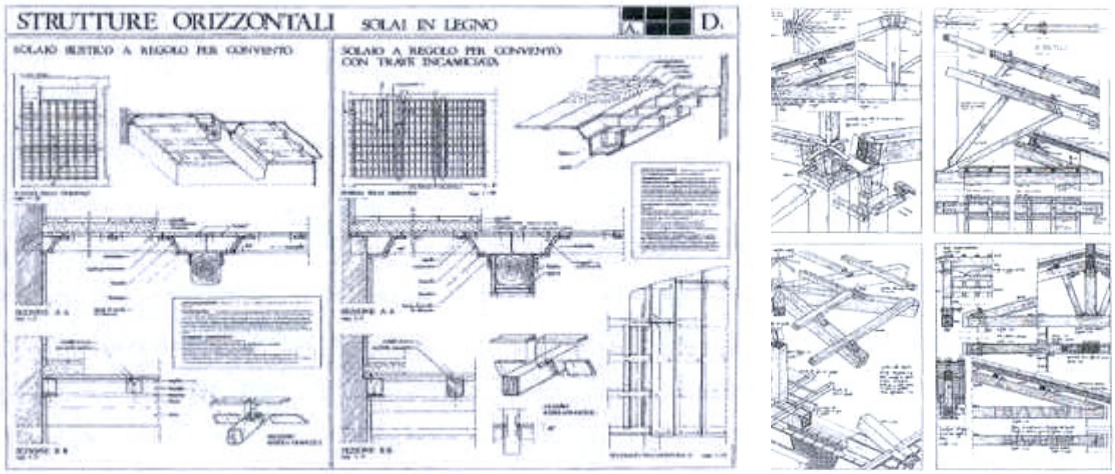
Foi criado um documento síntese - "os doze princípios para uma renovação urbana cautelosa" - que passou a ser a principal referência ética das intervenções. Para o sucesso deste tipo de intervenção, foi fundamental o empenho e a participação da população que levou à criação de associações locais de residentes. Constituíram-se e financiaram-se, também, organizações de apoio para prestar informação e consultadoria aos residentes interessados no processo de reabilitação (direitos legais dos moradores, iniciativas particulares de reabilitação, etc.)

Experiências italianas: Veneza, Roma e Bolonha

Em Itália, a prática de conservação e restauro do património arquitectónico vem de longa data. Nos anos 70 e 80 verificaram-se modificações nas estratégias de planeamento urbano, dando-se preferência a acções nas cidades a nível global em detrimento da aplicação de planos mais específicos [Pereira, 2005]. Em Veneza, com um forte apoio internacional, continuaram-se as acções mais importantes de salvaguarda das décadas anteriores, recorrendo-se a uma metodologia de intervenção própria: análise e reconhecimento físico da morfologia urbana, desenvolvendo-se um completo estudo morfotipológico da arquitectura da cidade, que tem resultados muito úteis nomeadamente quanto à sua aplicabilidade em projectos de intervenção concreta.

Em Roma, por toda a década de 70, fizeram-se projectos de recuperação do património arquitectónico, conciliando acções de restauro e recuperação de edifícios com importantes medidas de cariz urbanístico, de forma a garantir uma adequada reestruturação dos sistemas de tráfego e do sistema viário, preservando-se importantes alinhamentos urbanos. Neste sentido, realizaram-se obras de recuperação e beneficiação geral em edifícios correntes, de forma a garantir a continuidade dos usos residenciais no centro e diminuindo a ocupação destas áreas com actividades terciárias. A experiência de Roma acrescentou uma nova concepção de intervenção no centro histórico, que em vez de o interpretar como uma entidade da carácter homogéneo à

qual se aplica indiscriminadamente uma metodologia, levou à sua interpretação como um sistema articulado e estruturado por zonas históricas, tipológicas e morfológicas diferentes. Na Figura 11 apresentam-se alguns esquemas do manual de recuperação do edificado antigo do centro histórico, de forma a orientar as acções de intervenção.



Esquema de pormenorização dos pavimentos e asnas de cobertura em madeira

Figura 11: Manual de Recuperação de Roma, 1981 [Pereira, 2005]

A experiência de Bolonha caracteriza-se fundamentalmente, não pela elaboração de um plano de carácter expansionista, mas por um plano de conservação urbana com o objectivo de manter a população residente e apoiar a manutenção da morfologia urbana, coordenando as intervenções sobre o edificado.

Os instrumentos urbanísticos de actuação orientam-se para a conservação física do centro histórico, através do seu uso social, funcional e económico, ou seja, os centros históricos podem ser conservados como bens culturais e económicos se o seu património humano for respeitado, mantendo-se a sua população e as suas actividades económicas. Esta experiência apoia-se numa complexa e completa análise tipológica de todo o edificado com o objectivo de alcançar um sistema de regras que caracterizem o conhecimento físico da cidade. Este tipo de levantamento e pesquisa apresenta-se como uma forma de orientação para a caracterização e para a posterior intervenção.

Experiências espanholas

O problema urbano existente nos centros históricos espanhóis, coloca-se no conjunto de programas e projectos políticos e sociais onde prevalecem as dimensões ideológicas sobre a reflexão estritamente disciplinar. Os centros históricos das cidades espanholas caracterizam-se pela sua desarticulação em

relação ao resto da cidade e pela heterogeneidade de tipologias arquitectónicas. A natureza deste tipo de centros não se adapta aos métodos italianos de recuperação morfológica, tipológica e social que se espalharam pela Europa. Como consequência, foram criados planos que iniciaram a análise e o diagnóstico das diversas realidades locais, metodologias de intervenção e definição de propostas concretas a integrar nos chamados *Programas de Rehabilitación Integrada*. O desenvolvimento de *Estúdios Básicos* obrigou ao cumprimento de quatro fases principais e sucessivas [Pereira, 2005]:

1. Estabelecimento da metodologia e programação de trabalho;
2. Informação e documentação;
3. Análise e diagnóstico;
4. Medidas e soluções.

2.2.3.3 Exemplos das recentes Sociedades de Reabilitação Urbana (SRU)

Como já foi referido anteriormente, em Portugal, as SRU's surgiram da convicção do governo para a necessidade de uma entidade que assumisse como tarefa "pública" a responsabilidade da reabilitação urbana. Portanto, as SRU's são instrumentos privilegiados para a promoção de intervenções de revitalização de áreas históricas ou áreas de recuperação e reconversão urbanísticas, estabelecendo um maior equilibro entre os proprietários e a entidades licenciadoras.

A visão do problema do património arquitectónico começou a ter uma maior consciencialização na década de 80 e Lisboa não fugiu à regra, criando GTL's que se iriam ocupar da grande mancha de tecido urbano mais antigo da cidade. Teríamos então os bairros orientais da cidade (Alfama, Castelo, Mouraria e da Graça), os bairros ocidentais (Bairro Alto, Bica e Madragoa) e a Baixa, incluindo o Chiado. A Câmara de Lisboa optou por criar três Sociedades de Reabilitação Urbana de modo a poder actuar de forma concentrada nas áreas mais sensíveis da cidade. Assim, foram criadas a SRU da Baixa Pombalina, a SRU Lisboa Ocidental e a SRU Lisboa Oriental (ver Figura 12). Um aspecto comum inerente às três áreas é o facto de na reabilitação de edifícios antigos existirem dois grandes conjuntos de problemas a resolver:

- Cuidar da envolvente do edifício, criando condições de estanquidade à água proveniente das diversas origens e assegurando a preservação do ambiente interior, a salubridade dos espaços e a durabilidade do edifício;
- Garantir níveis satisfatórios de segurança estrutural e contra riscos de incêndio, de modo a assegurar a existência de uma estrutura capaz de resistir, não só às acções decorrentes do uso dos edifícios, mas também a situações excepcionais, como sejam a acção dos sismos [CML, 2005].

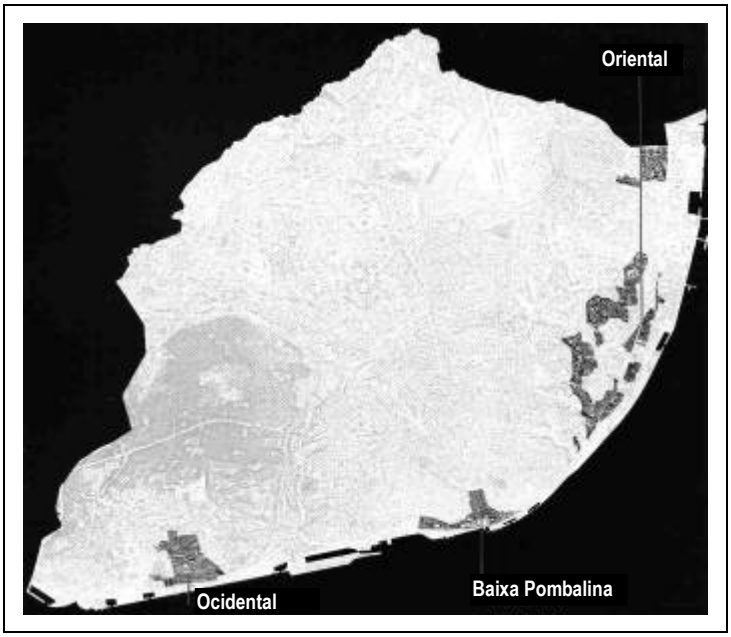


Figura 12: Planta da cidade de Lisboa: áreas de intervenção das SRU's [CML, 2005]

A título de exemplo, dá-se algum detalhe sobre a recente SRU da Baixa Pombalina, por ser um dos processos, de entre as três cidades de Porto, Coimbra e Lisboa, que conhece um maior grau de desenvolvimento. Descrevem-se então, de seguida, os seus princípios e estratégias, e seus eixos prioritários de intervenção [CML, 2005]:

a) Princípios e estratégias de intervenção

Conhecer o território onde se iria intervir, do ponto de vista do estado de conservação do edificado, era mais do que um ponto na estratégia de reabilitação. Era uma prioridade urgente para que se pudessem definir estratégias e optimizar a intervenção em causa. Assim, era fundamental fazer uma classificação do edificado (882 imóveis integrados na área de intervenção) de acordo com o seu estado de conservação. Para isso, realizaram-se visitas técnicas ao exterior e interior dos imóveis e os edifícios foram então classificados de: Muito Mau, Mau, Razoável e Bom. A Figura 13 dá-nos um exemplo da classificação dos edifícios segundo o seu estado de conservação na zona em questão.

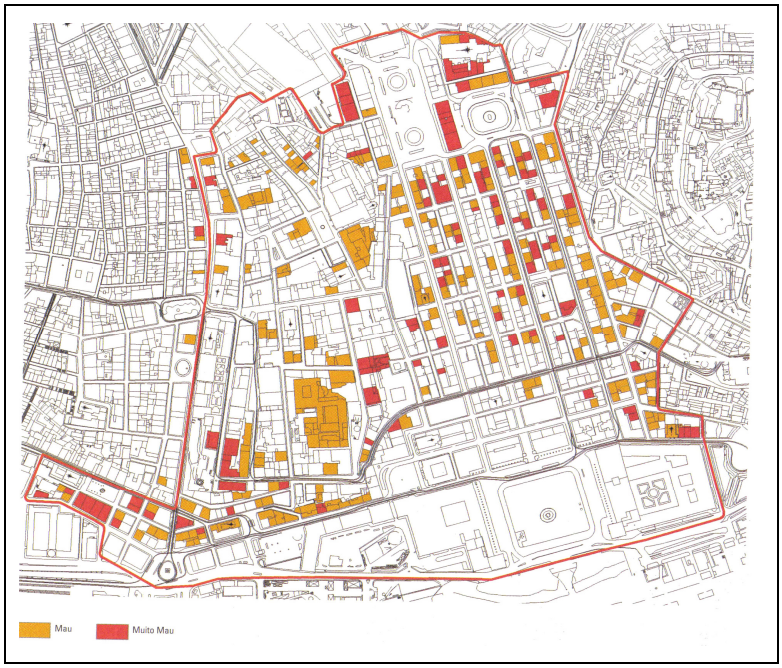


Figura 13: Estado dos edifícios relativamente à conservação arquitectónica em 2002 [CML, 2005]

Este levantamento foi efectuado de uma forma expedita para, numa primeira apreciação, se poder ter uma ideia do estado global do edificado em causa. Uma vez concluída esta primeira fase, completou-se esta informação com vistorias mais sistemáticas e minuciosas, de modo a obter todos os dados precisos e fiáveis das condições de segurança e salubridade dos edifícios, identificando as suas patologias. Deste modo, foi possível identificar quais os imóveis que se encontravam em pior estado de conservação, ou seja, os imóveis prioritários no processo de reabilitação.

Apesar da minúcia com que estas vistorias foram efectuadas, isso não impediu que se tivessem verificado algumas surpresas. Edifícios que aparentemente estavam em bom estado de conservação apresentaram quadros patológicos não detectáveis numa primeira apreciação, o que levou a uma degradação contínua e silenciosa. Por outro lado, edifícios com fachadas muito degradadas, uma vez vistoriados no seu interior, revelaram um bom ou razoável estado de conservação. Outro elemento ao qual se recorreu para a classificação dos edifícios, foi o recurso a historiadores integrados nas visitas, para além dos técnicos habituais (arquitectos e engenheiros). Deste modo, foi mais fácil proceder ao registo e identificação de elementos com valor patrimonial a preservar e identificar elementos que descaracterizavam os edifícios.

b) Eixos prioritários de intervenção

Depois de concluído o levantamento, com o mapa do estado de conservação arquitectónico obtido com as vistorias, foi possível definir eixos considerados de intervenção prioritária: o eixo da rua da Madalena, o eixo da rua do Alecrim/Misericórdia, o Largo do Corpo Santo e o Largo de São Paulo. Esta definição dos eixos prioritários teve por objectivo uma intervenção sistemática e estruturada a partir de eixos (ruas) e praças importantes da cidade, que teria um efeito motivador para as recuperações nos eixos adjacentes. O edificado pertencente aos eixos principais está incluído em áreas de avançado estado de degradação e abandono, sobretudo a zona a sul (Largo do Corpo Santo e Praça de São Paulo), onde também era fundamental uma acção conjunta entre o edificado físico que se encontrava muito degradado e a degradação de carácter social. A título de exemplo, a Figura 14 ilustra um dos pontos de situação do processo.



Figura 14: Recurso ao SIG na análise espacial e identificação de acções prioritárias [CML, 2005]

2.3 A estratégia de intervenção

2.3.1 Evolução das estratégias e políticas urbanas

Muitos centros urbanos, cidades e vilas do nosso País encontram-se ainda envolvidos em processos de reabilitação e renovação, como exposto na Secção 2.2.4.1, com a ajuda de instituições financeiras, comunidades organizadas, empresas privadas e públicas, constituindo experiências interessantes sempre

marcadas por vantagens e constrangimentos de cariz local, provando que não existe uma única forma prescrita para a prática da reabilitação e renovação urbana, não existindo também uma fonte única e exclusiva de informação sobre estes processos. De entre as áreas fundamentais num processo de reabilitação e renovação urbana, salientam-se as seguintes:

- Estado de conservação dos edifícios e condições de habitabilidade;
- Qualidade do espaço urbano;
- Dinâmica económica e oportunidades de financiamento;
- Qualidade ambiental;
- Preocupações sociais e de comunidade;
- Oferta de emprego, educação e formação;
- Infra-estruturas e telecomunicações;
- Gestão de riscos e catástrofes naturais (incêndio, sismo, etc.);
- Mobilidade e transportes.

Os processos de reabilitação urbana devem ser entendidos como processos de longo prazo, não existindo soluções rápidas ou definitivas. A importância destas acções não é, em geral, realçada de forma suficiente, mesmo nos casos de uma comunidade atenta e preocupada, e está muito dependente dos ciclos legislativos e políticas adoptadas que se apresentam, muitas vezes, curtas em termos de prazos e desajustadas em termos de objectivos para a regeneração urbana, até ao nível regional.

Ao longo do Séc. XX a mudança das políticas urbanas que acompanha a evolução das estratégias, está esquematizada na Tabela 3. As preocupações das políticas urbanas reflectiram-se em fases distintas e evolutivas: carência de habitação (década de 60), melhoria das condições de habitabilidade (década de 70), regeneração comunitária e diversificação de posse (décadas de 80 e 90) e a preocupação com a sustentabilidade (a partir de 2000).

Muitas das iniciativas resultantes da década de 70, continuaram pelos anos 80, sofrendo alterações substanciais com a introdução das alianças público-privadas, depois de rapidamente se perceber que a centralização no Estado não conseguia responder a todas as necessidades de recursos. Esta nova coordenação influenciou profundamente a forma e conteúdo das políticas urbanas e foi ainda reforçada nos anos 90 e melhorada com a introdução dos ideais do desenvolvimento sustentável. Apesar do novo desafio do "ambientalmente sustentável" ainda não ter reflexos evidentes sobre as politicas de reabilitação urbana, será sem dúvida a ideia dominante na teoria e prática futura das acções de regeneração e reabilitação urbana.

Tabela 3: Evolução das estratégias de política urbana, adaptada de Stöhr [1992] e Lichfield [1992]

Período	1950 Reconstrução	1960 Revitalização	1970 Renovação	1980 Desenvolvimento e Redesenvolvimento	1990/2000 Regeneração
Estratégia e orientação	Reconstrução e expansão dos centros urbanos antigos baseados num *masterplan* (plano de gestão) de crescimento suburbano	Continuação das acções iniciadas na década anterior. Crescimento periférico e suburbano. Primeiras experiências de reabilitação	Direccionado para a renovação de zonas ou comunidades. Continuação do desenvolvimento da periferia	Desenvolvimento e redesenvolvimento; projectos exteriores ao centro urbano; criação de grandes e importantes projectos	Avanço nas políticas de apoio e práticas urbanas. Maior integração e percepção equilibrada
Intervenientes	Governo central e municipal, promotores e construtores	Crescimento no sentido de maior equilíbrio em termos de entidades publicas e privadas	Crescimento da participação privada e descentralização para o nível local	Destaque do sector privado e de instituições reguladoras e especiais, crescimento da cooperação e parceria público-privado	Cooperação assumida e legitimada entre todos
Nível espacial	Cuidados ao nível muito local	Inicio do desenvolvimento regional	Ao nível regional e local, com ênfase ao nível local	No inicio dos anos 80 muito particular e mais tarde ao nível local	Reintrodução da perspectiva estratégica; crescimento da actividade regional
Nível económico	Investimento público com baixa participação privada	Continuidade em relação à década de 50 com um crescimento do investimento privado	Limitação na utilização de recursos do sector público e crescimento do investimento privado	Domínio privado com fundos públicos selectivos	Grande equilíbrio entre financiamento público, privado e voluntário
Nível social	Melhoria das condições de salubridade	Melhoria do sistema de segurança social	Maior actividade e participação da comunidade	Ajuda pública selectiva e apoio comunitário	Ênfase da função da comunidade residente
Nível físico	Reconstrução de áreas e desenvolvimento periférico	Continuidade de acções iniciadas na década de 50 com reabilitação de pequenas áreas	Renovação extensiva do centros históricos e urbanos	Esquemas de substituição e novo desenvolvimento; grandes projectos	Actividade mais modesta do que na década de 80, com preocupações sobre o património e salvaguarda
Nível ambiental	Criação de espaços verdes com algum cuidado paisagístico	Melhorias em áreas muito selectivas	Melhorias ambientais com algum grau de inovação	Crescimento da preocupação ambiental	Introdução das preocupações acerca da sustentabilidade ambiental

2.3.2 Definição de acções concorrentes, influências e objectivos

A definição de reabilitação urbana, segundo Lichfield é uma: "*Visão integrada e compreendida de acções que originam a resolução de problemas urbanos e a procura da melhoria duradoura ao nível económico, social,*

físico e ambiental de uma área intervencionada" [Roberts e Sykes, 2000]. A reabilitação urbana, é assim, entendida como uma actividade intervencionista e multidisciplinar, que mobiliza os sectores público, privado e a comunidade. É uma actividade que tem, ou deve ter, flexibilidade para responder a mudanças económicas, sociais, ambientais e até circunstâncias políticas. A reabilitação urbana deverá ainda ser capaz de determinar políticas e acções através da criação de estruturas institucionais que suportarão a operacionalidade deste processo, adequando-o aos objectivos propostos, mobilizando esforços de forma colectiva e criando bases para negociações oportunas.

Muitos dos processos de reabilitação urbana pecam por serem implementados para prazos muito curtos e irrealistas, por serem demasiado *ad hoc* e subsistirem mesmo com a ausência de um objectivo global em que se insira o desenvolvimento num sentido mais abrangente, isto é, sem a existência de um plano estratégico. A reabilitação urbana pode ser entendida como o *output* resultante da interacção entre várias fontes de influências e objectivos, nomeadamente como resposta às oportunidades e desafios apresentados, abordando os problemas urbanos de forma mais coordenada e com uma estratégia baseada em objectivos bem definidos.

As áreas urbanas são sistemas complexos e dinâmicos. Reflectem processos de transição física, social, ambiental e económica e são os principais geradores dessas mesmas mudanças. Nenhum centro urbano é imune aos factores externos que indicam e induzem mudanças, ou pressões internas que levem a crescimento ou declínio. No esquema da Figura 15 apresenta-se um fluxograma que relaciona os vários temas e tópicos de um processo de reabilitação urbana e interrelaciona a multiplicidade de *inputs* e *output*s, isto é, preocupações de partida e resultados expectáveis.

Realçamos quatro importantes aspectos neste esquema: i) Economia e emprego; ii) Comunidade e sistema social; iii) Qualidade ambiental e desenvolvimento sustentável; e, iv) Valor patrimonial e nível de degradação do edificado. À luz de uma análise *SWOT* (*Strengths, Weaknesses, Opportunities and Threats*), na Tabela 4 listam-se as principais fraquezas e oportunidades num processo de renovação e reabilitação urbana. Na verdade, cada uma delas se apresenta como um binómio fraqueza-oportunidade, que se discutem de seguida. A análise *SWOT* permite apontar as principais forças e fraquezas (factores internos) e as tendências de desenvolvimentos externo, que podem constituir ameaças ou oportunidades para a sustentabilidade do desenvolvimento da área de estudo. Basicamente, a análise *SWOT* define as linhas orientadoras e acções principais de uma estratégia que deverá potenciar as forças, eliminar as fraquezas, combater as ameaças, identificar e tirar partido das oportunidades.

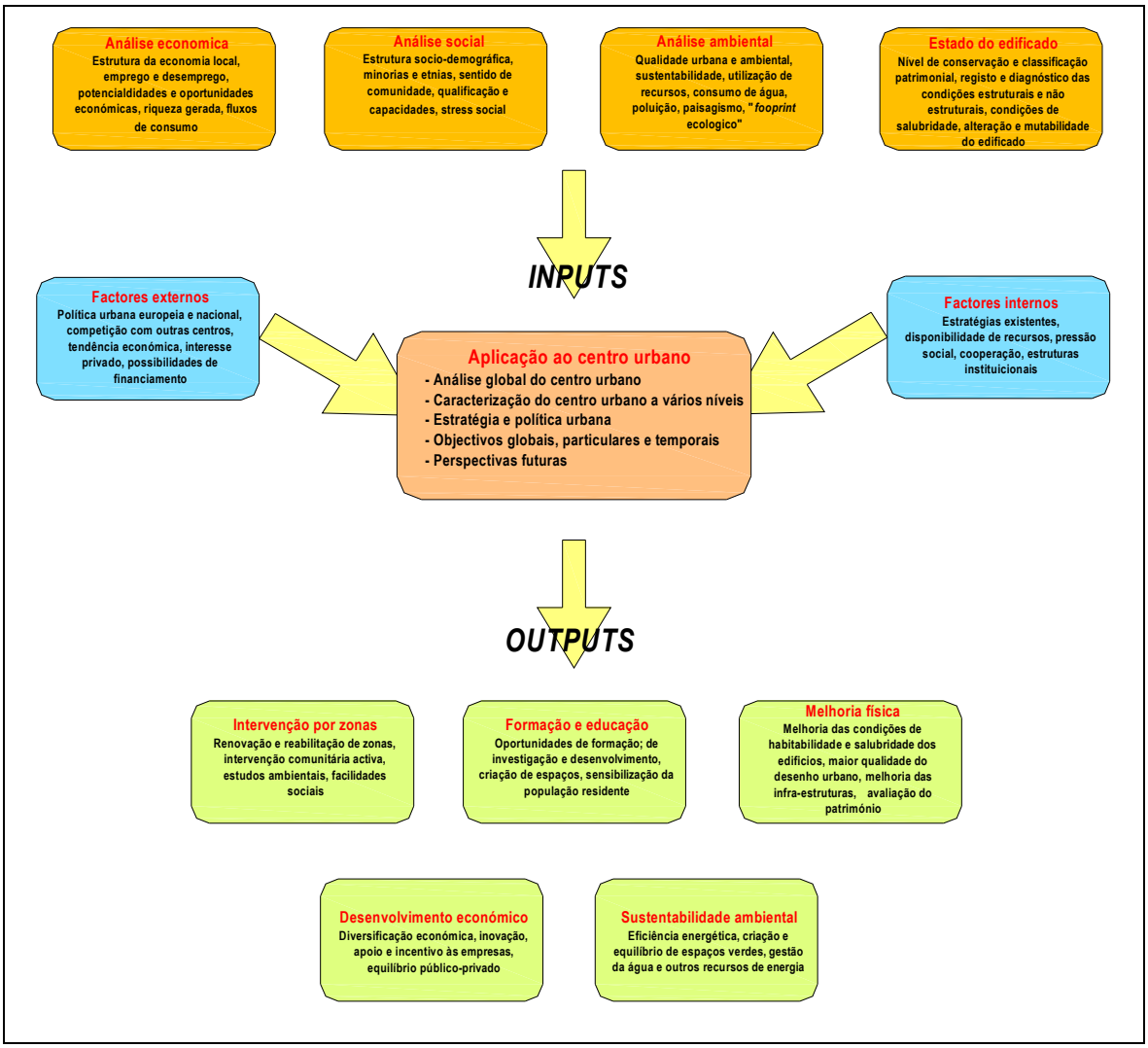


Figura 15: Funções, influências e objectivos de um processo de renovação urbana

Tabela 4: Identificação de fraquezas e oportunidades

Fraquezas	Oportunidades
Economia debilitada	Sustentabilidade ambiental
Mudança sócio-demográfica	Integração social e vivência urbana
Falta de emprego	Planeamento e utilização do solo
Estado de conservação preocupante	Adaptabilidade do edificado
Salubridade dos espaços	Reconversão do espaço urbano
Crime e marginalidade	Educação e saúde
	Monitorização e avaliação do processo

De seguida comentar-se-ão algumas das fraquezas e oportunidades listadas na Tabela 4:

Uma das maiores fraquezas dos espaços urbanos antigos é, evidentemente, a ***economia*** local que sofreu com o êxodo da população, a relocalização da pequena indústria e comércio e consequente "deslocação" da

oferta de emprego. A ***mudança sócio-demográfica*** nas últimas décadas, também consequente do êxodo da população dos centros urbanos, deixou para trás uma população inactiva, envelhecida e problemática. A preferência por outras zonas periféricas à cidade antiga, foi impulsionada por várias razões, mas em geral pela procura de condições de habitabilidade mais atractivas e melhores condições económicas. Esta preferência também se prende com as oportunidades de ***emprego***. Estas alterações nos centros urbanos introduziram uma dimensão étnica nas comunidades até então pouco relevante em Portugal e que, agora, constitui mais um factor a considerar na reabilitação urbana.

O ***estado de conservação*** dos centros urbanos influencia de forma indirecta a sua *performance* económica, afectando toda a dinâmica destes centros. A contribuição da imagem do centro urbano para o prestígio e auto-estima dos seus residentes é enorme, influenciando todas as áreas ou acções que interactuam com esta. Estejamos ainda atentos ao facto de a melhor ou pior realidade que se encontra no "interior" dos centros urbanos se repercute para a periferia destes espaços e até para a região onde se inserem. Por isso, todo o investimento feito dentro do perímetro dos centros urbanos é benéfico muito para além da sua delimitação física. Os problemas físicos dos edifícios surgem em consequência da falha nas políticas urbanas, nomeadamente no regime de arrendamento urbano que potencia a negligência dos proprietários, na falta de manutenção periódica e na reduzida adaptabilidade às exigências básicas dos residentes e utilizadores. O estado de degradação e a obsolência das infra-estruturas são, entre todos os aspectos, os mais visíveis. No entanto, são também os que podem criar mais oportunidades e até potenciar e fundamentar as acções de renovação e regeneração urbana.

A ***sustentabilidade ambiental*** dos centros urbanos começa a ser avaliada através do *ecological footprint*, que avalia os fluxos de consumo através de um estudo custo-benefício, em que os custos (consumo de energia, consumo de água, poluição atmosférica, poluição da água, poluição sonora, ocupação de espaço urbano, utilização de outros recursos, etc.) terão de ser contra-balançados com os benefícios sociais, económicos, habitação, emprego, etc. Num futuro próximo, o juízo do sucesso de intervenções nos centros urbanos serão baseados nestes padrões.

A ***reconversão do espaço urbano*** conduz a mudanças e alterações das áreas urbanas através dos tempos, sendo um processo inevitável e deve ser sempre benéfico. Isto é, a inevitabilidade devido às alterações dos sistemas políticos, económicos e sociais gera novas exigências e suscitam novas oportunidades de progresso económico e melhoria social. Estas forças e vontades externas e internas ao criarem oportunidades aos políticos, investidores, proprietários, planeadores, autarquias e residentes, levam à procura de respostas que contemplam o ajustamento e melhoria das condições do espaço urbano e da sua manutenção. As autoridades locais são responsáveis por criar directrizes na articulação de exigências e

regras em relação ao espaço verde público, conectividade e vias de comunicação, mobilidade e acessibilidades. A sentida tendência que se nota em relação ao binómio peão-automóvel terá de ser equilibrada, pois este também é um factor de atractividade.

Com a deterioração das condições físicas, os centros urbanos constituem um mercado de habitação para as classes sociais desfavorecidas. As políticas urbanas mais recentes inspiram-se nos conceitos de aquisição de habitação, incentivando a ***integração social*** dos residentes e a participação mais activa da comunidade nas decisões que afectem os espaços onde vivem. O espaço de ***vivência urbana***, é muito mais do que lugar onde as pessoas "sobrevivem". Os centros urbanos terão de ser recriados como lugares atractivos onde as pessoas poderão trabalhar, habitar e onde existe oferta cultural e oportunidades de lazer [Taylor, 1997]. O êxodo não pode ser entendido como uma tendência inevitável, este é um dos mais importantes aspectos de base do futuro das cidades e centros urbanos históricos. As comunidades locais precisam de se sentir envolvidas em todas as fases de um processo de reabilitação urbana. O envolvimento activo de residentes e proprietários não deve ser entendida com um factor negativo ou recessivo no planeamento de uma estratégia a definir.

A melhoria do edificado, nomeadamente das condições de ***salubridade dos espaços*** do edificado antigo, até à data, tem sido insatisfatórias na maioria dos casos, isto porque o reduzido espaço dos compartimentos e o congelamento de rendas, comprometeram e condicionaram as acções de melhoria das condições de habitabilidade. A adaptabilidade do edificado às exigências actuais, deve ser entendido como um impulso para a reabilitação urbana, estimulando a qualidade do espaço urbano e oportunidade de investimento.

No que diz respeito ao ***planeamento e utilização do solo***, muito se tem discutido acerca do *brownfield versus greenfield development.* As ferramentas de planeamento, apesar da sua necessária rigidez, podem impulsionar a regeneração e sustentabilidade urbana. O objectivo não é criar densidade residencial sem a correspondente qualidade, isto é, a renovação e adaptação dos edifícios, a comodidade da centralidade, equilíbrio entre espaço edificado e espaço urbano (largos e praças) e diminuição da poluição atmosférica, são aspectos fundamentais nas escolhas das pessoas.

A ***adaptabilidade do edificado*** a funções diferentes é a garantia da longevidade do edificado construído. Como já foi referido, a tendência social e demográfica dos residentes dos centros urbanos, orienta os requisitos do tipo de espaços habitacionais ou de outra natureza a criar. O mercado de oferta do edificado reabilitado e reconvertido em pequenas e cómodas habitações, segue a tendência de uma procura e mentalidade de determinado estrato social: jovens solteiros e novos profissionais e até idosos que procuram uma vida urbana associada a facilidades oferecidas pelos centros urbanos. Em Inglaterra, desde os meados

dos anos 70, uma grande percentagem de verba do investimento privado e público tem sido assimilado pela reabilitação. Segundo o *London Planning Advisory Committee* [Roberts e Skyes, 2000], só na cidade de Londres, a transformação de edifícios de escritórios poderia gerar cerca de 50.000 habitações, sem referir a potencialidade do diferente uso do solo com a relocalização da pequena e média indústria.

Para este desafio, o sector privado está munido de meios financeiros, inovação, qualidade de soluções e experiência recente de menor escala e com casos de sucesso. Existem três factores essenciais que influenciam principalmente a adaptabilidade do edificado nos centros urbanos:

1. O investimento privado que frequentemente colide com preocupações de identidade e planeamento urbano;
2. A manutenção menos adequada à realidade local ou inexistente em detrimento da renovação e reabilitação mais profunda;
3. O crescimento de procura de habitação própria, com exigências de habitabilidade acrescidas (nomeadamente conforto térmico e acústico).

A reabilitação dos edifícios pode tomar várias orientações distintas, em função dos seguintes aspectos:

- Promotor principal e líder do processo (público, privado, cooperação);
- Orçamento e financiamento (fontes, limitações e critérios);
- Proprietário (único, associativo, etc.);
- Localização (zona histórica, comercial, etc.);
- Dimensão e qualidade da intervenção (edifício singular, rua ou quarteirão);
- Objectivos da acção (habitação, comércio, multi-funcional);
- Classe e grau de intervenção (reabilitar, modernizar, requalificar, reconstruir, etc.);
- Reversibilidade da intervenção (autenticidade do edifício).

O ***crime, a educação e saúde***, actualmente são reconhecidos como indissociáveis das más condições de habitabilidade e dos problemas de saúde, que se sintetiza no conceito de "edifícios doentes". Ruído, roubo, droga e vandalismo são frequentemente associados negativamente aos nossos centros urbanos. Só a educação e um trabalho permanente de acompanhamento social pode criar condições para comportamentos sociais responsáveis.

Por último, a ***monitorização e avaliação do processo*** é de maior importância, uma vez que colmata a lacuna de informação para apoiar os objectivos estabelecidos no início dos processos, sejam estes de

natureza social, económica ou arquitectónica. A colmatação desta falha permite compreender a evolução e alteração das decisões e visão estratégica dos problemas de renovação. Exemplo disto foi a experiência durante os anos 80 na Escócia, com a iniciativa público-privada de grande escala – *"New Life for Urban Scotland"* – na qual as iniciativas de renovação de edifícios antigos eram executadas como acções com objectivos singulares com prazos limitados, mas que não foram introduzidos no contexto do planeamento estratégico, tendo sido apenas observado mais tarde o insucesso destas acções não integradas [Roberts e Sykes, 2000].

2.3.3 Modelo estratégico para a intervenção em centros históricos

A criação de um modelo estratégico para o caso de estudo da Baixa de Coimbra e que será amplamente apresentado na Secção 2.5, exigiu uma reflexão prévia sobre os princípios que devem reger um programa modelo de renovação e reabilitação urbana:

- Ser baseado numa detalhada análise, diagnóstico e registo das condições reais dos centros urbanos (estado de degradação do edificado, levantamento sócio-demográfico, análise económica e levantamento geométrico e arquitectónico);
- Ter um objectivo pluridisciplinar com influência ao nível da conservação do edificado, estruturas sociais, dinâmica económica e condições ambientais. Para conseguir esta tarefa de adaptação e interdisciplinaridade melhorada, dever-se-á criar e implementar uma estratégia integrada e esclarecida que lidará com a resolução de problemas de forma equilibrada, ordeira e positiva;
- Garantir que a estratégia e os programas resultantes deste modelo, sejam implementados e desenvolvidos de acordo com os objectivos de desenvolvimento sustentável;
- Esclarecer objectivos mais operacionais que deverão ser tanto quanto possível quantificados;
- Fazer o melhor aproveitamento de recursos naturais, económicos, humanos e ainda dos espaços urbanos e património construído;
- Fomentar o consenso máximo, através da completa participação e cooperação de todos os intervenientes com interesses legítimos no processo de renovação e reabilitação urbana;
- Promover novas sinergias através da cooperação público-privada, com claras vantagens na garantia de financiamento e introdução de novas formas de trabalho;
- Reconhecer a importância de medir e quantificar o progresso da estratégia no tempo e no cumprimento dos objectivos. Monitorizar a mudança das forças externas e internas que exercem influência no processo urbano;

- Aceitar o facto de que muitos modelos estratégicos são muito específicos para determinadas realidades urbanas, necessitando de ser adaptadas caso a caso e se necessário à medida que se sucedem as alterações;
- Reconhecer que o progresso em áreas diferentes (condições de habitabilidade e do edificado, estruturas sociais, base económica, sustentabilidade ambiental) se faça a ritmos diferentes sem perder a perspectiva da interligação dos objectivos no esquema estratégico do processo, permitindo atingir todos os objectivos delineados;
- Investir na melhoria física e ambiental, melhorando a imagem, promovendo o investimento e contribuindo para o desenvolvimento económico e social.

Enumerados estes princípios fundamentais, para o caso especifico de Coimbra, identificam-se dificuldades, objectivos e todas as possíveis acções e tarefas que se poderiam enquadrar na definição cronológica de um modelo de programa estratégico. Na Figura 16 observa-se um *layout* alargado onde se identificaram todas as acções e tarefas que se poderiam considerar e desenvolver, desde da reflexão inicial até às futuras obras, tendo em perspectiva o caso da Baixa de Coimbra.

O modelo proposto, e que de seguida se apresenta, tem como principal objectivo servir de instrumento para a orientação das intervenções e dos intervenientes nos processos de reabilitação e renovação do edificado em centros urbanos e históricos. Este modelo, mesmo que teórico e abrangente, é necessário para auxiliar decisões e escolhas de forma mais apoiada, de modo que a resolução dos problemas seja sustentada, não comprometendo os objectivos de outras entidades e intervenientes. O modelo carece naturalmente de ser adaptado e modificado em função das características das áreas a intervir e do tipo e natureza das acções/decisões mais privilegiadas nos processos. Muitas outras ferramentas e modelos desenvolvidos para reabilitação e manutenção de construções são muito completos e objectivos, mas carecem de ser integrados num modelo global adaptável à escala das acções de reabilitação.

Este modelo pretende apresentar-se como uma contribuição importante e inovadora na orientação e definição de estratégias em termos gerais, no âmbito da reabilitação dos edifícios de centros urbanos antigos. A valorização e regeneração dos núcleos urbanos antigos não podem descurar cuidados sociais, económicos, segurança estrutural e condições de habitabilidade dos edifícios e espaços, apenas baseado numa operação de cosmética urbana. A mutabilidade da cidade e dos seus centros históricos tem de ser um processo de adaptação sustentada com uma perspectiva progressista em todas as áreas, para não ser apenas um processo simplista e demasiado incipiente de reabilitação do edificado. A operacionalidade deste modelo pretende validar-se ainda com 2 ou 3 exemplos no que diz respeito a preocupações com a vulnerabilidade sísmica (abordada no Capítulo 6) e a condições de habitabilidade.

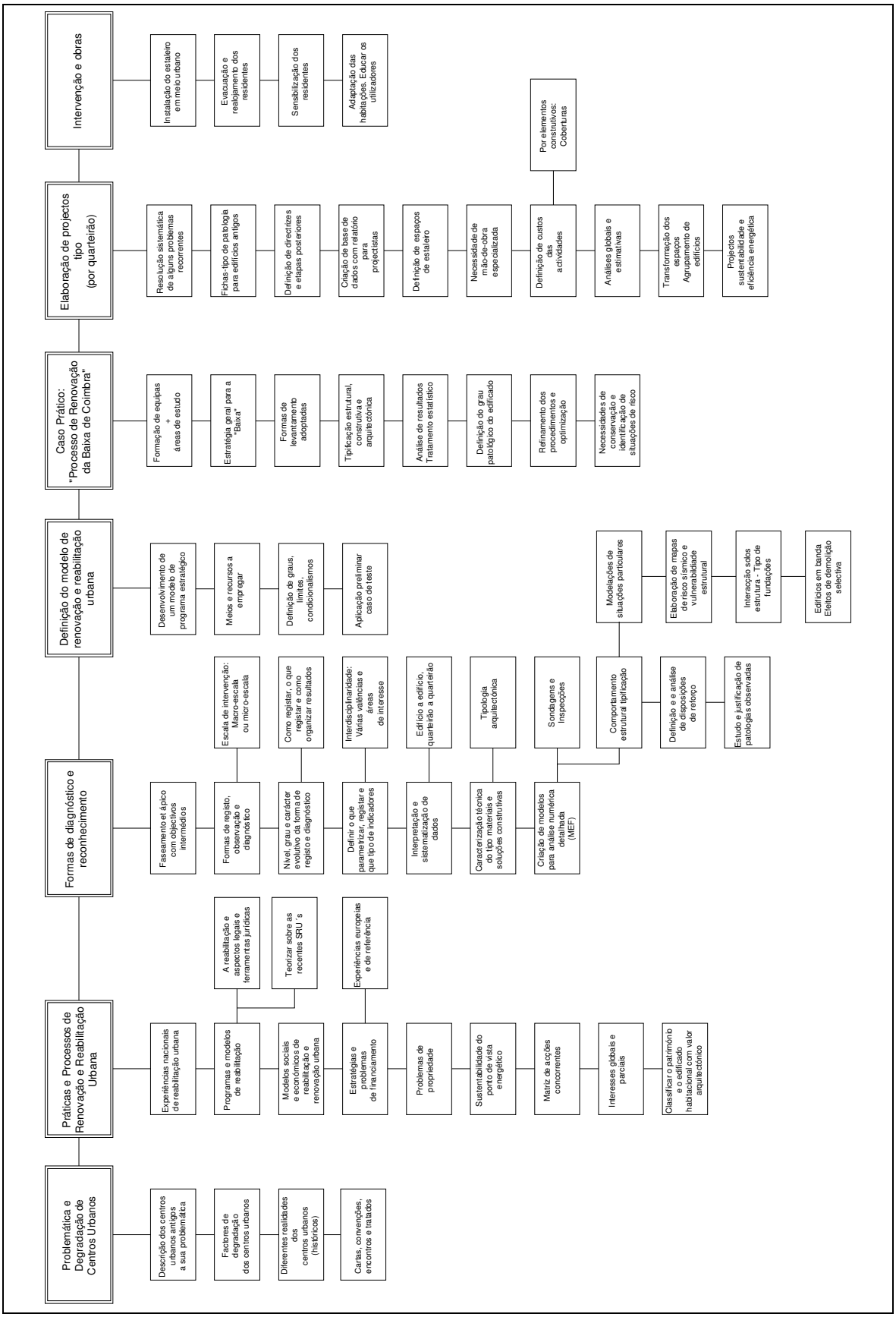


Figura 16: Quadro de identificação de acções e tarefas (aplicado ao caso da Baixa de Coimbra)

Na Figura 17 apresenta-se um primeiro esquema simplificado que apoiou a definição da proposta do modelo estratégico de intervenção.

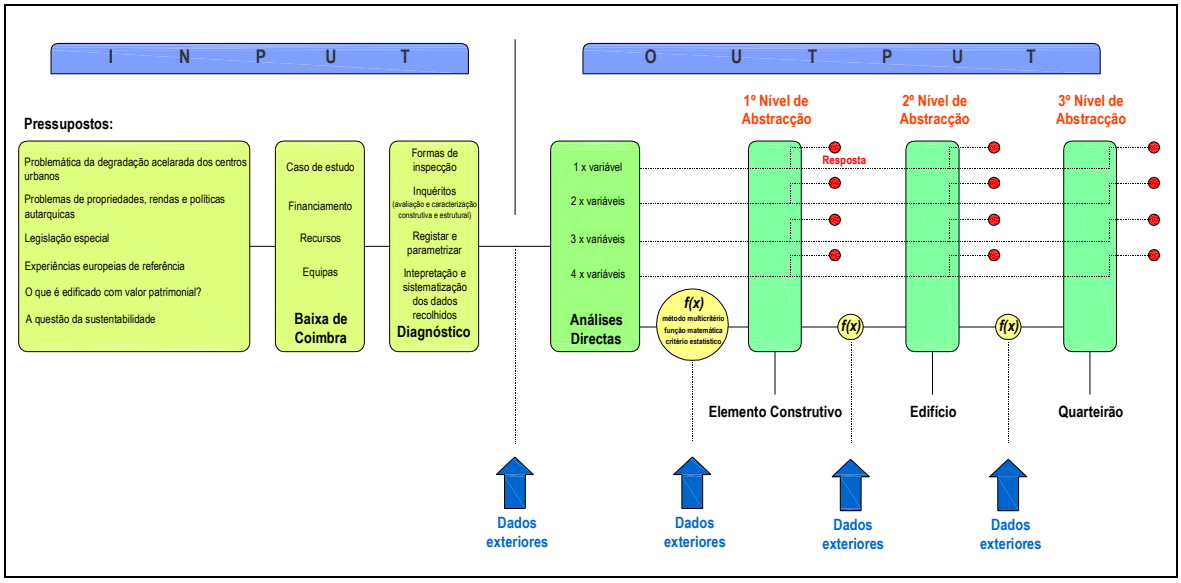


Figura 17: Esquema simplificado da fase de *overview planning*

O modelo estratégico proposto está dividido em quatro fases (ver Figura 18). A primeira fase – ***Contextualização e definição etápica de objectivos*** – consistiu numa reflexão sobre os pressupostos e motivações para processos de reabilitação, tais como: a degradação acelerada do edificado, a avaliação do valor do património, os problemas de propriedade, as dificuldades de financiamento e disponibilidade de recursos, a eficácia da legislação existente neste domínio, revelando como é complexa a abordagem desta problemática. Desta reflexão resultou uma matriz de acções concorrentes que se traduziu na elaboração do esquema já exposto na Figura 17. Só depois é possível a definição do processo e a identificação de objectivos que constituem as "bases" para as fases seguintes do modelo estratégico.

A segunda fase – ***Estrutura de diagnóstico e análise*** – considerada fulcral, é caracterizada pelos meios com os quais atingimos as respostas, isto é, a definição de todo o processo de inspecção, diagnóstico, registo e organização da informação recolhida. A escolha da forma e dos meios de diagnóstico (como inspeccionar? o que interessa registar?) condiciona significativamente as fases seguintes do modelo estratégico. Na Secção 2.5.2.1 veremos como foi organizado e operacionalizado todo o processo de inspecção, registo e organização da informação.

Nesta fase do modelo, o principal objectivo é tratar os dados/registos do levantamento e pré-diagnóstico. É através desta análise que se parte para uma caracterização quantitativa de vários elementos e aspectos do edificado e ainda do espaço urbano. Esta caracterização em alguns aspectos qualitativa, e noutros

quantitativa, pode já responder a uma série de interrogações simples (por exemplo, o estado de conservação médio, a altura dos edifícios, a tipologia estrutural predominante, as anomalias mais recorrentes, etc.), através da consulta de uma variável (entenda-se como variável, um parâmetro ou característica registada ou diagnosticada). Estas análises que podem ser meras pesquisas à "base de dados" de informação, irão ajudar à definição de pesquisas mais complexas, pois se os resultados forem insatisfatórios ou até inconclusivos para uma variável singular, não terá muito interesse cruzá-la com resultados obtidos para outras variáveis.

Toda a informação recolhida e organizada não esgota a sua utilidade apenas no registo de características e aspectos do edificado e espaço urbano. Esta será explorada e beneficiada por uma análise mais complexa que envolva o cruzamento da informação recolhida com informação exterior adicional, se necessário. Este tipo de análises foram designadas por níveis de abstracção, uma vez que se compreende que o tratamento desta informação transformar-se-á em indicadores que servirão de apoio à decisão a vários níveis, com bom nível de rigor e essencialmente de uma forma quantificada. Assim, estes níveis de abstracção poderão ser de diferente grau (1, 2 e 3) com correspondência ao elemento construtivo, edifício e quarteirão ou zona.

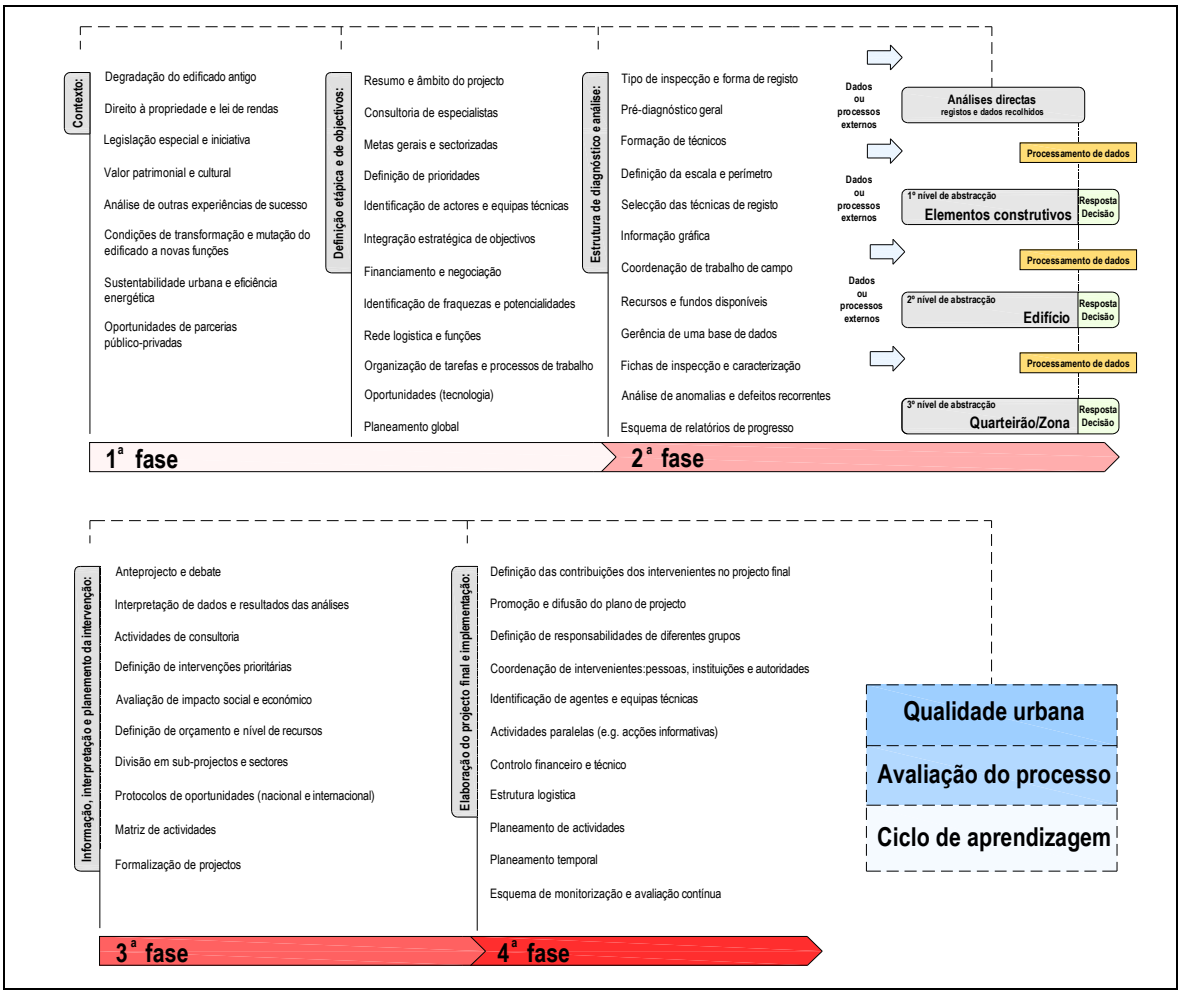


Figura 18: Proposta do modelo estratégico com quatro fases principais

Por exemplo, nesta fase pretende-se analisar um problema específico: a degradação da estrutura de suporte da cobertura. A abstracção de 1º nível, materializa-se numa resposta, isto é, ajuda na decisão de uma acção a adoptar para a cobertura: reparar a estrutura da cobertura, conceber uma nova estrutura, substituir ou tratar parcialmente alguns elementos? Através de funções mais ou menos complexas (ver Figuras 17 e 19), que podem ser entendidas como modelos de apoio à decisão, utilizando métodos multi-critério, funções lógicas criadas com base nos aspectos inspeccionados (variáveis avaliadas), análises custo-benefício, redes neuronais, árvores de decisão, todos com o objectivo de definir critérios para obter a melhor resposta.

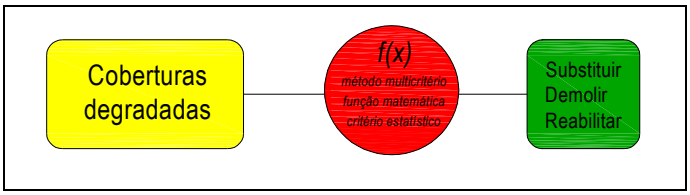


Figura 19: Esquema simplificado do processo de avaliação e acção

Neste caso, para definir a acção a tomar na intervenção sobre a estrutura das cobertura, quer seja ligeira ou profunda, poderá ser necessário recorrer a informação adicional que, por exemplo, poderiam ser dados sobre custos de materiais e acções de reparação.

Os níveis de abstracção superiores (2 e 3), também pretendem dar respostas com um grau de profundidade ainda maior, porque são definidas acções ao nível do edifício e do quarteirão e recorrem ainda a resultados dos outros níveis de abstracção inferiores. Por exemplo, para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos edifícios em alvenaria e o risco sísmico da Baixa de Coimbra, correspondendo a uma abstracção de nível 3, é necessário o tratamento de informação resultante de um primeiro nível de abstracção. Uma das metodologias propostas para avaliar a vulnerabilidade do edificado e que se apresenta no Capítulo 6, constitui um processo externo que recorre à informação recolhida e tratada ao nível do elemento construtivo (1º nível de abstracção) e do edifício (2º nível de abstracção) para quantificar um indicador. A partir deste indicador que efectivamente é uma reposta do ponto de vista do modelo (ver Figura 18), poder-se-á definir outra função para indicar o dano expectável ou o tipo de reforço estrutural a adoptar (com o objectivo de reduzir a vulnerabilidade), baseada na alteração desse indicador da vulnerabilidade (de forma esquemática, e porventura mais clara, este processo generalista está esquematizado na segunda fase do fluxograma do modelo estratégico, idealizado para o caso da Baixa de Coimbra).

A terceira fase – ***Informação, interpretação e planeamento da intervenção*** – presentemente está a decorrer, por meio das SRU´s que têm solicitado e utilizado informação recolhida e tratada. Por fim, a última e quarta fase – ***Elaboração de projecto final e implementação*** – naturalmente a mais complexa e morosa

ainda não conheceu desenvolvimento, pela sua dependência da fase anterior. Alerta-se para o facto que todos os processos e acções inseridos neste modelo possibilitarem a aprendizagem e a avaliação do sistema, tendo em vista a qualidade urbana.

2.3.4 Estratégia para um objectivo específico: avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico

2.3.4.1 Vulnerabilidade sísmica dos edifícios em centros históricos

De entre muitos objectivos que se perspectivam no âmbito dos processos de reabilitação e renovação urbana, amplamente apresentados na Secção 2.3.2, focar-se-á sobre a avaliação da vulnerabilidade estrutural e sísmica do edificado antigo em alvenaria da Baixa de Coimbra.

A avaliação das condições de segurança estrutural são frequentemente esquecidas ou subavaliadas, talvez pela ausência de risco e exposição recente à acção devastadora de um evento sísmico de moderada ou alta intensidade. [*Vicente et al.*, 2005a]. Reconhece-se, no entanto, a importância da avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções, uma vez que se estabeleceu como um dos objectivos do processo de reabilitação e gestão do edificado, presente nos critérios da recolha de informação em campo, fazendo uso dos mesmos recursos. A inclusão de mais este objectivo no processo, necessitou da adaptação da metodologia proposta para avaliação aos meios usados, à escala de intervenção (cerca de 800 edifícios) e ao detalhe da informação recolhida. Desta forma, a motivação para o desenvolvimento de uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica validada e inserida num processo de recuperação e reabilitação urbana e adequada à escala de estudo (grande número de edifícios, como é o caso de Coimbra), surgiu como uma oportunidade única e singular no que diz respeito à caracterização da vulnerabilidade do edificado à escala de um centro histórico para o nosso País.

A avaliação da vulnerabilidade dos edifícios "nobres" (igrejas, monumentos, etc.) motivou diversos estudos neste domínio e rapidamente se estendeu aos outros edifícios comuns em alvenaria resistente e estruturas de betão armado [Oliveira, 2003]. Grande percentagem do edificado urbano é constituído por edifícios do Séc. XVIII ao Séc. XX, não tendo sido objecto de regulamentos de construção anti-sísmica, como acontece com edifícios recentes em betão armado.

O edificado em alvenaria dos centros históricos, frequentemente considerado hoje como património mundial pela UNESCO, está desprovido de regras de concepção sismo-resistente e a avaliação da sua segurança estrutural é justificável pelo incalculável valor cultural e arquitectónico que representa para estes locais e seus países. O nível de recursos empregues na avaliação da segurança estrutural dos edifícios antigos é

claramente viável do ponto de vista custo-benefício, quando se trata de património. A possibilidade de avaliar a vulnerabilidade do edificado, através de uma metodologia criada para o efeito, constitui uma oportunidade de estudo e aprendizagem do edificado antigo, através de uma inspecção mais profunda e séria, permitindo registar e diagnosticar anomalias e fragilidades estruturais e ainda identificar construções que apresentem um grau de deterioração e vulnerabilidade elevado. Como resultado da filtragem destes casos, surge o aconselhamento de uma inspecção mais cuidada e detalhada que defina casos críticos que serão alvo de intervenções prioritárias.

Estudos sísmicos recentes desenvolvidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), nomeadamente para a área metropolitana de Lisboa [Sousa, 2006], revelam números preocupantes no que diz respeito a perdas económicas associadas a um forte evento sísmico, como o histórico sismo de 1755. Mesmo em zonas de moderada perigosidade (como a região centro e norte do país), os sismos têm causado níveis de dano que, traduzidos economicamente, justificam a necessidade de uma avaliação da vulnerabilidade de primeiro nível, isto é, de um procedimento expedito. Isto, é tanto mais verdade, nas zonas de baixa a moderada vulnerabilidade, onde as construções antigas em alvenaria apresentam fragilidades estruturais e falta de princípios de concepção sismo-resistente, que se traduz em sérios riscos quando sujeitos a um sismo de média intensidade, como se evidenciará nos estudos do Capítulo 6.

A aplicação de estudos de vulnerabilidade em centros urbanos, deve considerar tanto os aspectos estruturais como os funcionais, operativos e urbanos, para que possa proporcionar informação útil na prevenção de riscos, no planeamento e ordenação territorial. Tais medidas requerem uma avaliação prévia do seu comportamento sísmico esperado e o estabelecimento de prioridades de intervenção, com um adequado planeamento técnico e financeiro, através do desenvolvimento de programas de controlo da vulnerabilidade sísmica. Noutro sentido, constituem uma importante ferramenta no apoio à decisão, relacionada com a reabilitação ou demolição de edifícios. O estudo da vulnerabilidade sísmica permite criar indicadores simples que auxiliem intervenções de reparação e reforço, bem como a mitigação do risco sísmico destas áreas. É neste contexto que o recurso a métodos simplificados e expeditos, capazes de fornecer indicadores auxiliares importantes, mobilizando recursos limitados, se pode revelar muito útil.

Em suma, as análises de vulnerabilidade sísmica das diferentes estruturas existentes, infra-estruturas, edifícios essenciais, centrais nucleares, entre outras, encontram-se num nível avançado devido ao trabalho de investigação acumulado ao longo de 20 anos, existindo diferentes formas de avaliação da vulnerabilidade sísmica com diferentes níveis de detalhe e com numerosas aplicações pelo mundo. No entanto, em países com um *stock* de edificado antigo degradado, como é o caso de Portugal, pouco se tem feito para reduzir a vulnerabilidade sísmica das estruturas antigas, que, sujeitas a movimentos de intensidade moderada e alta,

irão sofrer danos físicos, sociais e económicos e resultar em perdas de vidas humanas. A ocorrência de um sismo é sempre associada a danos com impacto humano, sócio-económico e material muito significativo. No entanto, as perdas culturais em termos de valores arquitectónicos são por vezes esquecidos, mas são igualmente irrecuperáveis.

2.3.4.2 Exemplos de estudos na mitigação e gestão do risco sísmico

O património arquitectónico antigo dos centros históricos (igrejas e outros monumentos) sofreu e superou, com maior ou menor grau de danos, vários abalos sísmicos, alguns de elevada magnitude dando provas da sua capacidade para resistir às acções horizontais. No entanto, em Portugal, pouco se tem feito na prevenção e informação e muito menos no reforço e melhoria dos edifícios antigos, apesar de todos os estudos efectuados disponíveis e do conhecimento científico existente. Sendo o nosso País de moderado risco sísmico, nomeadamente a sul do Tejo, existe a necessidade de tomar medidas preventivas de reabilitação ou reforço estrutural que minorem os danos ou evitem a perda de edifícios de valor histórico e cultural do património, o que terá de ser uma prioridade actual dos técnicos envolvidos na reabilitação.

Não existe no nosso País uma cultura da gestão de risco, nem tão pouco um programa nacional para a avaliação e redução da vulnerabilidade do construído. No entanto, experiências e projectos pelo mundo fora têm pautado a investigação na mitigação do risco sísmico. Os EUA são sem dúvida o país mais avançado neste domínio, e no final da década de 70, operacionalizou o *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP), avaliando o risco sísmico através das suas componentes em estudos de perigosidade do território, vulnerabilidade do edificado e exposição de valor. Programas nacionais de redução do risco e promoção de segurança em caso de emergência são apenas exemplos dos resultados de anos de investimento e estudo na mitigação do risco sísmico.

O estudo de risco desmembra-se essencialmente em estudos da perigosidade sísmica e de vulnerabilidade sísmica. Em Portugal, no que se refere à perigosidade, é vasto o trabalho produzido neste domínio, nomeadamente pelo Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC, com os recentes trabalhos na elaboração do Documento de Aplicação Nacional do Eurocódigo 8 [Carvalho, 2007], no estudo da perigosidade sísmica do território nacional [Campos Costa *et al*. [2007], no desenvolvimento do Simulador de Cenários Sísmicos para o território nacional [Sousa, 2007]. Refira-se ainda os trabalhos de Vilanova [2004] e Teves Costa e Viegas [2004] sobre a região do vale inferior do Tejo. Relativamente à contribuição do estudo da vulnerabilidade sísmica, do ponto de vista estrutural, são imensos os trabalhos desenvolvidos na comunidade científica, referindo-se apenas os trabalhos na avaliação sísmica de edifícios em alvenaria de Cardoso [2002], Carvalho e Oliveira [1999] e Candeias *et al.* [2004].

Outros estudos e aplicações, na área da mitigação do risco sísmico na Europa, merecem destaque. O projecto RISK-UE (http://www.risk-ue.net), criou diversos grupos de trabalho, o que culminou no desenvolvimento de um procedimento modular para a criação de cenários de risco para sete cidades europeias, tendo em atenção as distintas características construtivas, quer do edificado corrente, quer dos edifícios históricos. Em Itália são inúmeros os estudos de risco: referem-se apenas os estudos para as regiões de *Catania* e *Molise* [Catania, 2000; Molise, 2002], trabalhos muito completos e abrangentes, tratando a sismogenética, a perigosidade, o inventário de elementos em risco, a vulnerabilidade e cenários de dano e a avaliação de perdas. Outras experiências italianas de relevo são da autoria do grupo de investigação da Universidade de Génova no estudo da vulnerabilidade do património religioso e ainda um projecto com a co-autoria do *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti* (GNDT), na análise de cenários de risco para a região ocidental da Liguria e soluções para a conservação dos centros históricos.

E, por último, o projecto integrado Europeu LESSLOSS [2007] – *Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides* com objectivos diversos: avaliação do impacto do risco sísmico sobre o ambiente, espaço urbano, infra-estruturas, definição de estratégias de prevenção e protecção, avaliação da vulnerabilidade sísmica, técnicas e métodos de redução da vulnerabilidade, entre outros (http://www.lessloss.org).

A gestão de risco é um processo que engloba uma série de acções que apoiam a implementação de medidas que reduzam o potencial de perda na ocorrência de um evento sísmico. Um dos mais vulgares produtos finais na implementação de um programa de gestão de risco é a definição de um plano de emergência. Porém, a avaliação do risco sísmico é apenas uma das tarefas, da teia complexa da gestão de risco de um sistema urbano. Segundo Masure [2000], trata-se de um exercício de correlação de impactos a várias dimensões, desde a económica, humana, organizacional e cultural ,a diversas componentes constituintes de um sistema urbano ou regional. De acordo com *Earthquake Engineering Research Institute* EERI [2000], o processo de gestão de risco envolve 5 etapas: i) avaliação do risco; ii) definição de estratégias e técnicas de gestão de risco; iii) escolha das melhores estratégias; iv) implementação do programa de gestão de risco; e, v) monitorização da eficácia da estratégia.

2.4 Técnicas de inspecção, registo e diagnóstico

O nível de exigência de reabilitação, entendida em sentido lato, num edifício isolado ou num conjunto de edifícios, deve pressupor um conhecimento adequado dos mesmos. Isto é, a definição do tipo de intervenção num edifício antigo, pois é este o nosso objecto de estudo, exige sempre um levantamento e consequente diagnóstico, por mais simples que seja a situação. As acções de inspecção, registo e diagnóstico de edifícios podem ser, por um lado, uma ferramenta útil na fase de planeamento da reabilitação de um conjunto de

edifícios, e, por outro, um recurso imprescindível para registar e organizar informação que permita definir e justificar o nível e rigor das intervenções em termos construtivos e económicos, no apoio de obtenção de respostas às questões especificas que se colocam aos intervenientes no processo (por exemplo, o projectista que desenvolve um projecto de reabilitação de um edifício isolado).

A escolha do tipo de diagnóstico e modo de inspecção e registo condiciona preponderantemente as fases seguintes do modelo estratégico proposto e apresentado na Secção 2.3.3. O esforço feito nesta fase é determinante no sucesso ou fracasso das análises a realizar e dos objectivos finais do projecto. No entanto, é possível introduzir dados exteriores para complementar ou até cruzar nesta fase e nas seguintes. O nível e profundidade do levantamento varia em função dos objectivos a alcançar. Se o objectivo é regular acções de planeamento e definir estratégias gerais, a caracterização do edificado em termos de configuração, volumetria e implantação parecem adequadas para esse fim. Se o objectivo é reabilitar edifício a edifício, então um levantamento geométrico completo da tipologia construtiva, das técnicas construtivas e das anomalias é necessário. Outro exemplo ainda, é o caso da definição de indicadores ou critérios específicos para apoiar decisões na classificação e no valor patrimonial do imóvel, que só poderá ser feito em função da observação cuidada da nobreza ou detalhe de alguns elementos construtivos. Na verdade, o nível de inspecção deve ser proporcional ao tipo e profundidade das acções de reabilitação a realizar, justificando o esforço e os recursos mobilizados [Vicente *et al*, 2005b]. O diagnóstico consiste essencialmente no processo para identificação ou determinação da natureza e da causa das anomalias, através da observação e investigação, utilizando vários ensaios, pesquisa histórica e a opinião especialista. Assim, como na medicina, não se inicia o tratamento, ou mesmo uma operação, sem antes fazer um diagnóstico seguro. Também a intervenção numa construção com defeitos ou anomalias pressupõe conhecê-la detalhadamente, bem como as anomalias que a afectam (ver Figura 20).



[Cóias, 2004]

"Voi sapete le medicine, essendo bene adoperate, rendon sanità ai malati, e quello che bene le conosce, ben l'adopererà,… Questo medesimo bisogna al malato domo, cioè uno medico architetto,…". Leonardo da Vinci, *Lettera ai fabbricieri del Duomo di Milano*, citado por Antonino Giuffrè [Giuffrè, A. 1988]

Já os primeiros intelectuais, como Leonardo Da Vinci entenderam a analogia de reabilitar com a medicina, afirmando que só poderá operar quem bem conhece a doença, isto é, o sucesso de uma intervenção é apenas possível se for antecedido por um bom diagnóstico e inspecção.

Figura 20: Leonardo Da Vinci, o Médico Arquitecto

A questão da coerência, rigor e fiabilidade dos dados recolhidos depende da formação, filosofia e organização das equipas de inspectores/engenheiros. Na perspectiva mais física das acções de reabilitação,

nomeadamente no caso dos edifícios, existem diferentes aspectos e itens a inspeccionar com maior relevância do que outros. Esta tarefa é de difícil concretização porque envolve um exaustivo exercício de interpretação dos processos construtivos, dos esquemas estruturais e das anomalias observadas, entre outros. As formas de registo e diagnóstico são conhecidas: levantamento fotográfico, levantamento geométrico do edifício, fichas ou *check-lists* (utilizadas no caso de Coimbra, tendo em conta o grande número de edifícios, que se apresentam na Secção 2.5.2.1) para registar características construtivas e anomalias dos vários elementos construtivos, ensaios para parametrizar e medir (ensaios destrutivos e não destrutivos).

Neste contexto, atendendo às actuais tendências de aumento significativo das acções de reabilitação urbana, é importante desenvolver e validar modelos estratégicos, metodologias e ferramentas de observação, procedimentos de registo e diagnóstico que permitam apoiar os projectistas, proprietários, decisores políticos, responsáveis autárquicos, assim como todos os outros agentes envolvidos directa ou indirectamente no processo de reabilitação urbana, tendo em consideração a especificidade dos objectivos de cada interveniente. Neste enquadramento, considera-se útil e necessário adequar e escolher criteriosamente as estratégias de intervenção, tomando em consideração, quer a escala de intervenção, quer as suas diferentes fases, nomeadamente o imprescindível levantamento e diagnóstico.

2.4.1 Estratégia do processo de inspecção, registo e diagnóstico em edifícios antigos

A inspecção é o primeiro passo na avaliação da condição de um edifício e na identificação de anomalias e deficiências que comprometem a sua segurança estrutural e habitabilidade. No caso de edifícios antigos, as acções de diagnóstico são frequentemente inadequadas e infrutíferas ao serem conduzidas com insuficiente conhecimento, quer da tecnologia tradicional da construção, quer dos materiais e dos defeitos sistemáticos destas construções. Um diagnóstico débil terá um efeito negativo na forma como se analisa o edifício, comprometendo a eficiência das futuras intervenções.

É na escolha da forma de inspecção, registo e diagnóstico que reside a tarefa mais complexa que influenciará o sucesso ou fracasso dos projectos e acções decorrentes desta fase. Esta preocupação torna-se mais relevante quando se pretende inspeccionar mais de 800 edifícios num curto espaço de tempo (18 meses), como foi o caso da Baixa de Coimbra, e obter um registo de dados suficientemente fiável e rigoroso. Um conjunto desta dimensão coloca, de imediato, a necessidade de estabelecer diferentes níveis de inspecção e registo para diferentes escalas de intervenção e seus objectivos, isto é, a metodologia é distinta se o objectivo for o planeamento estratégico ou o ordenamento (exigindo-se uma caracterização global), a reabilitação de um conjunto de edifícios ou quarteirão (em que são relevantes diversos indicadores gerais, mas específicos) ou, ainda, a reabilitação de um edifício com valor arquitectónico singular (cuja

caracterização exaustiva é imprescindível, recorrendo, se necessário a técnicas de ensaio, quer destrutivas, quer não destrutivas). A influência da escolha das acções de inspecção deve vir a reflectir-se na qualidade das acções de renovação, reabilitação e manutenção propostas, justificando o esforço e os recursos mobilizados.

O *International Council on Monuments and Sites*, ICOMOS [2003] e a ISO 13822 [2001] estabelecem linhas orientadoras e recomendações para as acções de avaliação e preservação do património. No que diz respeito à avaliação e diagnóstico, é evidente a necessidade fulcral de compreender e conhecer as características dos edifícios antigos: comportamento estrutural, materiais, valor e identidade. Refere-se ainda ser essencial reunir informação histórica sobre a natureza, qualitativa e quantitativa, das técnicas de construção, das alterações, das acções de conservação, etc., antes de qualquer tentativa de diagnóstico resultante da interpretação de anomalias, danos e avaliação da segurança do edificado histórico. É evidente a necessidade de obter e analisar toda a informação que, de forma directa ou indirecta, garanta que as intervenções respeitarão os valores da reversibilidade, compatibilidade e adaptabilidade. A Tabela 5 resume as principais preocupações a considerar numa abordagem racional de um processo de levantamento e inspecção de edifícios antigos.

Tabela 5: Princípios básicos de um processo de inspecção e registo

1	Toda a construção é única, daí que as necessidades de diagnóstico, inspecção e ensaio sejam diferentes de caso para caso. A estratégia e técnicas de inspecção devem ser adaptáveis às particularidades mais interessantes e de maior interesse de avaliação de cada construção.
2	A escolha dos meios de registo, inspecção e diagnóstico terá de ser adaptada à natureza do edifício, às limitações físicas e aos recursos disponíveis. Isto é, a escolha criteriosa do que se deve registar e inspeccionar, bem como a sua profundidade e detalhe, deve ser coerente com os objectivos e a escala das intervenções posteriormente previstas.
3	As acções de inspecção e registo devem considerar os principais objectivos do projecto. Qualquer intervenção, seja esta de manutenção, alteração, reforço ou renovação deve fazer o melhor aproveitamento possível do investimento feito na fase da inspecção (uso dos resultados produzidos).
4	A definição da estratégia/metodologia é mais clara se for traduzida em questões objectivas sobre, por exemplo, a adaptabilidade, as fases de construção, as alterações, etc. As respostas serão sempre o resultado das interpretações possíveis com a informação disponível, evitando assim processos de mera especulação.
5	A multidisciplinaridade é, actualmente, um princípio largamente aceite. A contribuição de uma equipa de técnicos com diferentes valências, conhecedores de técnicas e experiências diversas, é uma mais valia, mas terá que ser coordenado.
6	O processo de diagnóstico, inspecção e registo pode atingir níveis de complexidade elevada. A quantidade e qualidade de informação, números de técnicos e tarefas, coexistência e dinâmica de diferentes interpretações não deverá perturbar os objectivos finais inicialmente estabelecidos.
7	O uso e recurso a fontes de informação exteriores podem ser uma ajuda valiosa neste processo.

Num processo de levantamento dos edifícios de um centro histórico e nomeadamente, no caso da Baixa de Coimbra, a metodologia de trabalho deve consistir em três grandes fases: preparação, trabalho de campo, tratamento e interpretação de dados em gabinete. Enquanto que a preparação é de facto a primeira acção que envolve um conjunto de processos, o trabalho de campo e de gabinete poderão desenvolver-se em paralelo. Dentro de cada uma destas fases existirão diferentes processos: investigação, pesquisa, análise, registo e interpretação. A Figura 21 ilustra o diagrama de acções proposto para a organização do trabalho.

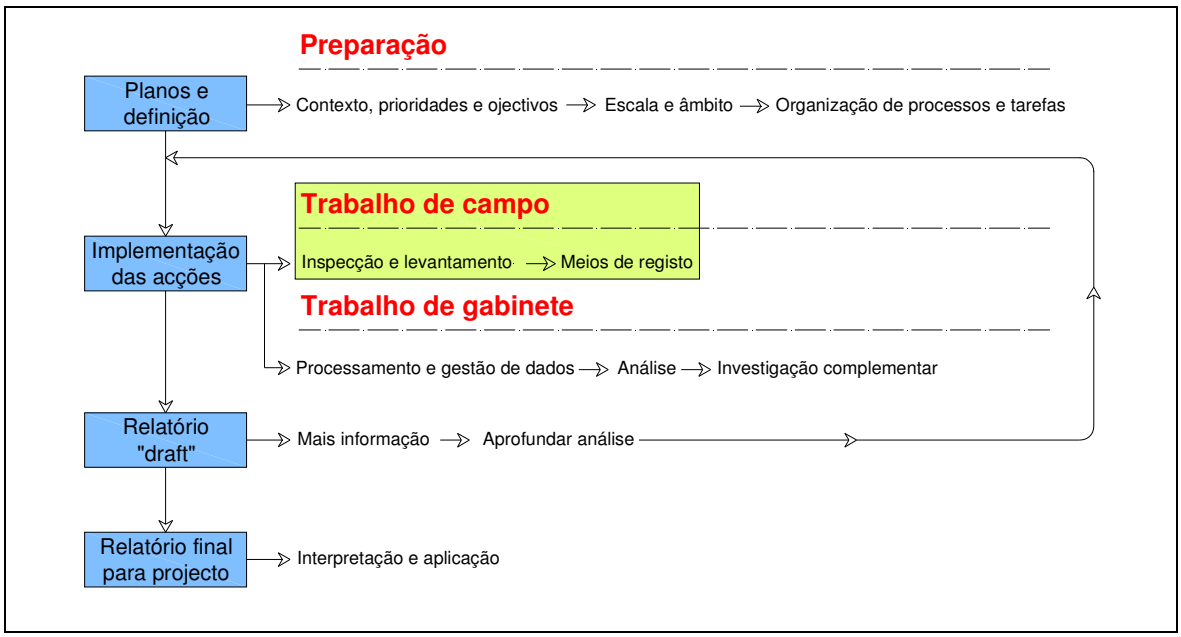


Figura 21: Organização do trabalho de inspecção e registo

As principais dificuldades sentidas na fase da inspecção e levantamento são essencialmente as limitações relativas aos prazos, aos recursos financeiros e à especialização de técnicos. Neste domínio, deve optar-se, como se fez para o processo da Baixa de Coimbra, pela formação específica de jovens engenheiros para a realização, enquadrada, destas tarefas sob a orientação de experientes técnicos especialistas. Talvez a maior limitação na fase da inspecção, registo e diagnóstico seja a reduzida capacidade financeira de executar uma acção completa que permita uma integral caracterização da construção. É fundamental definir o objectivo e consequente profundidade desta fase. A eventual produção de informação excessiva e complexa só pode ser útil, não devendo contribuir como uma ameaça, mas sim ser uma mais valia se houver capacidade para a sua interpretação criteriosa.

Para o caso de Coimbra ou ainda outro centro histórico, pode ser vantajoso, face aos objectivos e condicionantes em termos de recursos, realizar alguns ensaios *in-situ*, como foi feito relativamente à caracterização mecânica das alvenarias, como se expõe no Capítulo 5. Estes ensaios e recolha de amostras de outros elementos, são feitos sobre construções representativas e desocupadas ou devolutas, evitando,

assim, a excessiva perturbação da vida dos moradores, cujo eventual realojamento, não foi, nem é previsto a não ser em casos excepcionais.

Durante as acções de inspecção foram identificadas às autoridades municipais, as situações mais críticas, quer do ponto de vista da segurança estrutural, quer do ponto de vista da salubridade.

2.4.2 Critérios e orientações

A preservação do património é uma actividade intemporal. Se assim não fosse, não teriam chegado até nós construções importantes: monumentos, pontes, palácios, conjuntos de edifícios, espaços, etc. Sempre houve a preocupação de conservar o Património arquitectónico, principalmente com o fim de este ser um legado para as gerações vindouras. Essa preocupação dizia respeito quase exclusivamente aos monumentos. Legislação reguladora da protecção dos monumentos existe desde 457 a.C. quando foi introduzida em Roma, para garantir a protecção especial de alguns monumentos. Foi apenas no período do Renascimento que surgiram as primeiras leis com uma "atitude científica", que visavam a conservação dos monumentos, como por exemplo em Roma (Séc. XVII e XVIII), onde também surgiram mais tarde os primeiros grandes exemplos de restauro, e igualmente na Suécia onde foi publicada em 1666 a primeira lei de protecção de monumentos.

O conceito de Património ganhou expressão a partir de meados do Séc. XIX até à segunda Guerra Mundial. Coexistem diferentes abordagens quanto à salvaguarda dos centros históricos. Uma das atitudes é reservar ao centro histórico um papel de museu como um repositório de cultura histórica e prazer estético, outra perspectiva é a de integrar o centro histórico na evolução constante da cidade. Esta problemática foi de tal modo importante que cativou o interesse de instituições políticas internacionais tais como as Nações Unidas e o Conselho da Europa, traduzindo-se no financiamento de um elevado número de *forums* de discussão sobre estas matérias. Na sequência destas preocupações foram produzidas Cartas e Convenções Internacionais, que são apresentadas de seguida na Tabela 6:

Tabela 6: Síntese de Cartas, Convenções, Declarações, Resoluções e Recomendações Internacionais

Data	Cartas e Convenções	Observação/Comentário
Outubro, 1931	Carta de Atenas [1931]	Declarava o princípio e salvaguarda dos valores arquitectónicos das cidades antigas (monumentos)
Maio, 1954	Convenção de Haia – UNESCO [1954]	Convenção sobre a protecção dos bens culturais em caso de conflito armado
Dezembro, 1954	Convenção de Paris – Conselho da Europa [1954]	Salvaguarda da beleza e do carácter das Paisagens e sítios
Maio, 1964	Carta de Veneza – UNESCO [1964]	Conservação e restauro de Monumentos e sítios
Dezembro, 1967	Normas de Quito [1967]	Conservação e utilização de monumentos e sítios de interesse histórico e artístico
Novembro, 1968	Recomendação de Paris [1968]	Conservação dos bens culturais ameaçados pela execução de obras públicas ou privadas
Abril, 1970	Compromisso de Brasília [1970]	I Encontro dos governadores de estado, secretários estaduais da área cultural, municípios, presidentes e representantes de instituições culturais
Outubro, 1971	Compromisso de Salvador [1971]	II Encontro de governadores para a preservação do património histórico, artístico, arqueológico e natural do Brasil
Abril, 1972	Carta do Restauro [1972]	Governo de Itália
Novembro, 1972	Convenção de Paris – UNESCO [1972]	Salvaguarda do Património Mundial Cultural e Natural
Dezembro, 1974	Resolução de S. Domingos [1974]	I Seminário Inter Americano sobre as experiências na conservação e restauro do património monumental dos períodos colonial e republicano
Outubro, 1975	Carta de Amesterdão – Conselho da Europa [1975]	Carta europeia do património arquitectónico
Novembro, 1976	ICOMOS [1976]	Recomendação sobre o Turismo Cultural
Novembro, 1976	Recomendação de Nairobi – UNESCO [1976]	Salvaguarda dos conjuntos arquitectónicos e tradicionais e seu papel na vida contemporânea
1976	Apelo de Granada - Conselho Europa [1976]	A arquitectura rural no arranjo do território
Dezembro, 1977	Carta de Machu Picchu [1977]	Encontro internacional de arquitectos
1980	Carta de Burra - ICOMOS [1980]	Carta para a Conservação de Lugares de Significado Cultural, ICOMOS, Austrália
Maio, 1981	Carta de Florença – ICOMOS [1981]	Carta sobre a salvaguarda dos jardins e sítios históricos
Maio, 1982	Declaração de Nairobi [1982]	Assembleia Mundial dos Estados
Outubro, 1982	Declaração de Tlaxcala/México [1982]	III Colóquio Inter Americano sobre a conservação do património monumental
1982	Declaração do México – ICOMOS [1982]	Conferência Mundial sobre as políticas culturais
Novembro, 1983	Resolução 813 – Conselho da Europa [1983]	Relativa à arquitectura contemporânea
Outubro, 1985	Convenção de Granada, Conselho da Europa [1985]	Salvaguarda do património arquitectónico na Europa
Outubro 1986	Carta de Washington – ICOMOS [1986]	Carta internacional para a salvaguarda das cidades históricas
1987	Carta de Petrópolis [1987]	I Seminário Brasileiro para a preservação e revitalização dos centros históricos
1990	Carta de Laussane – ICOMOS [1990]	Carta internacional para a gestão do património arqueológico
Novembro, 1994	Carta de Nara [1994]	Conferência sobre a autenticidade em relação à convenção do património mundial
2000	Carta de Cracóvia [2000]	Actualização e redefinição das orientações até então e definição de novas classes do património edificado
Setembro, 2006	Linee Guida [2006]	Documento que traça linhas de orientação sobre a análise de segurança estrutural do património histórico

Das entre cartas referidas, a Carta de Atenas [1931], a Carta de Veneza [1964], a Carta de Cracóvia [2000] e a Carta de Washington [1986], são textos internacionais fundamentais que propõem procedimentos de

conservação e restauro. A primeira carta tem os princípios fundamentais que devem presidir na conservação e restauro dos monumentos e edifícios antigos. As mais importantes conclusões da conferência de Atenas [1931] são as seguintes:

- Os restauros, quando inevitáveis, deverão respeitar a obra histórica e artística do passado, sem excluir estilos de qualquer época;
- A utilização dos monumentos deve respeitar o seu carácter histórico ou artístico;
- O interesse da colectividade deve sobrepor-se ao interesse privado e deve ter-se em conta o sacrifício acrescido, exigido aos proprietários, na óptica da preservação do bem comum;
- Devem ser respeitados o carácter e a fisionomia das cidades, sobretudo nas proximidades dos monumentos;
- É aceite o emprego judicioso de materiais e técnicas modernas, para a consolidação de edifícios antigos;
- O emprego de materiais modernos na conservação de uma ruína deve ser sempre passível de reconhecimento;
- Nas condições de vida actuais, os monumentos, nomeadamente aqueles envolvidos em zona urbana, estão cada vez mais ameaçados pelos agentes atmosféricos e de poluição, pelo que é necessária a colaboração de especialistas de várias valências, particularmente neste aspecto;
- A conservação dos monumentos exige uma cooperação intelectual universal e deverá constituir um objectivo educacional para a juventude.

A Carta de Veneza [1964], logo no art.1º, consagra um novo conceito de monumento, que passa a integrar não só as criações arquitectónicas isoladas, como também os conjuntos urbanos ou rurais representativos de uma civilização particular, de um movimento significativo, ou de um acontecimento histórico. Ou seja, as recomendações estendem-se não só às grandes criações, mas também às obras "modestas" que ganharam com o tempo um significado cultural. Mas é, em termos de restauro, que a Carta de Veneza [1964] estabelece alguns "princípios", ainda hoje assumidos pela maioria dos técnicos, entre os quais se destacam:

- O restauro tem por objectivo conservar e revelar o valor estético e histórico do monumento, baseando-se no respeito pela substância antiga e pelos documentos autênticos;
- O restauro será sempre precedido e acompanhado de investigação arqueológica e histórica do monumento;
- Admite-se a utilização de técnicas modernas de conservação cuja eficácia tenha sido demonstrada por dados científicos e garantida pela experiência;

- As contribuições válidas de todas as épocas na edificação de um monumento devem ser respeitadas;
- Os elementos destinados a substituir partes destruídas ou em falta, devem integrar-se harmoniosamente no conjunto, distinguindo-se contudo das partes originais.

No ano de 2000, decorreu o terceiro congresso internacional de arquitectos e técnicos dos monumentos históricos na cidade de Cracóvia – Carta de Cracóvia [2000]. Nesta última carta, actualizam-se orientações na definição de novas classes do património edificado: gestão das mudanças, transformações e desenvolvimento ocorridas em cidades históricas, medidas de educação e formação, medidas legais e administrativas para melhor proteger e conservar o património edificado.

A Carta de Washington [1986] (Salvaguarda das Cidades Históricas ICOMOS – Outubro 1987) refere-se em particular, a cidades (grandes ou pequenas) e a centros ou quarteirões históricos, com o seu ambiente natural ou construções, que têm a qualidade de "documento histórico" e estão ameaçados pela degradação, divisão e mesmo destruição, sob o efeito de um modo de urbanização que surgiu na era industrial e que afecta, actualmente, todas as sociedades. Esta situação provoca perdas irreversíveis de carácter cultural, social e mesmo económico, pelo que ICOMOS verificou a necessidade de redigir uma carta internacional para a salvaguarda das cidades históricas, na qual se definem os valores a preservar. Este documento é bastante relevante, sob o ponto de vista de uma abordagem estrutural, uma vez que são apresentadas orientações/recomendações para análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico. Recentemente este documento foi alvo de tradução para português, estando disponível em www.icomos.fa.utl.pt.

De seguida, são apresentados excertos dos conceitos básicos estabelecidos na primeira parte do documento resultante da 14ª assembleia do ICOMOS [2003], especialmente no que diz respeito aos princípios gerais de intervenção, inspecção e diagnóstico e medidas de monitorização e controlo.

Princípios gerais de intervenção

Alguns dos princípios de intervenção que se consideram importantes e de salientar, são:

- O valor e a autenticidade do património arquitectónico não poderão basear-se em critérios fixos, pois o respeito pelas diferentes culturas requer que se considere a herança física no contexto cultural a que pertence;

- O valor do património cultural não se resume à sua aparência, mas sobretudo, à integridade de todos os seus componentes como um único produto resultante da técnica de construção de determinada época. Em particular, a remoção de estruturas internas, mantendo unicamente as fachadas, não cumpre o critério de conservação;
- Quando se procede a uma alteração do uso ou função, todas as condições de conservação e segurança têm de ser cuidadosamente tidas em conta;
- O restauro da estrutura de uma herança arquitectónica, não é um fim por si próprio, mas apenas um meio para alcançar um fim que é o edifício no global;
- A peculiaridade das estruturas históricas, com a sua complexa história, requer a organização de estudos e propostas, em passos precisos, que sejam idênticos aos usados em medicina. Anamnese, diagnóstico, terapia e controlo, correspondem respectivamente a pesquisas em procura de informação relevante, focalização das causas de danos e degradação, escolha de soluções e controlo da eficiência dessas intervenções;
- Não deverá ser tomada qualquer medida de intervenção sem se verificar previamente os benefícios e custos para o património arquitectónico, exceptuando-se casos de colapso eminente.

Inspecção e diagnóstico

- É necessária a completa compreensão do comportamento estrutural e das características dos materiais, em qualquer projecto de conservação e restauro. É essencial recolher informação sobre a estrutura no seu estado original, sobre as técnicas e métodos utilizados na sua construção, sobre as alterações posteriores e os fenómenos que ocorreram e, finalmente, sobre o seu estado presente;
- O diagnóstico é baseado em informação histórica e em abordagens qualitativas e quantitativas. A abordagem qualitativa é baseada na observação directa dos danos estruturais e degradações dos materiais, como também na investigação histórica e arqueológica, enquanto que a abordagem quantitativa requer ensaios das estruturas e dos materiais, monitorização e análise estrutural;
- Antes de se tomar uma decisão sobre a intervenção estrutural, é indispensável determinar anteriormente as causas de danos e degradações e, em seguida, avaliar o nível de segurança actual da estrutura;
- A avaliação global da segurança estrutural, que é o último passo no processo de diagnóstico, onde a necessidade de medidas de tratamento é determinada, deverá harmonizar análises qualitativas e quantitativas: observação directa, pesquisa histórica, análise estrutural, e se for o caso, ensaios experimentais e testes;
- A adopção dos mesmos níveis de exigências para construções antigas, requer por vezes medidas excessivas, senão impossíveis. Nestes casos, análises específicas e considerações apropriadas

poderão justificar diferentes aproximações à obtenção de qualidade, quer estrutural, quer não estrutural;

- Todos os aspectos relacionados com a aquisição de informação, o diagnóstico de toda a construção e a decisão de intervir deverão ser descritas num Relatório de Avaliação.

Medidas de consolidação e controlo

- O tratamento deve ser dirigido à raiz das causas que provocaram os danos em vez dos sintomas. Deve-se promover uma política de manutenção preventiva;
- A avaliação de segurança e um conhecimento profundo da estrutura, deverá ser a base para a conservação e definição de eventuais medidas de reforço. Não se deverá tomar qualquer medida sem que previamente se demonstre a sua indispensabilidade;
- Cada operação deverá estar em proporção com os objectivos de segurança previstos, com o objectivo de manter a intervenção no mínimo, de forma a garantir a segurança e durabilidade com o menor dano do património cultural;
- O projecto de intervenção deverá ser baseado numa clara compreensão do tipo de acções a levar a cabo, bem como as que são tomadas em conta pela análise da estrutura depois da respectiva transformação, uma vez que o projecto também dependerá delas;
- A escolha entre técnicas tradicionais e inovadoras deverá ser ponderada com uma análise caso a caso, dando-se preferência às que se afigurem como menos intrusivas e que assegurem uma maior compatibilidade com os valores patrimoniais, tendo em mente os requisitos de segurança e desempenho;
- Em situações de dificuldade de avaliação dos reais níveis de segurança e possíveis benefícios resultantes das intervenções, é sugerido um método de observação, ou seja, uma aproximação incremental começando de um valor mínimo de intervenção, com a possibilidade de adopção de uma série de medidas suplementares ou correctivas;
- Dever-se-ão adoptar medidas reversíveis sempre que possível, para que possam ser removidas e substituídas por medidas mais adequadas quando novos conhecimentos sejam adquiridos. Quando as intervenções não forem de carácter completamente reversível, as intervenções não deverão limitar as que possivelmente sejam estabelecidas num futuro próximo;
- As características dos materiais usados nos trabalhos de restauro, em particular os novos materiais e respectiva compatibilidade com o existente, deverão ser totalmente demonstradas. Estas incluirão impactos a longo prazo, com vista a evitar danos em ambas as partes;
- As qualidades distintas da estrutura e respectiva envolvente deverão ser preservadas no seu estado original, não sendo destruídas. Cada intervenção respeitará, o máximo possível, a concepção,

técnicas e valor histórico da estrutura original ou recente e ser facilmente reconhecida no futuro. A intervenção será o resultado de um plano global que atribua o devido peso a cada aspecto arquitectónico, estrutural, das instalações e funcionalidade. A remoção ou alteração de qualquer material histórico ou característica arquitectónica distinta deverá ser evitada sempre que possível;

- Estruturas deterioradas deverão ser reparadas sempre que possível, em detrimento da sua substituição;
- Imperfeições e alterações, quando façam parte da história da estrutura, deverão ser mantidas de tal forma que não comprometam os requisitos de segurança;
- A hipótese de desmantelamento e reconstrução apenas deverá ser considerada quando, dada a natureza dos materiais, a conservação da estrutura por outros meios seja inalcançável ou prejudicial;
- Quaisquer sistemas provisórios de segurança usados durante a intervenção evidenciarão o seu propósito e função, sem criar qualquer dano aos valores patrimoniais;
- Qualquer proposta de intervenção deverá ser acompanhada de um programa de controlo a ser levado a cabo o mais possível, durante a execução dos trabalhos. As medidas que sejam impossíveis de controlar durante a execução não deverão ser permitidas. Deverão ser levadas a cabo verificações e monitorizações durante e depois da intervenção para confirmar a eficácia dos resultados. Todas as actividades de verificação e monitorização deverão ser documentadas e mantidas como parte da história da estrutura.

Recorde-se que nesta secção, se transcrevem ou adaptam partes dos documentos citados de modo a facilitar a leitura e a compreensão do trabalho, sendo sempre recomendada a leitura directa destas fontes de informação. Em suma, é evidente a necessidade e alerta para os valores do respeito, reversibilidade, compatibilidade e adaptabilidade das intervenções baseadas num diagnostico credível e adequado.

2.4.3 Perceber o edificado antigo

A instrução de qualquer acção de inspecção e diagnóstico de um edifício antigo, tendo em vista a preparação da sua reabilitação, exige um conhecimento detalhado das suas soluções construtivas, do ambiente em que se insere e da sua evolução ao longo dos tempos, com maior complexidade do que acontece nos edifícios novos. Este conhecimento aprofundado dos edifícios antigos passa, sobretudo, pela compreensão dos seguintes aspectos:

- Tipologias construtivas (incluindo materiais, técnicas, tipos de pormenores construtivos, etc.);
- Influência da envolvente (nomeadamente os microclimas);

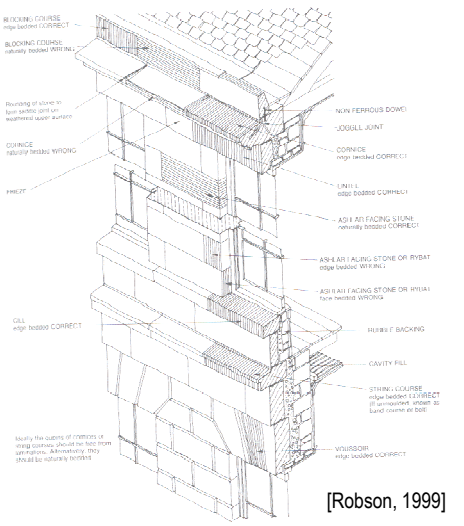
- A história e evolução do edifício (incluindo aspectos da cronologia da construção e das sucessivas alterações).

Apresentam-se de seguida, de forma breve, algumas destas preocupações.

Conhecimento das tipologias construtivas e pormenorização

O conhecimento das tipologias construtivas através da tecnologia, materiais ou data de construção do edifício, permite catalogar e sistematizar alguma informação de anomalias e defeitos das construções. Este aspecto é muito dependente da regionalidade das técnicas tradicionais de construção e da disponibilidade dos materiais. Os materiais utilizados condicionam o desempenho dos vários elementos construtivos, bem como os possíveis problemas dos quais podem vir a sofrer. Por exemplo, o uso de pedra calcária em alvenarias resistentes e argamassas de barro é muito susceptível à acção da água, nomeadamente na retenção e processo de secagem. Outro exemplo, será o uso de espécies de madeiras com características mecânicas deficientes para uma determinada função estrutural, bem como o tipo de condições higrométricas a que estarão sujeitas estas estruturas de madeira que empenam e retraem com maior facilidade. O uso ou ausência de sistemas de tratamento, e mesmo as condições de aplicação também são importantes.

A pormenorização existente nos edifícios antigos poderá ser interpretada como um acréscimo de qualidade construtiva. A maior nobreza das construções será sinónimo de maior cuidado nas zonas de remates, vãos envidraçados (ver Figura 22) e ainda da complexidade das estruturas de suporte em madeira.



[Robson, 1999]

Pormenorização



Uso de novos materiais na cobertura

Figura 22: Importância da pormenorização e uso de novos materiais

A longevidade e durabilidade das construções residem na boa escolha dos materiais, dos sistemas de aplicação, na boa pormenorização e ainda nas acções de manutenção. Refira-se ainda que cada vez mais se assiste a acções de reabilitação e renovação associadas a materiais e tecnologia recente, descurando a possibilidade do uso das soluções tradicionais e da compatibilidade destas com materiais e tecnologia recente (ver Figura 22).

Influência da envolvente

Uma das primeiras preocupações deve ser a identificação de condições climáticas, isto é, a existência de microclimas. Cada construção poderá estar sujeita a diferentes microclimas. A maioria dos edifícios nomeadamente o caso das igrejas, têm uma orientação este-oeste, expondo as envolventes orientadas a norte e sul, a condições climáticas muito diferentes. Enquanto que o norte recebe pouca insolação, com condições mais estáveis, mas a secagem de humidade é mais dificultada, a sul e poente as envolventes normalmente estão mais expostas às acções do vento e temperatura e ao processo de degradação originados por ciclos de temperatura e molhagem-secagem [Oxley, 2003]. Devido a condicionantes locais e ao uso de determinados tipos de materiais, podem-se criar microclimas locais que aceleram a deterioração, principalmente dos revestimentos, mas que podem também degradar o sistema resistente no caso, mais frequente, das madeiras (ver Figura 23).



Alçado Norte: Problemas de humidade



Alçado Sul: Caixilharia em madeira degradada

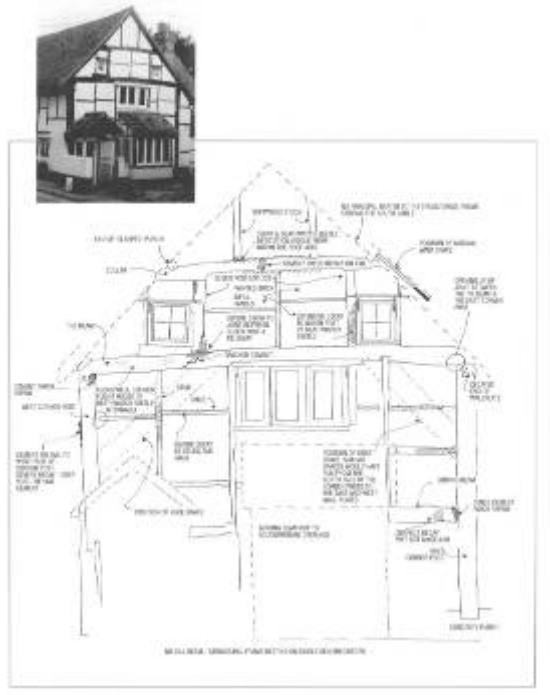
Figura 23: Problemas resultantes da acção climatérica

Cronologia do processo construtivo e alterações

Nos edifícios antigos é necessário trabalhar em 4 dimensões: altura, comprimento, profundidade e tempo. Na verdade, a história da construção condiciona de modo significativo o seu estado de conservação. A

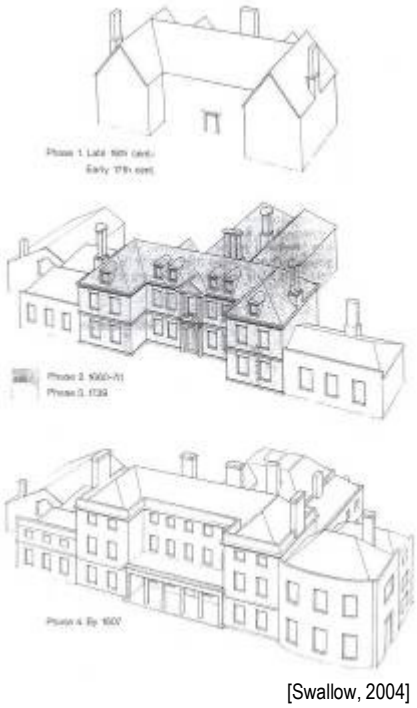
cronologia da construção de edifícios antigos permite compreender o estado actual por meio de informação sobre as várias fases e períodos (ver Figura 24). Tomando o exemplo de uma construção em quarteirão, é perceptível que algumas estruturas de edifícios em banda são dependentes das construções vizinhas, partilhando paredes meeiras. Outro exemplo, são alterações no caso de acréscimos de pisos ou supressão de elementos resistentes. No entanto, existem pequenos sinais que revelam ampliações e alterações: estilos arquitectónicos, fissuração extensiva que evidencia problemas de compatibilidade, tipo de materiais utilizados em fases distintas (natureza do material, dimensões, etc.). A identificação a este nível envolverá uma forte pesquisa documental e obtenção de informação oral credível.

As alterações introduzidas, sejam estas de natureza estrutural ou não estrutural, são por vezes descaracterizadoras das construções e em outros casos introduzem problemas. A supressão de elementos construtivos, nomeadamente paredes e a remoção de revestimentos originais são outros exemplos. Também aqui o recurso a informação documentada é crucial.



[Newman, 2001]

Registo gráfico dos problemas e alterações da construção



[Swallow, 2004]

Registo cronológico das intervenções

Figura 24: Registo gráfico

Para atingir um nível de conhecimento adequado nestes domínios, é necessário fazer uma investigação direccionada para os aspectos mais relevantes, onde o recurso a um levantamento geométrico, a informação gráfica (plantas, alçados, etc.) e a esquemas que se possam desenvolver, são fundamentais na interpretação

de muitos aspectos: alterações, localização de problemas e anomalias, identificação da estrutura e componentes construtivos, padrão de fissuração, etc. Todos os intervenientes no processo de reabilitação, beneficiam deste indispensável tipo de informação. O investimento num levantamento arquitectónico ou fotogramétrico revelar-se-á uma ferramenta importante no diagnóstico e até nas fases posteriores.

Na secção seguinte, apresentam-se de forma mais detalhada os diferentes tipos de análise a levar a cabo para a inspecção e diagnóstico nos edifícios antigos. Alguns dos aspectos que acabamos de mencionar podem resultar dos procedimentos que a seguir se apresentam.

2.4.4 Procedimentos de inspecção e diagnóstico

O sucesso de uma intervenção é muito dependente de um credível processo de inspecção e diagnóstico. O diagnóstico, como já referido, é um conjunto de processos que são complementares na identificação de problemas e anomalias nas construções e fundamental na definição das intervenções. O diagnóstico identifica as causas de deterioração com base nos dados adquiridos, obedecendo a três aspectos:

- Análise histórica (consulta de documentação, estudo bibliográfico, registos, fotografias, informação oral, etc.);
- Análise qualitativa (baseada na inspecção visual);
- Análise quantitativa (baseada na ensaios *in-situ* ou em laboratório e análises numéricas).

O diagnóstico é geralmente uma fase difícil, dado que os dados disponíveis muitas vezes se referem a efeitos, enquanto o que deve ser determinado é a causa ou, como geralmente acontece, várias causas condicionantes. Por esse motivo, um processo de diagnóstico é apoiado por diversos procedimentos na obtenção de dados ou informações acerca de uma construção, através da:

I. Investigação histórica, estrutural e arquitectónica

O objectivo da investigação histórica é o de compreender a concepção e o significado do edifício, as técnicas e a mão-de-obra usadas na sua construção, as modificações tanto na estrutura como no ambiente em redor e finalmente os eventos que possam ter causado danos. A validação e interpretação detalhadas são essenciais para produzir informações fiáveis sobre a história estrutural do edifício. Uma vez que toda a documentação estiver registada, as fontes devem ser classificadas de acordo com a sua fiabilidade na tentativa de recriar a história da construção. As suposições feitas na interpretação do material histórico devem ser deixadas claras. Deve ser dada uma atenção especial a quaisquer danos, colapsos,

reconstruções, adições, modificações, trabalhos de restauração, modificações estruturais e qualquer mudança no uso da estrutura que tenha levado à sua condição actual. Deve ser considerado que os documentos usados neste processo normalmente foram elaborados para fins diferentes dos da engenharia estrutural e podem portanto incluir informações técnicas que são incorrectas, ou podem omitir ou falsear factores chave ou acontecimentos que são importantes do ponto de vista estrutural.

II. Inspecção visual da construção

A observação directa da estrutura é uma fase ou componente essencial da análise ou diagnóstico e deve ser efectuada por uma equipa qualificada com o objectivo de fornecer uma compreensão inicial da estrutura e dar uma metodologia apropriada às investigações posteriores. Através da inspecção visual é possível:

- Identificar degradações, danos e patologias;
- Determinar se os fenómenos se encontram estabilizados;
- Decidir se existem riscos imediatos e, se necessário, implementar medidas de salvaguarda;
- Identificar quaisquer efeitos do meio ambiente sobre a construção.

Por exemplo, a observação da direcção e abertura de fendas e de áreas onde os danos se concentram (zonas de esmagamento, zonas de fendilhação ou de separação de elementos), juntamente com uma investigação das condições do terreno, podem indicar as causas desses mesmos danos. Esta observação pode ser complementada com informação obtida através de ensaios específicos.

III. Investigação de campo e ensaios em laboratório

A programação de ensaios deve ser baseada numa visão clara dos fenómenos cuja compreensão possa ser relevante. Os ensaios normalmente têm o objectivo de identificar as características mecânicas (resistência, deformabilidade, etc.), físicas (porosidade, etc.) e químicas (composição, etc.) dos materiais, as tensões e deformações da estrutura, a presença de descontinuidades e ou fissuras no interior da estrutura, etc. Como regra, a programação de ensaios deve ser dividida em fases, começando com a aquisição de dados básicos e continuando com uma análise mais detalhada e ensaios mais extensos, baseados numa avaliação dos dados iniciais. Devem ser preferidos ensaios não destrutivos àqueles que envolvem quaisquer alterações na estrutura. Se os ensaios não destrutivos forem insuficientes, é necessário avaliar o benefício a obter com a realização de aberturas de sondagem e com pequenas intervenções na estrutura, tomando em consideração a perda de material com valor cultural (análise custo-benefício). Os ensaios devem ser sempre realizados por pessoal qualificado, capaz de avaliar correctamente a fiabilidade dos ensaios e as implicações dos resultados

devem ser cuidadosamente analisadas. Se possível, devem ser utilizados métodos diferentes, comparando os respectivos resultados entre si. Também pode ser necessário realizar ensaios em amostras seleccionadas, recolhidas da estrutura.

O diagnóstico estrutural normalmente necessita do recurso a ensaios experimentais sobre a estrutura ou sobre os materiais, de modo a quantificar, em termos de valores médios, as suas características físicas e mecânicas mais importantes. As técnicas de ensaio são geralmente classificadas em destrutivas, ligeiramente destrutivas e não destrutivas. Quando se trata de edifícios antigos com um reconhecido valor histórico, não se devem utilizar as técnicas de ensaio destrutivas. Deste modo, no caso de construções antigas apenas as técnicas não destrutivas e ligeiramente destrutivas devem ser consideradas.

IV. Desenvolvimento e validação de modelos matemáticos

Os modelos matemáticos são as ferramentas mais comuns de análise estrutural. Os modelos que descrevem a estrutura original, se adequadamente calibrados, permitem a comparação entre as deformações e potenciais zonas a sofrerem danos por diferentes tipos de acções, com os danos efectivamente observados, fornecendo uma ferramenta útil para a identificação das causas. Por exemplo, os modelos matemáticos da estrutura original e da mesma estrutura reforçada, ajudam a avaliar os níveis de segurança actuais e a avaliar os benefícios das intervenções propostas (no Capítulo 8 é apresentado um caso de estudo no âmbito da avaliação das estratégias de reforço). Porém, as incertezas que podem afectar a representação das características dos materiais e a representação imperfeita do comportamento estrutural, juntamente com as simplificações adoptadas, podem conduzir a resultados que não são sempre fiáveis e podem inclusivamente ser muito diferentes da situação real. A essência do problema é então a identificação de modelos que descrevam adequadamente a estrutura e os fenómenos associados com toda a sua complexidade, tornando possível a aplicação das teorias disponíveis. A compreensão dos aspectos-chave e a fixação correcta dos limites para o uso de técnicas matemáticas, depende da utilização que o especialista faz do seu conhecimento científico. Qualquer modelo matemático sobrevive do bom conhecimento de três aspectos: o esquema estrutural, as características dos materiais e as acções a que a estrutura está submetida.

V. Monitorização

A observação do comportamento estrutural durante um período de tempo, pode ser necessária não apenas para obter informação útil quando existir uma suspeita de um fenómeno progressivo, mas também durante as diferentes fases de intervenção estrutural (neste caso, os efeitos são monitorizados em cada fase e os dados obtidos serão usados como base para qualquer decisão futura). Os sistemas de monitorização normalmente

têm como objectivo registar, por exemplo: deformações (assentamentos de fundações, falta de prumo), amplitude de fissuras, variações de temperatura ou nível freático, inclinações, tensões nos materiais e ainda acelerações (monitorização dinâmica), etc.

Com estes sistemas é possível observar e acompanhar a evolução ao longo do tempo de anomalias ou patologias numa construção, o que contribui para identificar quantitativamente as causas que lhes deram origem, definindo melhor as estratégias e técnicas a implementar na intervenção. A monitorização pode também funcionar como um sistema de alerta e aviso, no caso de estabelecer limites para um determinado parâmetro, seja esta uma medida geométrica, uma aceleração ou ainda uma temperatura.

Os procedimentos atrás descritos complementam-se e organizam-se quando se pretende obter um processo coerente e completo de inspecção. Tome-se como exemplo da complexidade do conjunto destes procedimentos, o processo de reabilitação de uma estrutura de um edifício antigo. A modelação de uma estrutura antiga para avaliar a sua situação actual e prever o seu comportamento é, normalmente, uma tarefa muito complexa, que requer engenheiros de estruturas experientes e conhecedores desta área, dotados de modernas ferramentas de análise [Cóias, 2006]. Actualmente existem inúmeros ensaios, aparelhos e técnicas, sendo a maioria deles não destrutivos ou ligeiramente destrutivos e permitem a recolha da informação necessária para diagnóstico. A importância destes métodos não fica apenas condicionada às intervenções de reabilitação da estrutura, ou seja, também podem ser utilizados estes métodos durante e após essas intervenções, não passando a modelação da estrutura de uma fase de todo o processo global. Na Tabela 7 relacionam-se os diversos objectivos com as fases de uma intervenção de reabilitação, na estratégia de modelação descritos por Cóias e Lourenço [1998].

Tabela 7: Fases da intervenção [Cóias e Lourenço, 1998]

Fase	*Objectivo*
I – Antes da intervenção	Investigação e observação preliminar
I.1 – Antes da modelação	Caracterização da geometria da estrutura e das fundações Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais
I.2 – Durante a modelação	Validação do modelo
II – Durante a intervenção	Controlo da qualidade
III – Após a intervenção	Avaliação dos efeitos da intervenção Monitorização da construção

Interessa relacionar os diversos métodos actualmente disponíveis com o seu respectivo campo de aplicação. Na Tabela 8, ainda dos mesmos autores [Cóias e Lourenço, 1998] e tendo em conta os objectivos dentro de

cada fase, organizam-se os vários dispositivos de ensaio e técnicas que podem ser executados sobre a construção ou em amostras recolhidas dos elementos de construção. Estes ensaios aprofundam, tanto o conhecimento da construção, como a informação disponível sobre as propriedades dos respectivos materiais.

Tabela 8: Dispositivos de ensaio e técnicas para inspecção de edifícios antigos [Cóias e Lourenço, 1998]

Campo de aplicação	*Dispositivos de ensaios e técnicas*
1 – Investigação e observação preliminar	Boroscopia e videoscopia Extracção de uma hélice Inspecção e levantamento visual das anomalias Martelo de Schmidt pendular Medidor óptico de fissuras Penetração
2 – Caracterização da geometria da estrutura e das fundações	Boroscopia e videoscopia Ensaio sónico e ultra-sónico Levantamento visual de anomalias Ensaio de radar Ensaio de termografia Topografia e fotogrametria
3 – Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais	Corte semi-destrutivo Extracção de uma hélice Levantamento visual das anomalias Macaco plano Martelo de Schmidt pendular Penetração; penetrómetro e SPT Resistografia
4 – Validação do modelo	Alongâmetro mecânico Célula de carga Extensómetros Fissurómetro Inclinómetro Macaco plano Ensaios dinâmicos Pêndulo e telecoordinómetro Teodolito automático Termopares e termómetro
5 – Controlo da qualidade	Boroscopia e videoscopia Ensaio sónico e ultra-sónico Ensaio de radar
6 – Avaliação dos efeitos da intervenção	Boroscopia e videoscopia Ensaio sónico e ultra-sónico Levantamento visual das anomalias Ensaios dinâmicos

2.5 O processo da Baixa de Coimbra

2.5.1 O protocolo de recuperação e renovação urbana e social da Baixa de Coimbra

O planeamento urbanístico de Coimbra foi marcado por vários planos estratégicos (Groer, 1940; Almeida Garrett, 1950; Costa Lobo, 1974; Plano Director Municipal, 1994) que foram moldando o tecido urbano com carácter regulador e qualificador [PEPUCB, 2003]. Neste trabalho não é descrito nem analisado os vários

planos, no entanto, recomendam a consulta do documento; Plano Estratégico e Plano de Urbanização de Coimbra, Termos de Referência [PEPUCB, 2003].

O acordo celebrado entre a Câmara Municipal de Coimbra (CMC) e a Universidade de Coimbra (UC) no âmbito do "Processo de Recuperação, Renovação Urbana e Social", criou condições e perspectivas de cooperação entre as duas partes, que foram, e são desenvolvidas para bem do centro histórico de Coimbra e dos seus habitantes.

Foram definidas competências a ambas as partes. Por parte da entidade promotora, CMC, coube o fornecimento de: informação geográfica (topografia, fotografia aérea, cartografia), disponibilidade e fornecimento de uma equipa logística no apoio às equipas técnicas e disponibilização de instalações físicas e equipamento para acolher os técnicos e coordenadores (docentes UC). Por parte da UC, foi assegurada: a concepção e definição metodológica de todo o exercício de levantamento, análise e organização de informação recolhida, formação especifica dos técnicos para a realização dos trabalhos e a prestação de consultoria à CMC, fornecendo resultados e informação de carácter urgente relativamente aos trabalhos de inspecção e registo.

Citam-se os objectivos fundamentais deste Acordo-Programa [CMC, 2003a]:

- Dotar a CMC da caracterização habitacional, sociológica, demográfica, arquitectónica e construtiva da Baixa de Coimbra;
- Proceder às respectivas análises, estudos e conclusões;
- Desenvolver e montar uma Base de Dados informática, de armazenamento, tratamento de dados e gestão, de apoio à actividade da CMC no Processo da Baixa.

Refira-se que presentemente, terminada a prestação de serviços da UC, a organização e análise da informação começa a ser divulgada e utilizada para fins de gestão do edificado e no apoio à estratégia de reabilitação para alguns quarteirões, no caso das Sociedades de Reabilitação Urbana.

2.5.2 Estratégia de inspecção, registo e diagnóstico da Baixa de Coimbra

Citando directamente o documento de enquadramento no domínio das patologias, do protocolo atrás apresentado: "*Qualquer processo de Reabilitação Urbana e Social tem que encarar, de forma integrada, a contribuição decisiva das construções (na sua maioria edifícios) para a transformação e requalificação dos*

espaços e das vivências, sem que tal facto lhes atribua o estatuto de factor único ou preponderante de decisão. Exceptuam-se, naturalmente, casos particulares, nomeadamente de património com elevado valor histórico, cultural, ou outro, em que os edifícios são a charneira das restantes decisões. Assim, são necessariamente distintos os princípios e objectivos da análise patológica de um edifício quando se encara a sua reabilitação – entendida em sentido lato – individual ou integrada num processo de reabilitação Urbana e Social, como se pretende para a Baixa de Coimbra" [CMC, 2003a].

O objectivo principal do presente trabalho seria o de dotar a Câmara Municipal de Coimbra dos dados relevantes sobre o estado de conservação de todos os edifícios da zona da Baixa (dentro dos limites geográficos definidos), quer do ponto de vista estrutural, quer do ponto de vista construtivo, de modo a permitir processos de decisão integrada sobre estratégias de reabilitação geral ou de cada quarteirão. Como objectivo secundário, que se atingirá por estruturação adequada da informação a obter para atingir o objectivo principal, estabelece-se a obtenção de informação sobre cada edifício que permita identificar, caso a caso, as situações em que se exige intervenção mais urgente, nomeadamente por motivos de segurança, degradação evolutiva acelerada ou salubridade.

Para a comunidade científica, o interesse deste trabalho decorre naturalmente da sua vocação para prestação de serviços à comunidade, mas sobretudo pelo carácter inovador da abordagem que se propõe fazer, de modo a responder de forma adequada aos objectivos propostos, pela obtenção de um vasto leque de informação de carácter construtivo e patológico sobre mais de meio milhar de edifícios e pelo carácter potenciador de trabalho científico de relevo, que esta acção envolve.

Com as recentes derrocadas de edifícios antigos em meio urbano (ver Figura 25), a comunicação social iniciou uma etapa de debate público onde são ouvidos os proprietários, inquilinos, políticos, especialistas e engenheiros. Um recente exemplo foi a queda de dois edifícios, a 1 de Dezembro de 2006, que estavam a ser intervencionados, sem todos os cuidados de desconstrução, tanto quanto se depreende pela observação directa, embora não esteja fechado nem seja público o inquérito oficial então realizado.

Esta reflexão sobre os centros históricos (a nível estratégico, científico, técnico e social) é oportuna para delinear uma estratégia de intervenção célere, mas não precipitada, que consiga integrar uma perspectiva global, com os problemas pontuais, de forma a integrar a preservação histórica e cultural com condições de conforto, segurança e sustentabilidade. Têm sido divulgados neste contexto, trabalhos de investigação aplicada, reflexões estruturadas e outras contribuições da comunidade científica. Ao nível da engenharia, podem referir-se estudos sobre vulnerabilidade sísmica, técnicas de reforço de pavimentos de madeira, estudo de revestimentos, etc.



Figura 25: Destaque dos media [PUB, 2006; DC, 2006]

Também é relevante referir que a Comissão Mista que foi constituída no âmbito da Candidatura a Património Mundial pela UC, CMC, DREMN e IPPAR (entre outras), elaborou uma proposta de regulamento (melhoria e actualização do existente) para o centro histórico que reflecte também algum do conhecimento obtido na Baixa e que será um instrumento relevante para apoiar uma reabilitação sustentada do centro histórico. Coimbra tem um dos mais ricos centros históricos do país e os centros históricos são para preservar e para salvaguardar.

Experiências de outros centros históricos já reabilitados não são "receita" para Coimbra, no entanto, demonstraram que é possível e vale a pena o esforço político, a definição de estratégias, a intervenção técnica e social e são imprescindíveis em cada caso para levar a bom termo este projecto particularmente. A questão que se coloca presentemente não faz sentido: Têm ou não cura os centros históricos? A questão deveria ser colocada de forma alternativa: Qual é a cura para os nossos centros históricos? A resposta é dada, recorrendo a técnicas e materiais tradicionais, mas sempre que necessário a tecnologia de ponta, sem desvirtuar os princípios da reversibilidade, autenticidade e compatibilidade.

No âmbito do Processo de Reabilitação Urbana e Social da Baixa de Coimbra iniciado pela CMC, o protocolo estabelecido com a UC impulsionou a realização de um levantamento exaustivo, segundo as vertentes

arquitectónica, construtiva e sócio-demográfica, desta parte da cidade. A área sobre a qual incide o estudo inclui a freguesia de S. Bartolomeu e parte da freguesia de Santa Cruz, sendo delimitada a nascente pela muralha da cidade, a sul pelo Largo da Portagem, a poente pelas avenidas Emídio Navarro e Fernão de Magalhães e a norte pela Rua do Carmo e Largo do Arnado. Envolve um universo total estimado de cerca de 842 famílias residentes (1979 indivíduos), 1280 alojamentos (481 vagos) e 809 edifícios.

Segundo dados da CMC, fornecidos como pressuposto para o trabalho a realizar, constatou-se que, àquela data, cerca de 40% da população residente pertence a uma faixa etária com mais de 65 anos de idade, 65% dos residentes não está empregada, dos quais 30% são pensionistas ou reformados e cerca de 57% da população activa trabalha na zona de residência [CMC, 2003b]. É indicado que cerca de 481 fracções estão devolutas, 48% dos edifícios não têm condições de habitabilidade mínimas e apenas 13% apresentam boas condições de conservação.

Nesta primeira fase – a inspecção e identificação sólida e completa do edificado – constituem a base de todo o processo, pelo conhecimento e identificação das variáveis e sensibilidades envolvidas, para que em fases seguintes, como são as de definição e implementação, correspondam a diagnósticos e análises baseadas nas características inspeccionadas. De modo a inspeccionar toda a Baixa, a área contida no perímetro do projecto (ver Figura 26) foi dividida em oito zonas. Em cada zona, apesar da sua diversidade, os edifícios partilham algumas características: tipologia arquitectónica e construtiva, funcionalidade e tipos de ocupação. Estas características permitirão que cada zona inspeccionada seja alvo de uma intervenção futura pensada à sua escala, não apenas ao nível do edifício individual, independentemente de poder e dever vir a ser concretizada também com acções singulares. Quando um município como o de Coimbra pretende reabilitar um centro histórico desta dimensão, todas as acções devem estar enquadradas por uma perspectiva geral, sob pena de serem muito menos eficazes do que o desejado.

O processo de Reabilitação Urbana e Social da Baixa de Coimbra iniciou-se, no terreno, com um levantamento exaustivo da realidade. A identificação completa e a inspecção da área de intervenção foram levadas a cabo por três equipas em domínios diferentes: Arquitectura, Sociologia e Engenharia Civil, com objectivos específicos mas interdisciplinares: i) levantamento arquitectónico, identificação de tipologias e valor patrimonial; ii) caracterização construtiva e levantamento de anomalias do edificado; e ainda, iii) caracterização sócio-demográfica. Um quarta equipa, de sistemas de gestão de informação, desenvolveu e concebeu um sistema de organização do enorme volume de diversificados dados recolhidos, permitindo o seu armazenamento, interrelacionamento e análise. A interacção entre equipas foi sempre uma preocupação, apesar da especificidade das acções que lhes competiam para atingir um objectivo final comum.

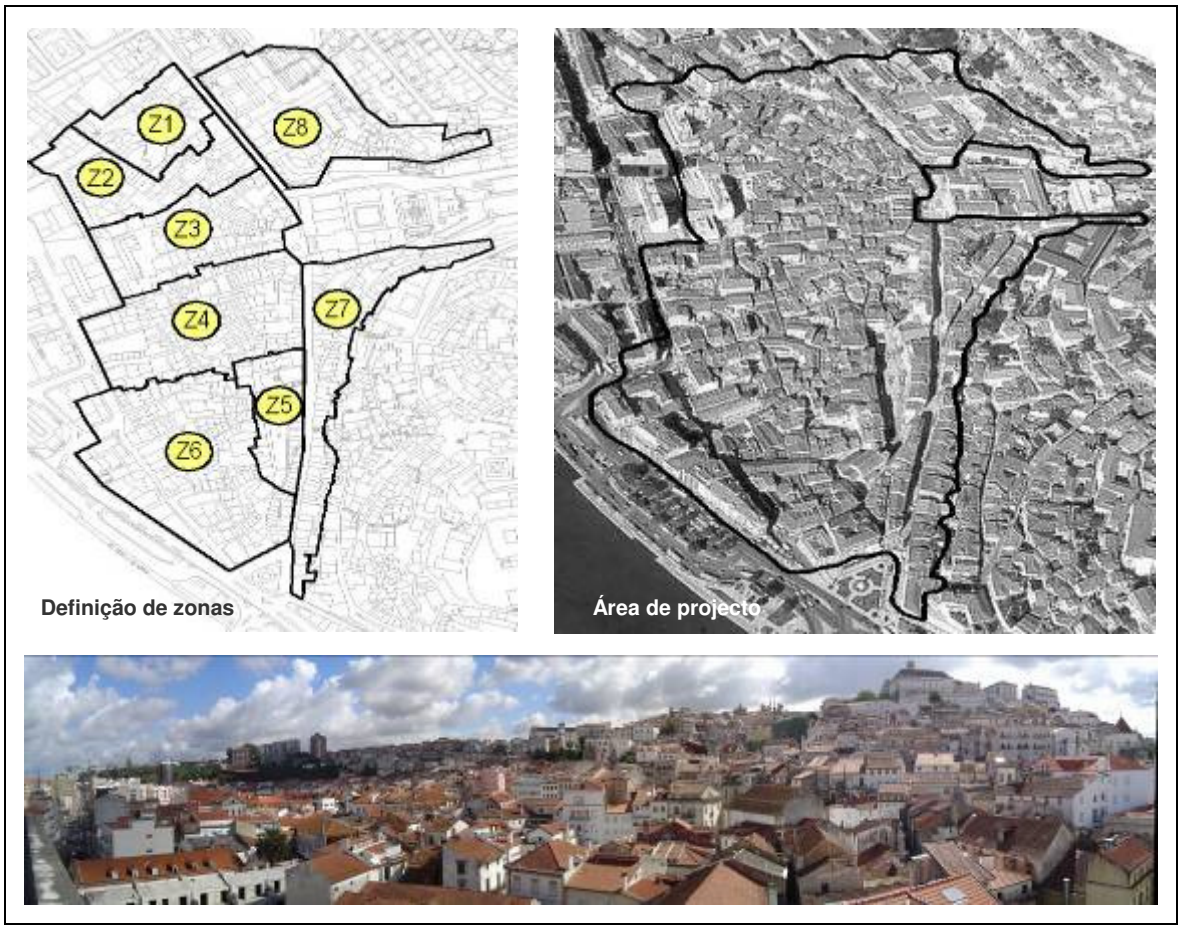


Figura 26: Perímetro do projecto, zonas e edificado urbano

As anomalias observáveis nos edifícios são manifestações da sua progressiva degradação com o tempo, associadas à falta de manutenção, mas também a erros estruturais e/ou construtivos, quer de origem, quer resultantes das progressivas adaptações. A sua análise permite identificar, em geral, as respectivas causas e definir a estratégia ou técnicas de intervenção necessária. A fissuração inclinada nas fachadas devido a assentamentos diferenciais, a fissuração localizada sobretudo nos cantos de aberturas onde existem concentrações de tensões, as fissuras verticais junto à cobertura, provocadas por impulsos horizontais exercidos por estas, devido à degradação das asnas, o abaulamento de fachadas em pedra argamassada por degradação da alvenaria devido a infiltração de água, são apenas alguns dos exemplos mais frequentemente registados, como se pode ver detalhadamente no capítulo seguinte. Para efectuar o levantamento exaustivo do estado de conservação dos edifícios da zona da Baixa em análise, incluindo o registo dos defeitos em todos os seus elementos construtivos e a avaliação dos níveis de conforto, salubridade e segurança, foram previamente criadas várias fichas de inspecção. Foram ainda desenvolvidas fichas de inspecção específicas para edifícios em situação de pré-ruína, edifícios remodelados ou recentemente intervencionados e armazéns ou comércio. Além destas fichas, o levantamento de cada um dos edifícios incluiu igualmente um pormenorizado registo fotográfico de todos os elementos relevantes. A

título de exemplo apresenta-se na Figura 27-a uma fotografia abrangente de uma das áreas mais degradadas da Baixa, sendo visível o mau estado de conservação das coberturas em geral, o que permite, a curto prazo, infiltrações de água com a consequente degradação das asnas, dos pavimentos e das fachadas. Em cada edifício foram tiradas algumas dezenas de fotografias, posteriormente hierarquizadas, das fachadas, das coberturas, dos interiores, das instalações, etc. Face à geometria urbana e à dificuldade de acesso, foram feitas visitas aos andares superiores dos edifícios para registar, em melhores condições, informação acerca das coberturas dos edifícios vizinhos.

A observação e registo exaustivos das soluções construtivas e das actuais anomalias de todos estes edifícios têm uma tripla vantagem. Em primeiro lugar permite um quadro de referência geral sobre o estado de conservação do centro histórico, favorecendo uma escolha criteriosa das melhores ferramentas técnicas e administrativas para a operação. Em segundo lugar, constitui uma ferramenta ímpar de apoio ao projecto individual ou colectivo de reabilitação e ao processo de licenciamento. Por último, permite uma imagem precisa, datada e contextualizada, das situações pontuais mais urgentes, ao nível da intervenção estrutural, por motivos de segurança, que estão também frequentemente associadas às situações mais frágeis do ponto de vista social.

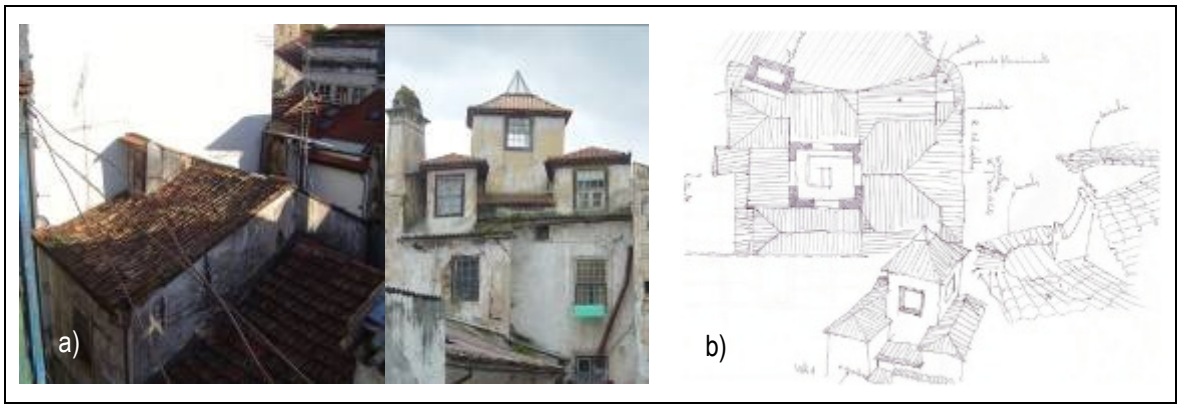


Figura 27: Coberturas: a) Mau estado de conservação; b) Pormenor do levantamento das coberturas

O processo da Baixa de Coimbra é (ou pode vir a ser, se concretizado integralmente) um processo e uma experiência singular no âmbito da reabilitação e renovação urbana. Conhecem-se outras experiências nacionais de reabilitação urbana (concluídas e em curso), mas todas com escalas aparentemente menos abrangentes, no que diz respeito às metodologias de levantamento, diagnóstico e instrumentos de planeamento. A palavra de ordem para o centro histórico é “reabilitar”. Coimbra, como uma cidade de cultura, não pode senão encarar a reabilitação do seu centro histórico na perspectiva alargada de sustentabilidade. A Candidatura a Património Mundial da Universidade dá imensa importância à reabilitação do centro histórico, porque lhe é essencial e este vai usufruir muito desta candidatura, não só por ser uma zona “tampão” da

zona candidata, mas também porque sobre ela terá outra atenção, quer do turismo, quer da população em geral. O estado actual de degradação dos edifícios e os problemas sociais na Baixa de Coimbra, associados à importância do ponto de vista histórico e cultural desta parte da cidade, evidenciam a necessidade urgente da implementação de um plano de renovação e reabilitação urbana, devolvendo à Baixa a imagem e a dignidade de uma zona histórica.

2.5.3 Fichas de inspecção e registo desenvolvidas para o estudo da Baixa de Coimbra

O recurso a fichas de inspecção e registo foi desde sempre uma opção largamente aplicada em muitos trabalhos de avaliação do estado de conservação das construções, quer novas quer antigas, das condições de habitabilidade e de apoio a acções de avaliação imobiliária e patrimonial. Não pretendendo fazer uma referência exaustiva ao grande número de trabalhos científicos neste domínio, refere-se apenas o trabalho do LNEC no desenvolvimento de um método de avaliação do estado de conservação dos edifícios – MAEC [Paiva, 2007] pela sua recente importância no apoio ao Novo Regime do Arrendamento Urbano (NRAU), devidamente enquadrado e regulamentado no Decreto-Lei nº 156/2006 de 8 de Agosto de 2006, e o Regime de Determinação e Verificação do Coeficiente de Conservação dos Imóveis Arrendados.

A inspecção de cerca de 800 edifícios foi feita com recurso ao levantamento fotográfico exaustivo e ao preenchimento de fichas de inspecção e diagnóstico, criadas no âmbito deste projecto e estruturadas por elementos ou componentes do edifício. Estas fichas estão organizadas de forma hierarquizada e contêm informação exaustiva e detalhada a seleccionar posteriormente para melhor responder, quer aos objectivos da autarquia, que promoveu o estudo solicitando apoio da UC, quer a objectivos científicos diversos. Nestas fichas, cuja hierarquia se apresenta na Figura 28, são registadas características gerais do edifício, mas também – e sobretudo – as características de cada tipo de elementos construtivos (materiais, estado de conservação, anomalias, etc.). A criação destas fichas desenvolvidas no âmbito desta tese de doutoramento é uma contribuição deste trabalho para o processo da Baixa de Coimbra e foram aplicadas com supervisão e coordenação científica no apoio à equipa de engenharia. O levantamento das anomalias feita com recurso às fichas de inspecção, permite uma leitura e apreciação global da geometria, dos materiais e elementos construtivos, das condições de habitabilidade, salubridade e da durabilidade e seguem a seguinte ordem de importância:

- Registo fotográfico hierarquizado;
- Preenchimento das fichas, dando prioridade ao registo (o diagnóstico é complementado com o trabalho de gabinete);
- Registo geométrico manual.

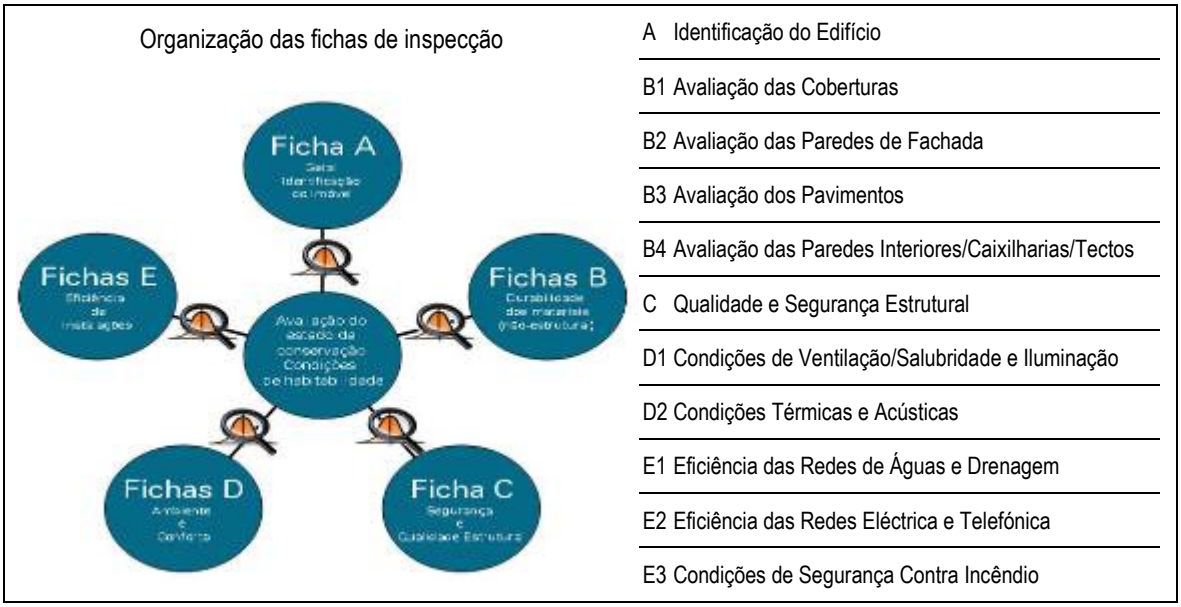


Figura 28: Fichas de registo e inspecção

Toda a informação foi introduzida numa base de dados criada que, pretende-se, esteja em constante optimização no apoio à autarquia, projectistas e proprietários dos imóveis quanto aos trabalhos de reabilitação necessários e ao grau de deterioração dos edifícios. Em alguns casos, revelou-se necessário promover uma segunda visita ao edifício (com um técnico sénior) para confirmar situações de maior risco ou complexidade. As fichas finais, apresentadas no Anexo A, Secção A1, são as definitivas, mas houve um período de teste sobre um primeiro grupo de edifícios (zona Norte), que posteriormente vieram a sofrer ajustes por diversas razões:

- Possuem demasiada e exaustiva informação, que será posteriormente seleccionada para corresponder aos objectivos da Câmara Municipal de Coimbra e do Protocolo, permitindo uma maior eficácia e rapidez do trabalho de campo;
- Necessidade de prever a evolução das patologias no tempo;
- Adaptabilidade a novas situações e características de edifícios em outras zonas;
- Cruzamento de informação necessária e possível redundância dessa informação com outros grupos (sociologia, arquitectura);
- Inclusão de informação que diz respeito, exclusivamente, a trabalhos de investigação a desenvolver;
- Criação de fichas específicas para edifícios em muito bom estado (recentemente reabilitados) e edifícios em pré-ruína.

Nesta acção de inspecção e registo executada pela equipa de engenharia, o rigor revela-se nos procedimentos que permitem avaliar, com pormenor, as condições do edifício observadas durante a

inspecção e na formação da equipa inspectora. Só assim foi possível assegurar a objectividade e a fiabilidade da informação recolhida. Salienta-se que o estado de conservação é avaliado relativamente às condições que o edifício apresenta quando foi construído ou quando foi intervencionado, não se pretendendo fazer uma avaliação do edificado e das suas diversas componentes face às actuais exigências regulamentares, como sejam as relativas à segurança estrutural face a acção de um sismo, à segurança contra riscos de incêndio, ao desempenho térmico e acústico proporcionado pela envolvente, entre outros critérios.

A Figura 29 ilustra a ficha de registo relativa à cobertura, sempre complementada pelo registo fotográfico, desenhos, esquemas explicativos e outra pormenorização e descrição detalhada quando necessário. Salienta-se ainda o carácter essencial do levantamento geométrico realizado pela equipa de arquitectura, de que muito depende o estudo da vulnerabilidade sísmica do edificado, e que veio a constituir o cerne desta dissertação (ver Capítulos 6 e 7).

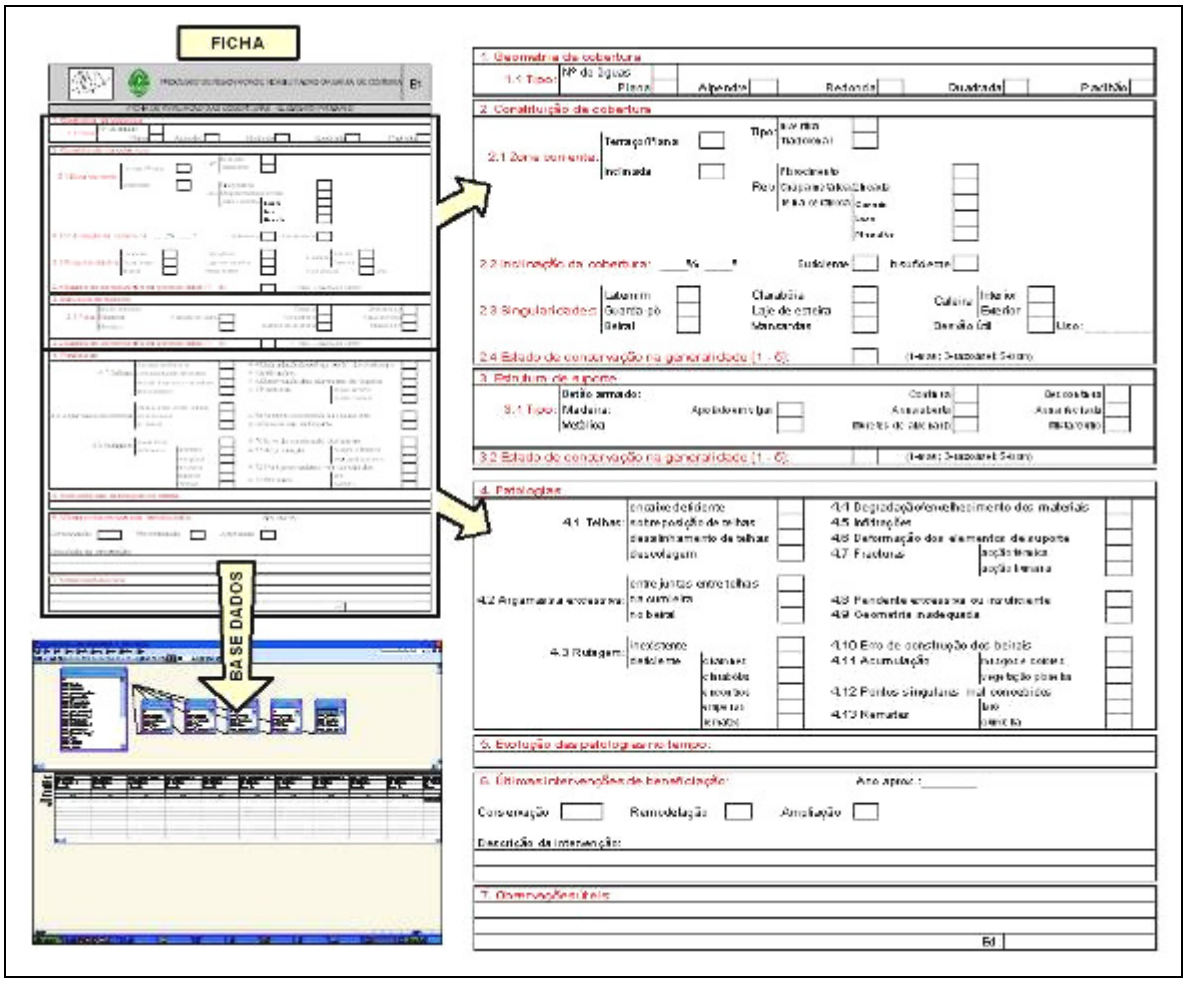


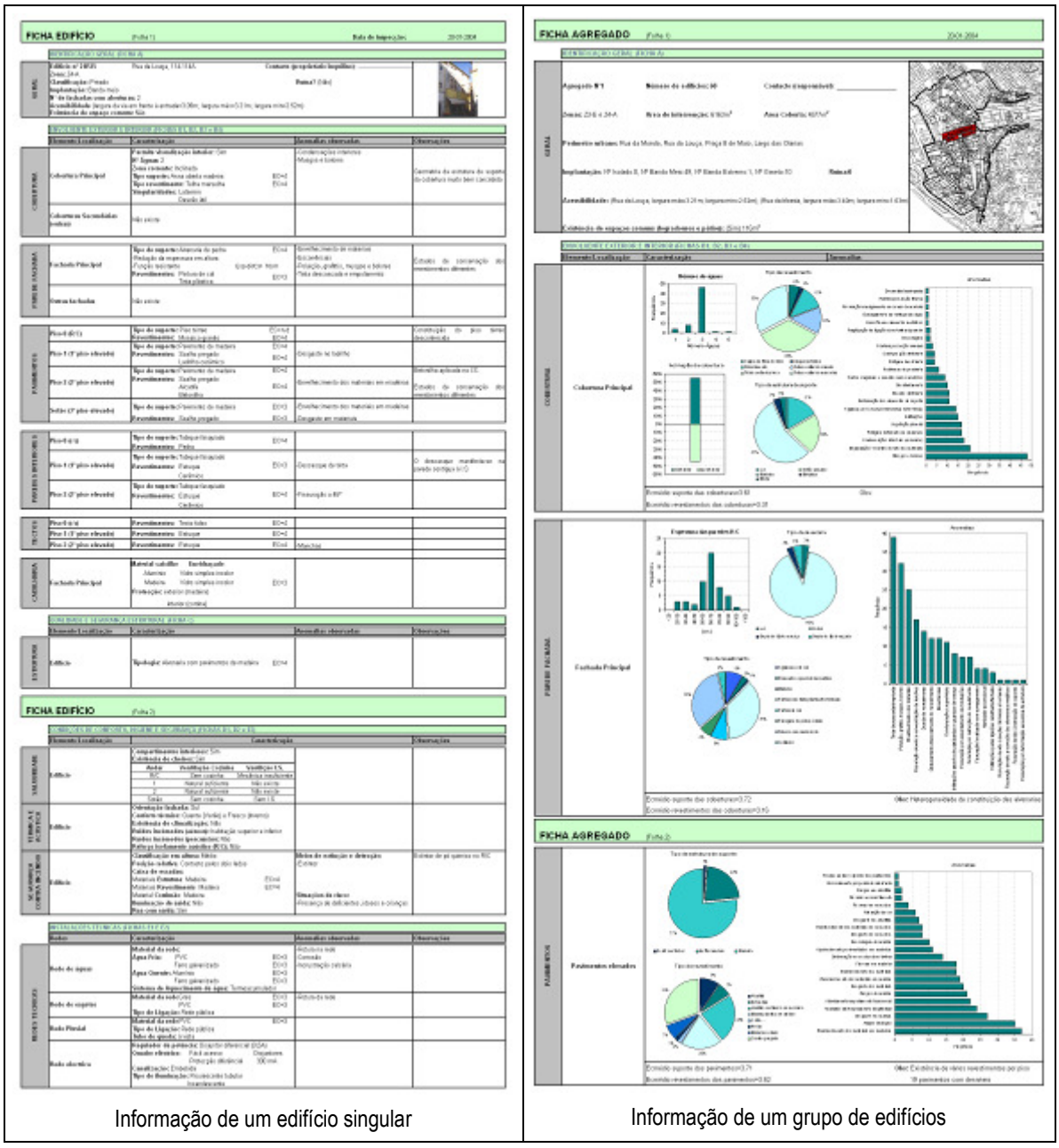
Figura 29: Exemplo de uma ficha de registo e base de dados

A enorme quantidade de informação produzida durante a fase de observação e registo exigiu, naturalmente, o apoio de sistemas de informação específicos. O sistema informático de base para suporte da utilização dos dados por parte da autarquia, também foi desenvolvido no âmbito do protocolo em causa e é constituído por um sistema de gestão de informação integrando a tecnologia SIG.

Outras aplicações têm sido desenvolvidas para permitir uma resposta mais adequada a diversos sub-projectos de investigação, como é o caso da análise construtiva e das anomalias dos edifícios a que se refere o presente trabalho. Assim, no âmbito desta dissertação, foi concebida e criada uma base de dados integral e alternativa, com o objectivo de poder explorar os dados numa perspectiva científica, que não é, naturalmente, o objectivo do sistema de informação concebido pela Universidade para a autarquia.

Após tratamento, a informação de todas as 11 fichas principais vai traduzir-se em fichas individuais e de grupo como se ilustra na Figura 30 (consulte Anexo A, Secção A1 para visualizar ambas as fichas), para apoio às acções de planeamento e projecto das acções de reabilitação a promover, por exemplo, pelos técnicos e decisores das Sociedades de Reabilitação Urbana. O modo de organização da informação, seja por histogramas, estatística ou listagem, depende do número de edifícios e do tipo de dados.

A base de dados composta por cerca de uma centena de tabelas interrelacionáveis, constitui uma das primeiras iniciativas a nível nacional para gerir a enorme quantidade de informação sobre o edificado a esta escala e com este detalhe, ambicionando-se a sua extensão a outros núcleos urbanos históricos. No domínio do estudo das soluções construtivas e anomalias dos edifícios, foram criadas as ferramentas informáticas necessárias para que, actuando sobre esta base de dados, fossem possíveis diversas operações de análise e partilha da informação e resultados. Para este fim, foram usadas plataformas básicas tais como *Microsoft Access* [Microsoft Office Suite, 2003] e *Visual Basic* [Microsoft Visual Basic Suite, 2003]. Esta ferramenta permite cruzar informação das fichas, introduzir, posteriormente, nova informação e ainda programar aplicações “à medida” para responder a desafios e objectivos de análise específicos. No Capítulo 3, em que se faz o tratamento da informação recolhida do edificado antigo de Coimbra serão apresentados e comentados os mais importantes e relevantes resultados.



Informação de um edifício singular

Informação de um grupo de edifícios

Figura 30: Ficha individual e colectiva

2.6 Comentários finais

Relativamente à problemática da reabilitação urbana

Quando se fala de reabilitação urbana é necessário ter em conta o estado de degradação urbana em que o nosso País se encontra e os esforços a fazer no sentido de contrariar esta tendência. Reabilitar em Portugal é imperativo não só devido à degradação evidente do seu património edificado, mas também do seu singular valor.

A degradação urbana tem um carácter multidimensional: os espaços de degenerescência concentram situações muito diferenciadas de privação ou ruptura face a padrões de qualidade urbana e de bem-estar social e têm como principais dimensões a degradação física, a deterioração das condições de habitabilidade, despovoamento, envelhecimento, desemprego-vulnerabilidade social, a fragilidade funcional e actividades económicas em crise. Perante a persistência destes fenómenos, é de temer o progressivo agravamento dos processos de degradação urbana, num quase, ciclo vicioso. Para quebrar este ciclo, começa-se a apostar na reabilitação do edificado (ver Figura 31), usando-se os *stocks* edificados como recursos, dando-se prioridade à reabilitação em detrimento da construção nova, promovendo-se a ocupação intensiva do solo e não a ocupação extensiva, favorece-se o "*mix urbano*", etc. Esta tarefa, por seu lado, encontra alguns obstáculos uma vez que há dificuldades por parte das áreas urbanas degradadas em se inserirem em dinâmicas de transformação duradouras (são áreas em desvantagem no contexto do desenvolvimento urbano).



Figura 31: Reabilitação do Bairro delimitado pelo Largo do Colégio e Rua e Travessa de Santana, Porto [CMP, 1998]

O conceito de reabilitação urbana não se reduz apenas à recuperação estrita do edificado, mas também à revitalização funcional dos usos, das acessibilidades e do espaço público. A reabilitação urbana deixa de se resumir apenas a uma mera questão de imagem ou de respeito pelo prospecto urbano. Passa agora, a ter um sentido mais amplo que se estende ao próprio conceito de urbano, impondo um novo entendimento do espaço "cidade", das suas acessibilidades, das suas funcionalidades, uma atitude que procura pensar a cidade como um conjunto a valorizar, passando pela manutenção das suas unidades, não se esquecendo de contribuir para o enriquecimento e a distribuição dos equipamentos necessários para a viabilidade dessa mesma recuperação. Mas a realidade é que a conservação e reabilitação urbana têm passado, fundamentalmente, por conservar e reabilitar o património arquitectónico existente (sempre aquém das reais necessidades).

Apesar da deterioração do edificado ser um processo progressivo inevitável, há que assumir o compromisso de o preservar de forma a poder partilhar com as gerações vindouras um bem que deve ser intemporal e acessível a todos. É nesse sentido que surge a ideia da constituição de sociedades mistas que se encarreguem de programas de reabilitação de zonas criticas, as chamadas Sociedades de Reabilitação

Urbana (SRU). Estas assumem como pública a responsabilidade da reabilitação urbana, promovendo o prolongamento de vida útil de edifícios e equipamentos, através de acções de reabilitação ou revitalização, contribuindo para a valorização do património e a melhoria da qualidade de vida, aspectos que são essenciais para a afirmação de cidades competitivas, capazes de gerar riqueza.

Relativamente à estratégia

O mercado da nova construção que se intensificou nos anos 90 com a "explosão" de acessibilidade ao crédito, deixou debilitado o mercado do arrendamento, acelerando o estado de degradação do edificado. A oferta de melhores áreas, modernização de instalações e qualidade do espaço urbano, são razões de sobra para justificar a preferência por áreas suburbanas novas. As iniciativas pioneiras de reabilitação urbana dos finais dos anos 70, 80 e até década da 90 não foram suficientemente expressivas e materializadas na maioria dos casos em operações de estética urbana, actuando apenas sobre os revestimentos exteriores, descurando aspectos de natureza estrutural e ainda elementos não estruturais da envolvente externa.

A maioria dos processos de reabilitação e renovação urbana têm origem e começam pela análise de um parâmetro ou área singular, associados a curtos prazos temporais. Procuram, só depois, alargar a sua visão em função dos resultados obtidos sem identificar causas e consequências. No final, muita da teoria e prática urbana continua a basear-se numa visão parcial, descurando muitos factores da complexa tarefa de reabilitação urbana. Não se considera que as acções individualizadas não sejam interessantes ou apelativas, mas sim pouco geradoras de benefícios expressivos na melhoria que se pretende que seja visível, equilibrada e duradoura.

A realidade visível que consiste no acelerado estado de degradação dos edifícios habitados e desocupados, composição e polarização social, dificuldade nas acessibilidades, o crime e inadaptação dos edifícios a novas funções, têm desincentivado, de forma notória, a procura de habitação, comércio e pequena indústria nestas áreas e nem as mais recentes ajudas e políticas urbanas conseguem responder de forma completa, mesmo com alguns casos de sucesso. A reabilitação e renovação urbana é uma tarefa intervencionista e deve gerir decisões estratégicas. Exige que se criem estruturas institucionais de apoio que mobilizarão o esforço colectivo, identificando responsabilidades dos intervenientes e organizações, com um sentido de objectivo comum através da cooperação. Assim se antecipa a expectativa relativamente às recentemente criadas SRU´s que irão agilizar e gerir as futuras intervenções e operacionalizar procedimentos dentro do processo de reabilitação e renovação urbana. Existem, no entanto, alguns constrangimentos custo-benefício no processo tais como: prazos temporais, dificuldade de financiamento, reestruturação industrial, atractividade

dos centros urbanos, a composição social destas áreas e a disponibilidade de espaço e de edifícios. É nestas fraquezas que se identificam os potenciais da reabilitação urbana.

A reabilitação e regeneração urbana, como prioridades governamentais, devem ter uma percepção equilibrada, não cuidando mais do edificado do que das pessoas ou vice-versa. O espectro da actividade de regeneração urbana não é singular ou fixa, mas sim uma acção que deve ter um compromisso com o desenvolvimento sustentável em todos os aspectos: físicos, ambientais, sociais, económicos. Apesar do conhecimento sobre assuntos individualizados, a compreensão de interacção das várias acções ainda está a dar os primeiros passos. Mesmo aceitando que um exemplo de regeneração urbana pode ser único ou particular para um espaço específico, um número de princípios e modelos de boa prática podem ser identificados como comuns e úteis para guiar e auxiliar o desenvolvimento e implementação de procedimentos e metodologias das acções de reabilitação urbana.

A crescente evidência dos benefícios ao nível do ambiente urbano resultantes da preservação do edificado e do património dos centros históricos, tem levado os decisores políticos, instituições e autoridades envolvidas nos processos de reabilitação e renovação urbana, a reconhecer a urgência da salvaguarda dos valores culturais das cidades e a importância da sua contribuição para um desenvolvimento sustentado. No sector da construção, estima-se que cerca de 50% das acções de reabilitação e renovação nas cidades europeias estão relacionadas com a preservação de edifícios de significativo valor patrimonial [P4ECC, 2000]. A reabilitação do ponto de vista físico, isto é do edificado (ver Figura 32), cria ou induz condições de revitalização social das comunidades, atracção comercial e melhoria da qualidade de vida e da habitabilidade.

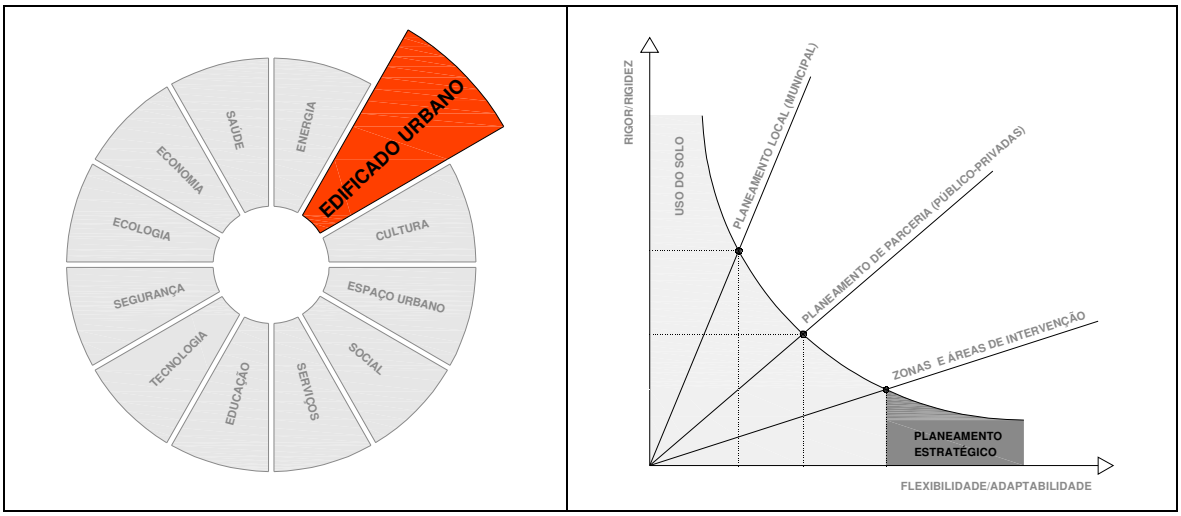


Figura 32: Processos de regeneração urbana e sistema de planeamento

Relativamente às técnicas de inspecção, registo e diagnóstico

O levantamento e reconhecimento de uma estrutura terá como pressuposto a tipologia de construção, escala de intervenção e grau de importância da construção, seja este um monumento, igreja, palácio, edifício ou conjunto de edifícios. A primeira acção será sempre a recolha de informação existente, mesmo que desactualizada. A existência e execução de um levantamento geométrico, mesmo que desactualizado, é muito importante, permitindo que se identifiquem singularidades, esclareçam alterações e, em alguns casos, a cronologia das construções (modificações, demolições, construções adjacentes), auxiliando na interpretação da complexidade arquitectónica e por vezes estrutural das construções antigas.

O levantamento geométrico fornece informações preciosas acerca das características construtivas dos edifícios. Apesar de essencial, a informação gráfica recolhida não será suficiente, daí que seja necessário complementar a informação histórica, quase sempre escassa, acerca dos materiais e técnicas construtivas com outros meios, nomeadamente preenchimento de fichas de registo e diagnóstico por observação visual, ensaios e sondagens [Macchi, 1997].

As cartas e convenções internacionais que propõem directrizes para acções de conservação e reabilitação de edifícios antigos definem claramente, nos seus princípios gerais de intervenção, as necessidades de pesquisa e diagnóstico para a correcta compreensão das técnicas e métodos construtivos, do comportamento estrutural e das características dos materiais. É essencial recolher informação sobre o estado de degradação das construções, identificando as suas anomalias e maiores debilidades.

Cada elemento construtivo, devido à sua natureza, ao nível de degradação e tipo de patologias a que está sujeito, será exposto a determinadas acções de diagnóstico para obter a informação pretendida. Por exemplo, no que se refere a estruturas de madeira será importante perceber a direcção dos vigamentos, constituição, dimensões e levantamento das anomalias e só posteriormente propor ensaios de natureza mais específica.

Um diagnóstico deverá ser capaz de utilizar e compreender todos os resultados e informação obtida, independentemente da sua natureza mais quantitativa ou mais qualitativa. O exercício de reabilitar, conservar ou reconstruir que se coloca a jusante da fase de diagnóstico é assim orientado por todas a limitações oferecidas pelos materiais, técnicas construtivas e características do próprio edifício. Será ainda definido em função da qualidade e profundidade do diagnóstico, o grau e nível de intervenção desejada.

Apesar de todas as acções de reabilitação urbana a que se têm assistido em Portugal, só recentemente se começou a consolidar e consciencializar para a urgência de políticas de salvaguarda e reabilitação dos edifícios antigos e dos agregados urbanos de valor patrimonial. A falta de estratégias e políticas dos agentes responsáveis, as intervenções incorrectas da última metade do Séc. XX neste domínio, em Portugal, conduziram o *stock* de edificado antigo e centros urbanos onde se inserem, a uma situação de degradação profunda.

Lamentavelmente, têm-se assistido com frequência à demolição para a construção nova e a adopção de medidas intrusivas e inadequadas de conservação e reabilitação, usando novos materiais e técnicas de construção, nomeadamente em elementos estruturais, afastando-se do conhecimento das práticas tradicionais de construção e da preocupação da compatibilização com o existente, levando à descaracterização da imagem urbana do património, facilmente identificável nos vários centros históricos pelo nosso País. Como exemplo, pode-se referir a introdução de estrutura reticulada de betão armado no interior de um edifício antigo, em que somente se preservam as paredes exteriores (independentemente da sua capacidade resistente, necessidade de consolidação e conservação).

Nos últimos anos assiste-se à preservação das paredes exteriores da envolvente dos edifícios antigos, em intervenções que podem considerar-se de carácter estético, no limiar mínimo do respeito pelos preceitos da conservação do património arquitectónico.

Assim, a formação de técnicos no domínio de intervenção em construções históricas, conjugada com a sensibilização e vontade política para a conservação do património arquitectónico, devem ser ferramentas a privilegiar para contrariar esta tendência. Os avanços que se realizam, continuamente, quer no domínio dos materiais, quer no projecto e execução de estruturas, são pensadas, essencialmente, para a sua aplicação em novas construções. No entanto, as construções antigas, além do valor patrimonial que representam, ocupam uma área significativa em muitos centros urbanos, frequentemente em mau estado de conservação, pelo que urge proceder à sua requalificação com intervenções reflectidas e adequadas, eventualmente com recurso a novas técnicas e materiais, desde que estudadas e desenvolvidas para o efeito. Em alguns países da Europa, a comunidade técnica está atenta ao facto de que a reutilização dos edifícios históricos tem de ser conciliada com a preservação das suas características originais. A mudança de utilização dos edifícios é aceitável, quando se garante que a mesma não implica intervenções demasiadamente intrusivas, que possam perturbar tanto a arquitectura como a estrutura original.

Capítulo 3

Informação e inventário sobre o edificado da Baixa de Coimbra

Capítulo 3 Informação e inventário sobre o edificado da Baixa de Coimbra

3.1 Descrição de resultados: abordagem estatística

3.1.1 Introdução

3.1.2 Dificuldades e condicionantes

3.1.3 Organização, tipo e estruturação da informação

3.2 Análise de resultados

3.2.1 Aspectos gerais do edificado e do espaço urbano

3.2.2 Coberturas

3.2.3 Paredes de fachada

3.2.4 Pavimentos

3.2.5 Estruturas resistentes

3.2.6 Segurança contra riscos de incêndio

3.2.7 Condições de salubridade e higiene

3.2.8 Instalações de abastecimento de água e drenagem

3.2.9 Condições térmicas e acústicas

3.2.10 Paredes interiores, tectos e caixilharias

3.2.11 Intervenções

3.2.12 Comentários finais

3 Informação e inventário sobre o edificado da Baixa de Coimbra

3.1 Descrição de resultados: abordagem estatística

3.1.1 Introdução

Os edifícios da Baixa de Coimbra foram caracterizados de forma exaustiva com recurso às fichas apresentadas no capítulo anterior, Secção 2.5.2. Esta caracterização consistiu na identificação dos materiais, das soluções construtivas e da tecnologia construtiva, para além de um levantamento completo das anomalias estruturais e não-estruturais. A inspecção dos edifícios foi feita, quer ao nível da envolvente externa, quer do seu interior. As inspecções foram efectuadas por observação visual, levantamento fotográfico exaustivo e registo em fichas de inspecção e diagnóstico. As fichas servem essencialmente dois grandes objectivos: inspecção e diagnóstico dos elementos construtivos (paredes de fachada, coberturas, pavimentos, etc.) e para apoio à identificação das condições de funcionalidade e habitabilidade (redes interiores, condições de salubridade, riscos).

Como referido no capítulo anterior, foi criada uma equipa para organizar e informatizar os dados de todas as equipas que recolheram informação no terreno. No entanto, a base de dados que apoia todos os resultados e análises expostas nesta dissertação, foi criada especificamente para organizar toda a informação recolhida, que foi naturalmente reavaliada e reagrupada, para também apoiar o estudo da vulnerabilidade sísmica discutida nos Capítulos 6 e 7. Refira-se que no processo da Baixa foi criado, por equipa própria, um sistema de informação autónomo numa perspectiva de gestão de informação e apoio à decisão para a autarquia.

São apresentados os resultados globais das inspecções desenvolvidas, que permitiram um levantamento quantificado das soluções construtivas e o diagnóstico das anomalias mais observadas. Esta "imagem" muito detalhada da Baixa de Coimbra, permite a análise e a avaliação sustentada dos problemas mais relevantes em termos de habitabilidade e segurança dos seus edifícios. Dar-se-á particular atenção à envolvente externa dos edifícios, pelo seu carácter fundamental na preservação dos edifícios, na segurança estrutural e nas condições de salubridade e conforto mínimas. A envolvente responde às necessidades básicas, sem as quais as condições interiores não conseguem atingir qualquer eficácia.

3.1.2 Dificuldades e condicionantes

A caracterização da área de estudo do processo de reabilitação e renovação da Baixa de Coimbra, com cerca de 800 edifícios, foi efectuada com um grau de detalhe singular no nosso País. Este levantamento,

para além de singular, também é representativo ao nível nacional, em que as soluções construtivas do edificado histórico partilham muitas características, reflectindo a imagem degradada e preocupante de muitos dos centros históricos nacionais. As soluções construtivas dos edifícios da Baixa de Coimbra são marcadas pela disponibilidade de material local e ainda, pela tecnologia construtiva e mão-de-obra regional. O grau de degradação é muito variado, atingindo, por vezes, situações mais graves que podem implicar acções de reconstrução e, em casos extremos e mais pontuais, a sua demolição.

As acções de inspecção a esta escala enfrentam dificuldades próprias de natureza variada: logística, relutância de proprietários e residentes às acções de inspecção, desconhecimento da "história do edifício", ausência de desenhos ou elementos gráficos para apoiar as acções de inspecção, necessidade de interpretação do comportamento estrutural e de identificação cronológica de alterações (supressão de elementos construtivos, adição de pisos) e restrições físicas e financeiras que não permitem conduzir uma inspecção mais detalhada em alguns casos.

Atendendo às limitações de acessibilidade, identificação visual, heterogeneidade de soluções e situações que introduzem alguns graus de incerteza, os resultados expostos neste trabalho baseiam-se nos seguintes pressupostos:

i. Os resultados principais incidem sobre um universo de cerca de 800 edifícios;
ii. Alguns resultados são expressos para sub-universos mais pequenos, isto é, por grupos, uma vez que será de mais fácil análise e tratamento (consultar Anexo A, Secção A2);
iii. As características construtivas e anomalias levantadas estão referenciadas com diversos níveis de discretização: umas a fracções (poucos casos), outras aos edifícios (no caso de paredes de fachada) e ainda outras aos andares (no caso dos pavimentos);
iv. Foi registado mais do que um tipo de cobertura em alguns edifícios, por se encontrarem inclinações diferentes, materiais de revestimento distintos, etc;
v. Uma cobertura pode estar referenciada a um espaço comum, a um edifício, a uma fracção e ainda a uma divisão (embora esta última situação não se tenha verificado na prática);
vi. Num levantamento desta dimensão é natural que se observam casos raros, situações únicas de determinada solução construtiva, revestimento ou material, não contempladas no formulário adoptado por não terem expressão estatística - remeteu-se a sua identificação para um campo de "observações";
vii. Para cada item previsto nas fichas de inspecção, o número de registos com significado válido é variável em função das condicionantes do levantamento. Isto é, existem resultados melhores para alguns aspectos simples, como por exemplo, o tipo de revestimento das coberturas, e resultados

menos conclusivos, por exemplo nas estruturas das coberturas em que nem sempre é possível a visualização pelo interior;

viii. Incerteza associada à tarefa de inspecção e registo, nomeadamente pela diferente percepção de cada técnico, não obstante a sua formação específica e as orientações comuns.

3.1.3 Organização, tipo e estruturação da informação

Todas as acções de caracterização e levantamento de edifícios antigos exigem meios e uma organizada rede de formação e logística, de forma a obter bons resultados. Toda a informação recolhida foi armazenada num sistema de base de dados. Com base no tratamento dessa informação são expostos de forma estatística os resultados mais importantes da informação recolhida. As ferramentas utilizadas foram *o Microsoft Access* e *Visual Basic* [Microsoft Access, 2003; Microsoft Visual Basic Suite, 2003] para organizar e manipular a base de dados composta por 97 tabelas interrelacionáveis. A informação recolhida é armazenada e apresentada em tabelas. As tabelas criadas serão utilizadas para efectuar pesquisas, com possibilidade de cruzar toda a informação recolhida. Esta ferramenta permite, além de cruzar informação das fichas, introduzir nova informação e ainda programar aplicações.

Nesta secção apresenta-se a base de dados desenvolvida no âmbito desta dissertação, que inclui as características físicas dos edifícios e respectivos elementos construtivos. A base de dados e respectiva estrutura, constituem uma primeira tentativa de gerir informação sobre o edificado a esta escala de detalhe, ambicionando-se a sua inclusão, numa fase posterior, numa base de dados actualizável de gestão municipal. Esta base de dados específica, criada sobretudo para efeitos de investigação, permite correlacionar dados novos ou existentes, bem como elaborar estatísticas e gráficos de comparação para os parâmetros estudados neste tipo de edificado antigo. Relativamente à informação dos edifícios a incluir nesta base de dados, procurou-se recolher a informação mais completa e rigorosa. A qualidade da informação é condicionante, limitando o seu tratamento, e deverá ser convenientemente pré-processada e analisada antes de ser tratada, averiguando se o resultado ou indicador que daí advém pode ser interessante e válido. A informação recolhida que alimenta a base de dados terá de ser actualizada de forma periódica. Um critério de actualização poderá ser o que se propõe na Tabela 9.

Tabela 9: Critério de actualização de informação

Edifício devoluto (mais de 50% das fracções desocupadas)	1 vez ao ano
Edifício desocupado ao nível do piso ou pisos superiores (incluindo sótão)	1 vez ao ano
Edifício totalmente ocupado	1 vez de 2 em 2 anos
Após um evento sísmico ou outra catástrofe (derrocada)	Inspecção coordenada e imediata

3.2 Análise de resultados

3.2.1 Aspectos gerais do edificado e do espaço urbano

Alguma informação geral acerca do espaço urbano, volumetria e morfologia dimensional do edificado constituído por 770 edifícios, foi tratada, apresentando-se agora os resultados mais importantes e que melhor caracterizam morfologicamente os aspectos mencionados. Antecede a apresentação dos resultados, uma grelha que sintetiza os parâmetros que se seleccionaram para análise, bem como o seu âmbito e, ainda, a identificação dos cruzamentos de variáveis que se consideraram mais relevantes e também se apresentam.

A Tabela 10 apresenta toda a informação relevante da ficha A e o grau de tratamento dos dados, isto é, a informação recolhida mais relevante é interpretada como uma variável que pode ser tratada e apresentada de diferentes modos (indicador geral, indicadores por zona ou ainda com um maior nível de detalhe). A informação de cada ficha poderá ainda ser cruzada e relacionada com mais do que uma variável, isto é, um aspecto da própria ficha poderá ser inter-relacionada com variáveis de outras fichas, como se de uma pesquisa cruzada se tratasse. O tratamento desta informação pretende criar um conjunto de resultados, cuja utilidade se prende essencialmente com caracterizar e identificar indicadores que, mais do que "espelhar" a imagem e situação do estado de conservação actual, oriente a escolha das melhores estratégias de reabilitação e a identificação das mais urgentes intervenções.

Tabela 10: Resultados da ficha A – Identificação do edifício

	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
FICHA A - Identificação do edifício	Geral	Por zona	Maior detalhe																	
1. Generalidades																				
1.1 Nível de inspecção		■																		
1.2 Classificação do edifício	■																			
1.3 Interesse arquitéctónico																				
1.4 Numero de pisos	■	■	■																	
1.5 Tipologia estrutural																				
1.6 Implantação	■																			
1.7 Edifícios em ruína		■																		
1.8 Número de fachadas com aberturas	■																			
2. Utilização do edifício																				
2.1 Uso																				
2.2 Área de compartimentos	■																			
2.3 Acessibilidades	■																			
2.4 Espaços comuns		■																		
3. Possibilidade de alteração/mutabilidade	■																			
4. Últimas intervenções de beneficiação	■	■																		
5. Observações																				

As zonas Z7 e Z8 foram as áreas de inspecção e registo onde se verificaram as maiores dificuldades (relativamente aos aspectos referidos na Secção 3.1.2). No entanto, a taxa de inspecção completa ronda os 66%. Somando a este valor as inspecções ditas parciais em que algumas fracções/andares não foram visitadas, a taxa sobe para os 88% (ver Figura 33-a). Foi possível verificar que os problemas e anomalias mais gravosos são, na maioria, recorrentes e sistemáticos, pelo que não é determinante o facto de não terem sido inspeccionados todos os pisos em alguns edifícios. Observa-se que a maioria dos edifícios são de propriedade privada (ver Figura 33-b) e note-se que não se contabilizaram igrejas e edifícios da autarquia. Este aspecto é importante, pois a salvaguarda da imagem do centro histórico e do edificado terá de ser um esforço concertado entre as autoridades locais e os proprietários. O sucesso da qualquer acção depende, fundamentalmente, da participação e interesse de ambos.

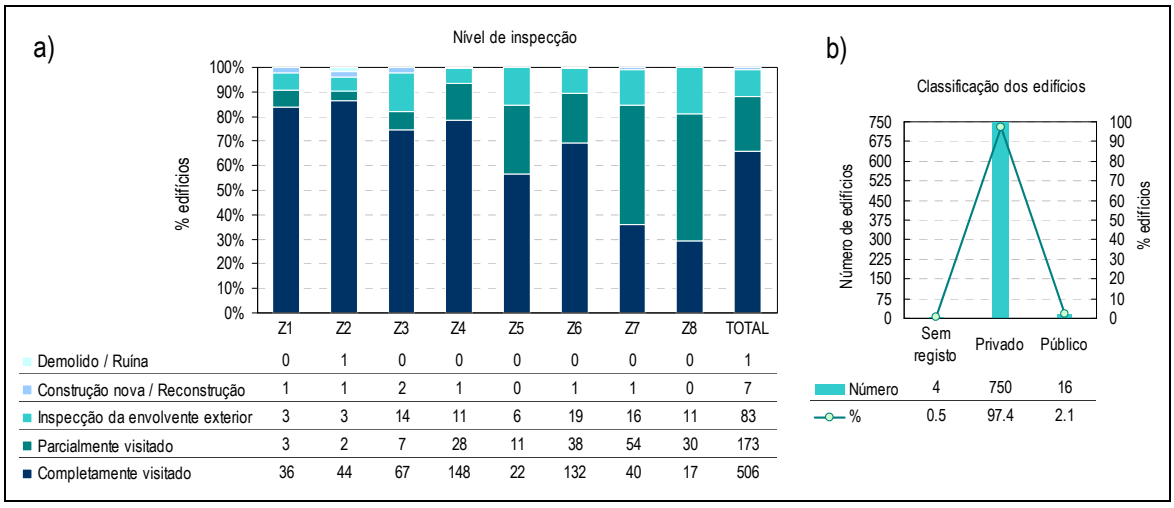


Figura 33: Nível de inspecção e classificação do edificado

A acessibilidade ao edificado, na apertada malha urbana, é caracterizada pelo indicador da Figura 34-a e 34-b. Esta caracterização é de extrema importância quando estamos a tratar de problemas de segurança contra incêndio, nomeadamente nos aspectos relacionados com a possibilidade de propagação, acessibilidade, disponibilidade de meios de extinção e assistência. Estas mesmas preocupações fazem sentido no caso de outras acidentes naturais como o sismo e as cheias. Note-se que cerca de 48% do edificado está servido por acessos com menos de 3m de largura.

Quanto ao modo de implantação dos edifícios, a Figura 34-c torna evidente que a maioria dos edifícios, cerca de 78%, estão dispostos em banda, o que é claramente explicado pela forma de crescimento do edificado no espaço urbano, limitado pela tipologia dos estreitos lotes (época medieval), pela forma de construção, pelo traçado das vias urbanas e ainda por um antigo "sentido de comunidade". Existem 22 edifícios em ruína (ver Figura 34-d), mas alerta-se para o inevitável crescimento deste número, na ausência de uma intervenção

forte e criteriosa, uma vez que são muitos os que estão no chamado estado de pré-ruína e que constituem um perigo eminente. Estes edifícios sucumbem muitas vezes pela acção combinada de um precário estado de conservação e da falta de protecção contra a acção da precipitação contínua e forte (paredes não revestidas, paredes sem capeamento superior, telhados com graves infiltrações, avaria ou ineficiência dos sistemas de drenagem), como se pode constatar pelos muitos casos noticiados pelos diversos centros urbanos do país. O conceito de pré-ruína é difícil de estabelecer porque depende de muitas variáveis. Cada técnico pode criar a sua própria imagem neste domínio, a partir dos diversos resultados apresentados neste trabalho. A capacidade da autarquia para responder adequadamente a estas situações é presentemente muito limitada, recorrendo a obras coercivas para resolver alguns casos mais gravosos que põem em causa a segurança dos residentes, dos cidadãos em geral e dos edifícios contíguos.

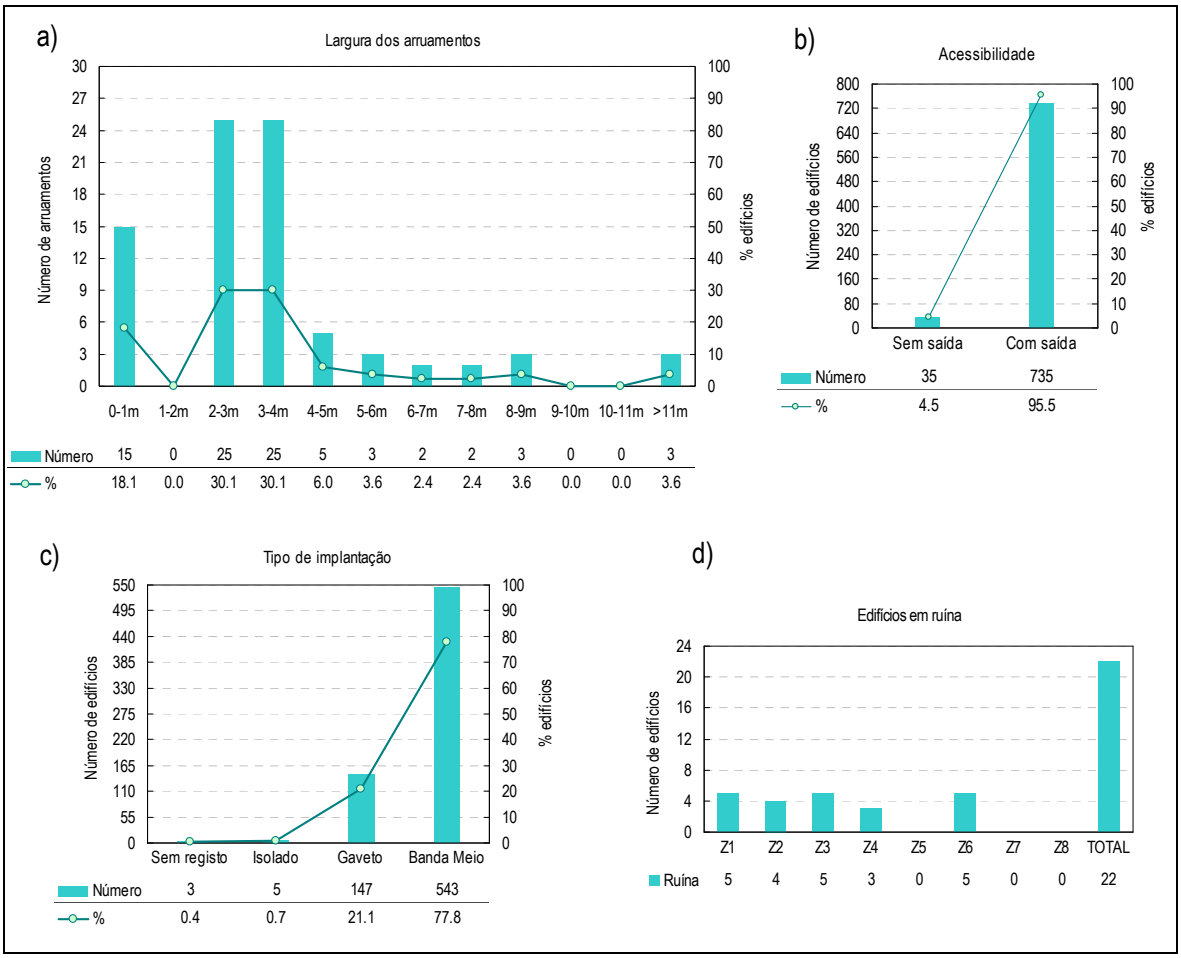


Figura 34: Indicadores de acessibilidade, tipo de implantação e edifícios em situação de ruína

Da Figura 35-a, observa-se uma distribuição normal dos registos de altimetria do edificado. Cerca de 60% do edificado tem até quatro pisos de altura acima do solo. Observa-se na Figura 35-c que a zona Z5 é aquela com edifícios de maior altura, isto porque são edifícios com duas frentes a diferentes cotas (Rua Ferreira

Borges e Praça do Comércio), de valor arquitectónico acrescentado. A percentagem de edifícios com pisos enterrados é diminuta, no entanto, são os edifícios com mais de 5 pisos que representam cerca de 76% dos edifícios com caves. Estes edifícios, pelo seu porte, gozam em geral de um tecnologia de construção e materiais de superior qualidade, apresentando em muitos casos caves ou semi-caves. Os espaços comuns a conjuntos de edifícios (por exemplo, logradouros, pátios, etc.) existem em número apreciável, mas a sua distribuição pelo espaço urbano e quarteirão a quarteirão não é uniforme (ver Figura 36-a). Esta situação é agravada pela alteração destes espaços por construções secundárias, por usos e ocupações distintas, constituindo, frequentemente, um factor de insalubridade em vez de constituírem espaços de equilíbrio.

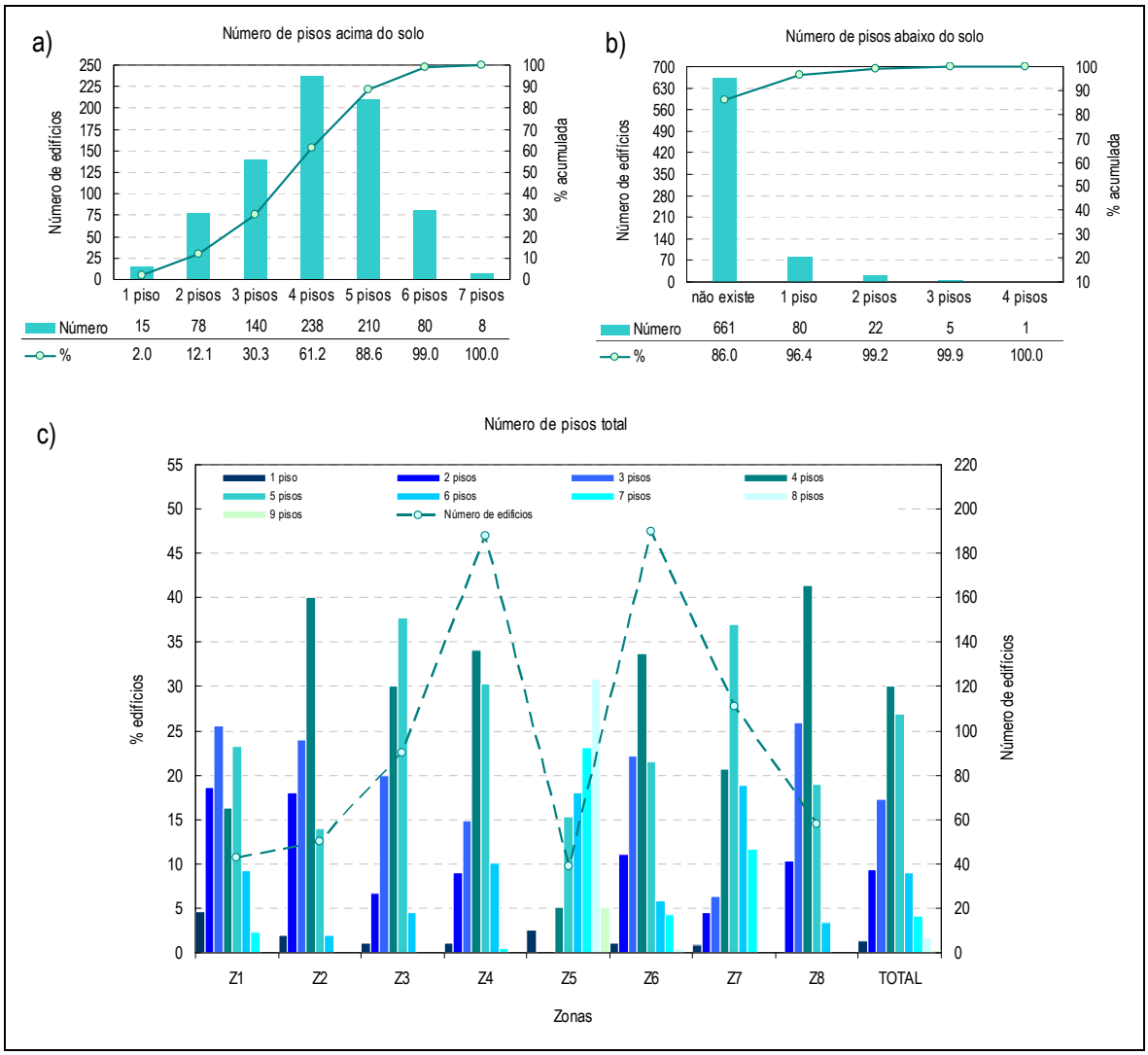


Figura 35: Dados sobre a altura e número de pisos dos edifícios

Na Figura 36-b, apresentam-se os resultados relativos ao número de fachadas "permeáveis" (com vãos), que é, na maioria, apenas duas, o que condiciona significativamente a qualidade do espaço interior.

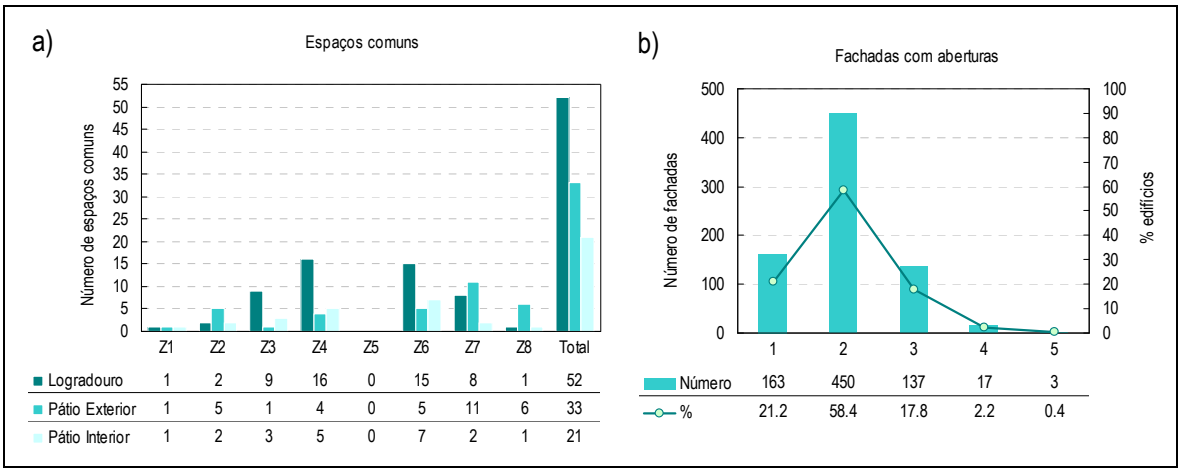


Figura 36: Espaços comuns e fachadas com aberturas

Outro dos aspectos avaliados foi a área de compartimentação interior (ver Figura 37-a e 37-b). Apesar da noção geral de que estes edifícios antigos são constituídos por espaços/compartimentos pequenos, em consequência da sua data de construção e das limitações do desenho urbano e da condição financeira, foi interessante avaliar essas dimensões à luz da regulamentação em vigor [RGEU, 1951].

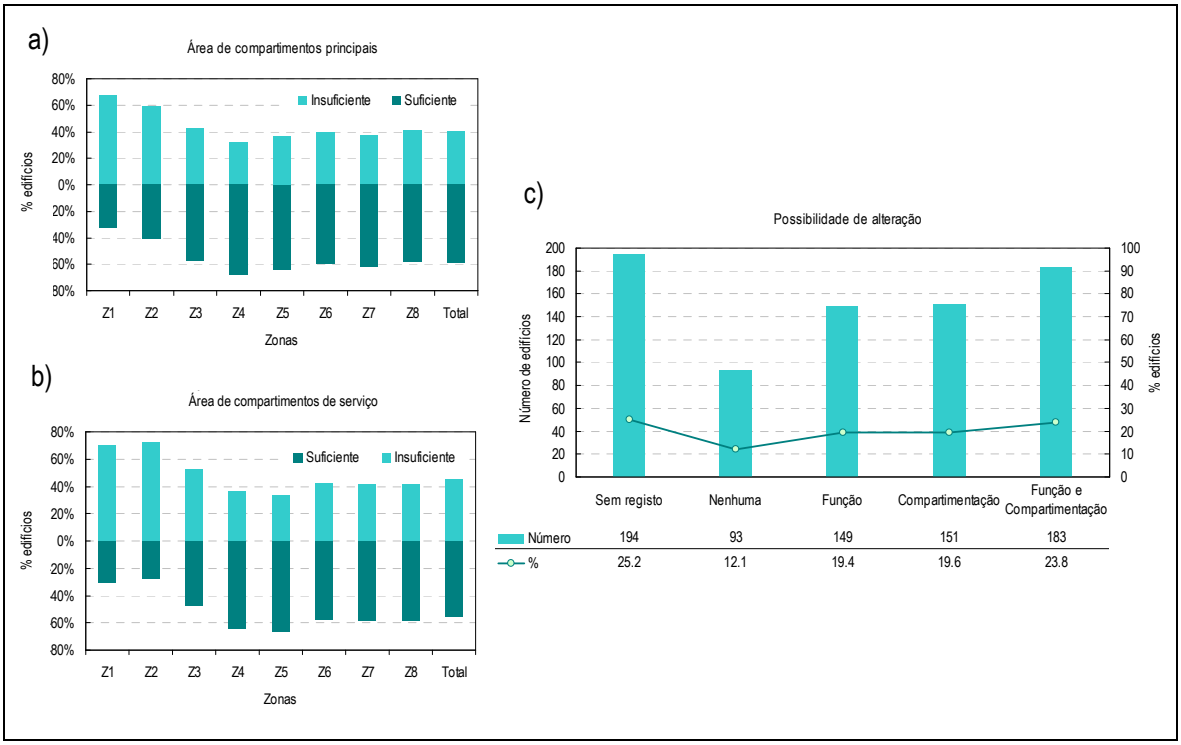


Figura 37: Avaliação da compartimentação interior e possibilidade de alteração dos espaços

Foi ainda avaliada a possibilidade de alteração do espaço em termos de compartimentação e de uso. Analisados os resultados (Figura 37-c), verifica-se que a alteração da compartimentação é possível, em

cerca de 60% dos edifícios, sendo possível alterar em simultâneo a função e a compartimentação num terço destes. Estas alterações só devem ser realizadas com recurso a soluções aligeiradas, e eventual abertura criteriosa de vãos em algumas paredes interiores existentes. A adaptabilidade a outro tipo de função é algo que estes edifícios necessitam de oferecer a determinada escala, sendo imperativo para impulsionar a conservação e manutenção dos mesmos.

3.2.2 Coberturas

As coberturas são, por excelência, o elemento de maior fragilidade e que mais condiciona o estado de conservação de todo o edifício. De seguida, na Tabela 11 estão indicados os resultados que caracterizam as soluções construtivas e materiais encontrados e ainda as anomalias mais recorrentes.

Tabela 11: Resultados da ficha B1 – Avaliação das coberturas

FICHA B1 - Avaliação das coberturas	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe	3.2 Ficha B1	2.1 Ficha B1						1.1 Ficha B2									
1. Geometria da cobertura																				
1.1 Tipo																				
2. Constituição da cobertura																				
2.1 Zona corrente e tipo de revestimento	■	■	■																	
2.2 Visualização pelo interior e inclinação da cobertura		■																		
2.3 Singularidades																				
2.4 Estado de conservação		■		■																
3. Estrutura de suporte																				
3.1 Tipo	■	■	■								■									
3.2 Estado de conservação		■																		
4. Patologias	■		■		■															
5. Evolução das patologias no tempo																				
6. Últimas intervenções de beneficiação	■																			
7. Observações																				

Tecem-se, de seguida, comentários acerca dos vários aspectos assinalados na Tabela 11, com o intuito de fazer a mais fiel interpretação e caracterização deste elemento da envolvente externa. Como já referido na Secção 3.1.2, a dificuldade de acesso pelo interior, para avaliar e registar as características das coberturas, condiciona os resultados obtidos (ver Figura 38-a). No entanto este facto é minorado pela proximidade e semelhança de soluções encontradas em edifícios vizinhos e ao nível do quarteirão e, ainda, pelo facto de ser muito significativa a percentagem de coberturas observadas pelo interior (superior a 70%).

A pendente das coberturas é importante no escoamento das águas pluviais e condiciona a infiltração por acção do efeito combinado do vento com a precipitação. A pendente mínima recomendável é condicionada pelo tipo de telha, geometria, zonamento climático e tipo de exposição que, por sua vez, condiciona o cálculo da acção do vento. O critério para a inclinação mínima utilizado nesta análise (Figura 38-b) foi de 50%, cerca de 26º [MATC, 1999]. Cerca de 32% das coberturas inspeccionadas não têm uma inclinação suficiente, como se verifica pela análise da Figura 38-b.

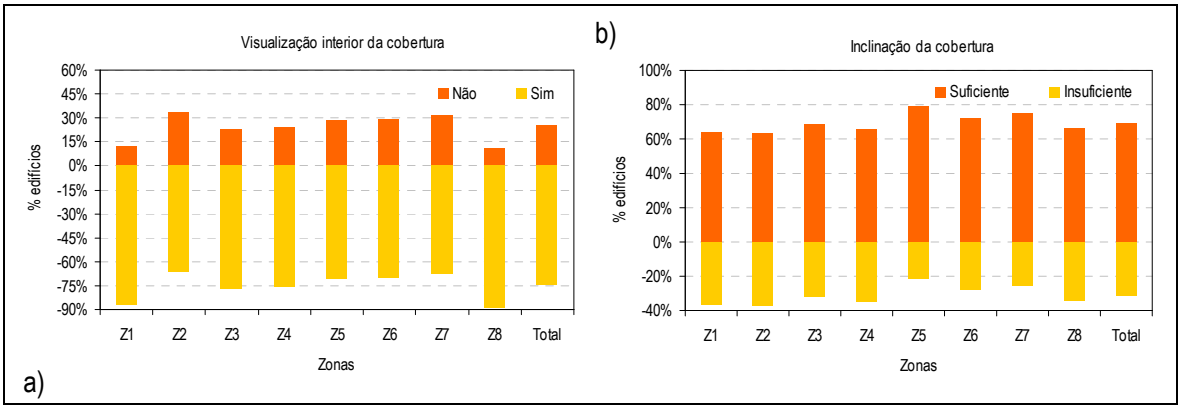


Figura 38: Visualização pelo interior e inclinação das coberturas

A geometria da maioria das coberturas não é complexa. As coberturas inclinadas com duas águas são as mais vulgares (ver Figura 39). A maior complexidade da cobertura, isto é, um maior número de vertentes/águas implica sempre mais pontos singulares e materiais susceptíveis de originar problemas.

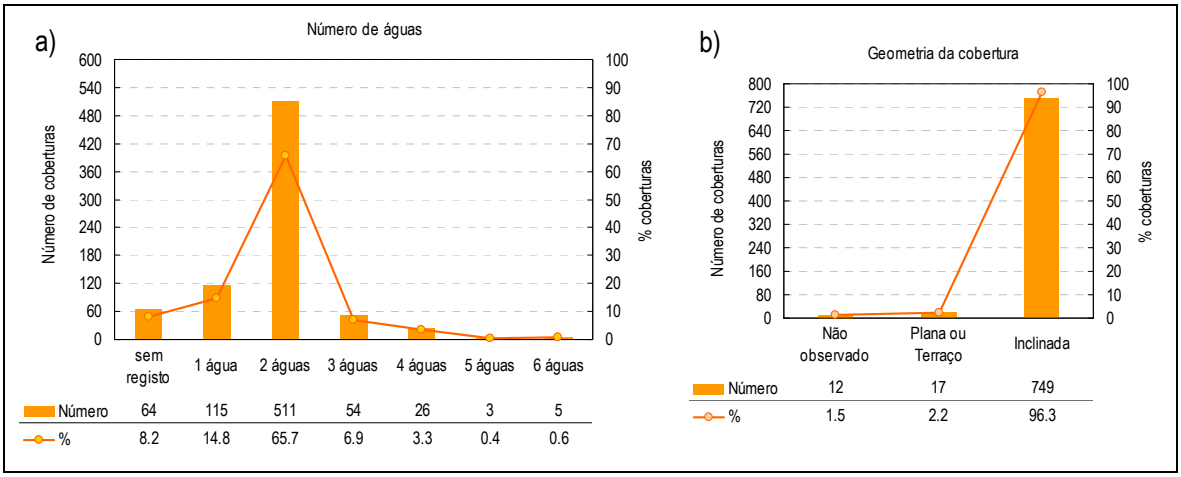


Figura 39: Avaliação do número de águas e geometria da cobertura

Sobre as 778 coberturas analisadas, foram identificados 808 revestimentos. Isto acontece porque existem coberturas com mais do que um tipo de revestimento. Existem casos de utilização de dois tipos de telhas cerâmicas, fruto de reparações e correcções na cobertura e ainda a utilização de chapas contínuas em

coberturas secundárias. Em muitos casos, esta situação corresponde à criação de fragilidades funcionais últimas.

O material de revestimento das coberturas é, na sua grande maioria, telha cerâmica. Notoriamente, a telha tipo lusa e tipo marselha são as mais expressivas com cerca de 35% e 34% respectivamente (ver Figura 40-a). A solução em telha canudo, em geral indicando uma solução original, observou-se em cerca de 14% dos edifícios. Cerca de 15% das coberturas dos edifícios estão revestidas com soluções de chapas em fibrocimento, metálicas ou de vidro. Estes valores indiciam duas situações: o uso da telha tipo lusa que se presume estar associada a acções de conservação, e o uso significativo dos revestimentos em chapa como soluções de recurso, mais económicas, mas inadequadas à imagem e valor arquitectónico das soluções e do edificado.

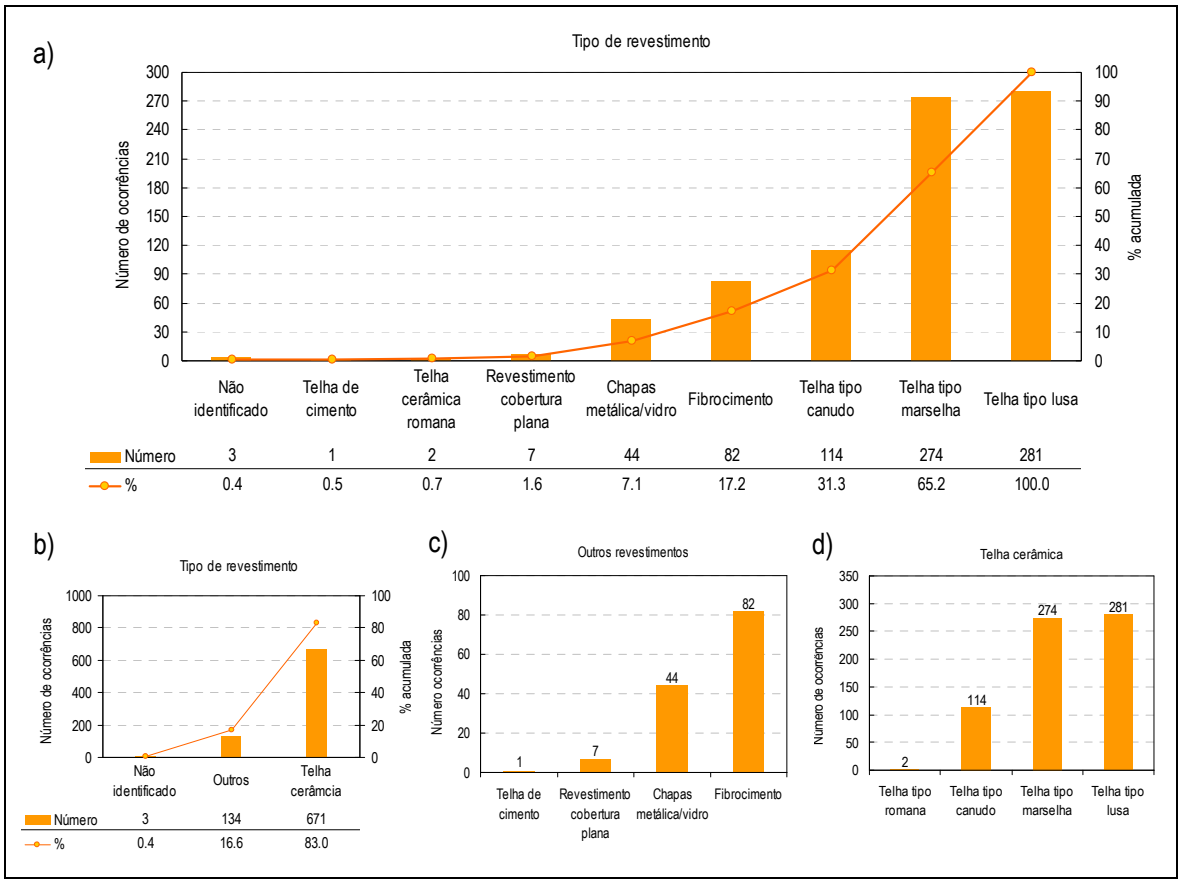


Figura 40: Tipo de revestimento das coberturas

As estruturas de suporte das coberturas, continuam a ser mais expressivas em madeira (60%). No entanto, regista-se uma preocupante proliferação de soluções em betão armado, como se visualiza na Figura 41-a. Apenas foi possível identificar a tipologia das coberturas em estrutura de madeira em 74% dos casos, dos quais a maioria corresponde à solução de apoio sobre as paredes meeiras (ver Figura 41-c). Apenas 43 dos

casos apresentam asnas fechadas (asnas com linha inferior contínua), quando os vãos envolvidos também são maiores e existe uma maior nobreza construtiva. As estruturas consideradas, mistas, são constituídas pela combinação das outras tecnologias de construção de pavimentos.

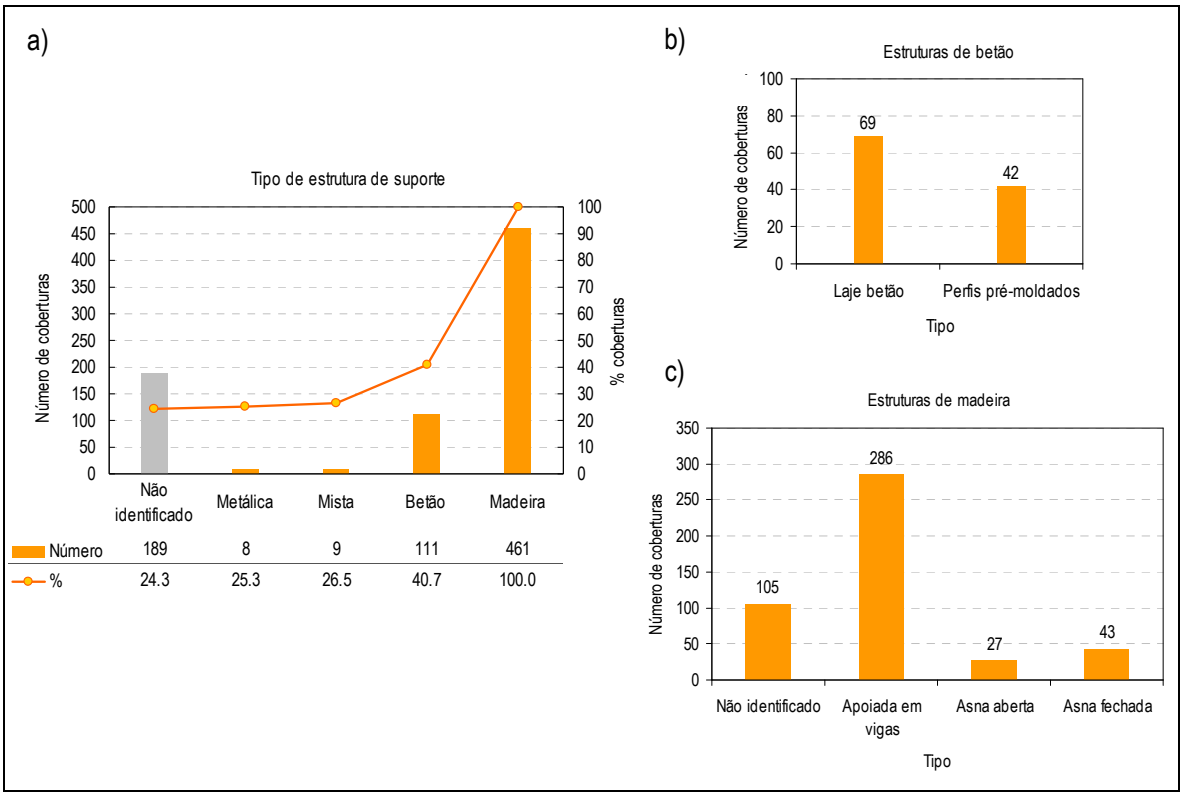


Figura 41: Tipo de suporte das coberturas

A distribuição dos tipos de soluções de revestimento e de tipologia construtiva, por zonas, pode ser observada na Figura 42-a e 42-b.

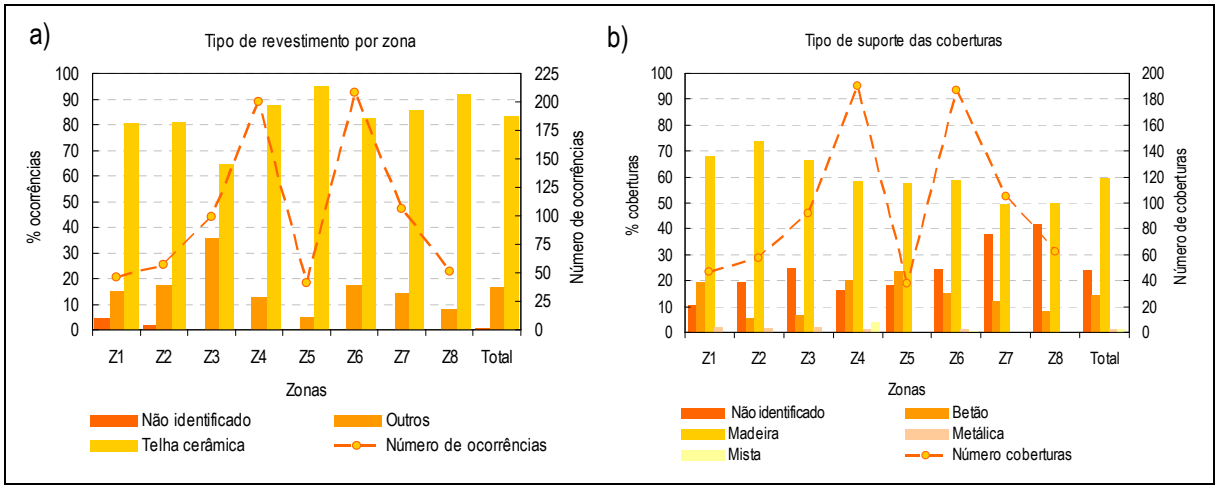


Figura 42: Tipo de revestimento e suporte das coberturas por zonas

Dos edifícios com coberturas em betão armado, interessa identificar aqueles com estrutura resistente em alvenaria. Identificaram-se cerca de 47 casos de coberturas constituídas por elementos de betão armado em edifícios com estrutura em alvenaria resistente (ver Figura 43-a e 43-b para resultados gerais e por zona). Estes casos devem ser analisados com maior cuidado no que diz respeito à segurança estrutural, no caso de acções sísmicas, e ainda avaliados quais os danos que poderão ter tido origem em acções desta natureza.

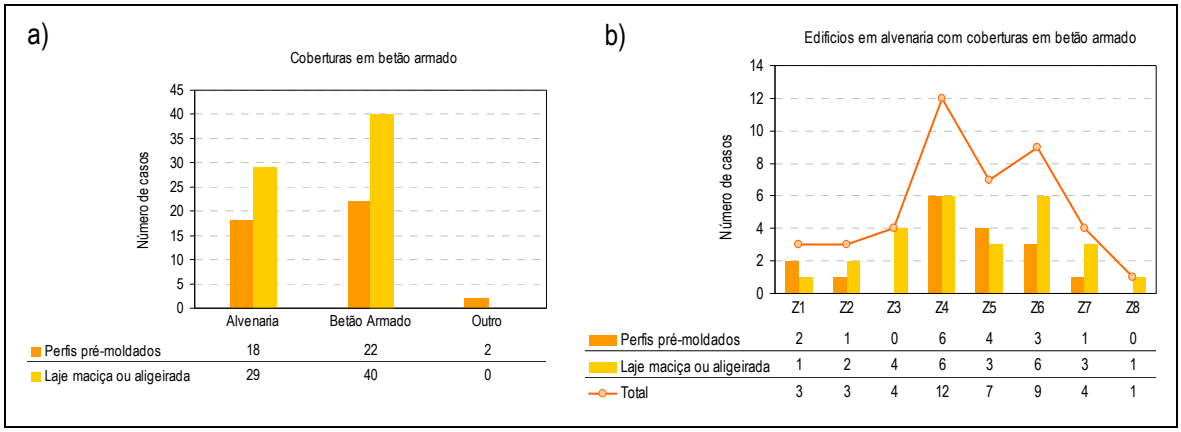


Figura 43: Identificação de coberturas em betão armado

No que diz respeito ao levantamento das anomalias das coberturas, diversos são os problemas que se observaram, desde problemas de humidade, degradação e envelhecimento dos materiais, erros de concepção, negligência na execução, fissuração e fractura do revestimentos e deformações dos sistemas de suporte. Os problemas de formação de musgos e bolores atingem mais de 50% das coberturas, as infiltrações mais de 30% do total e os problemas de deformabilidade do suporte atingem mais de 20% (ver número de ocorrências na Figura 44).

A garantia da estanquidade das coberturas é essencial. A acção da água é a mais problemática e tem consequências directas sobre os elementos subjacentes à cobertura. As infiltrações surgem sempre associadas a outros problemas e são potenciadas por diferentes situações. Na Figura 45-a, podemos observar a associação dos problemas de infiltração com potenciais causas. Verifica-se que mais de 55% dos casos com deformação dos elementos de suporte, têm problemas de infiltração associados. A acção combinada da falta de acções de manutenção, envelhecimento e degradação das soluções estão na origem de muitos dos problemas observados.

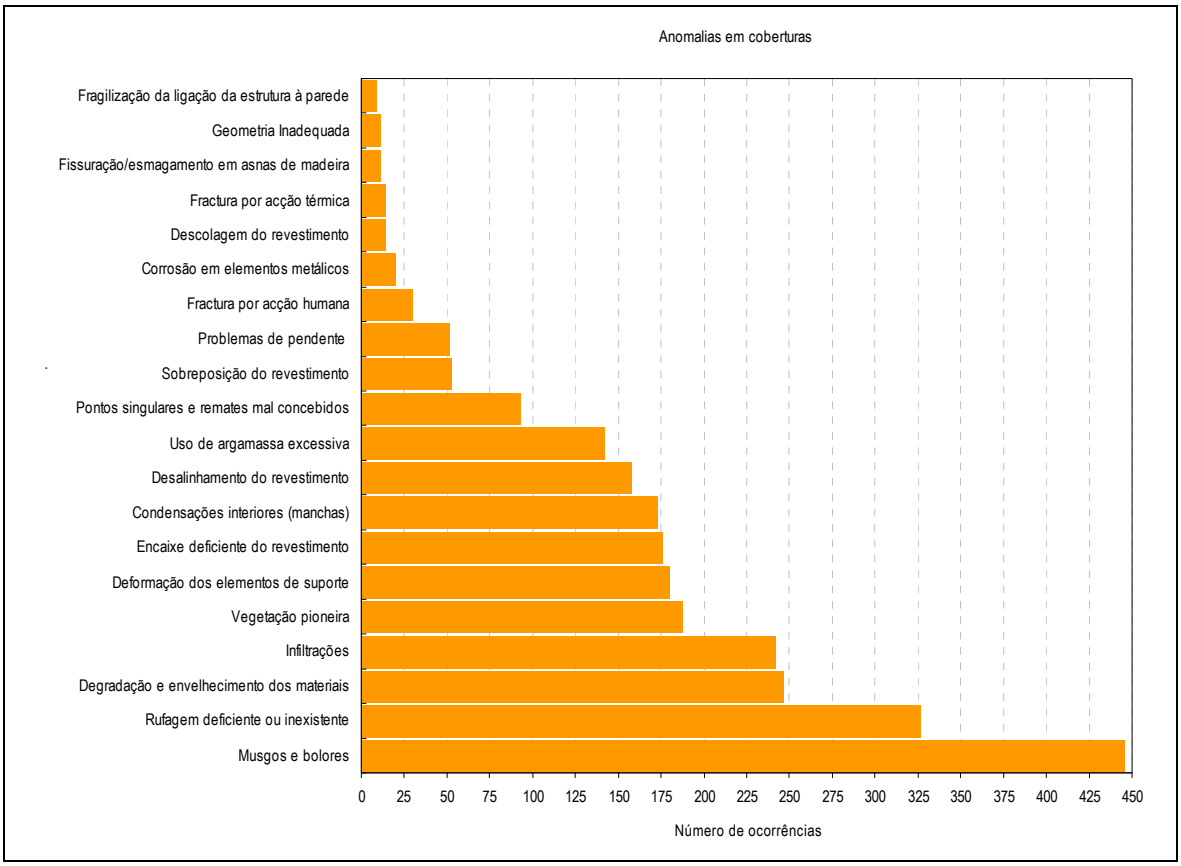


Figura 44: Anomalias em coberturas

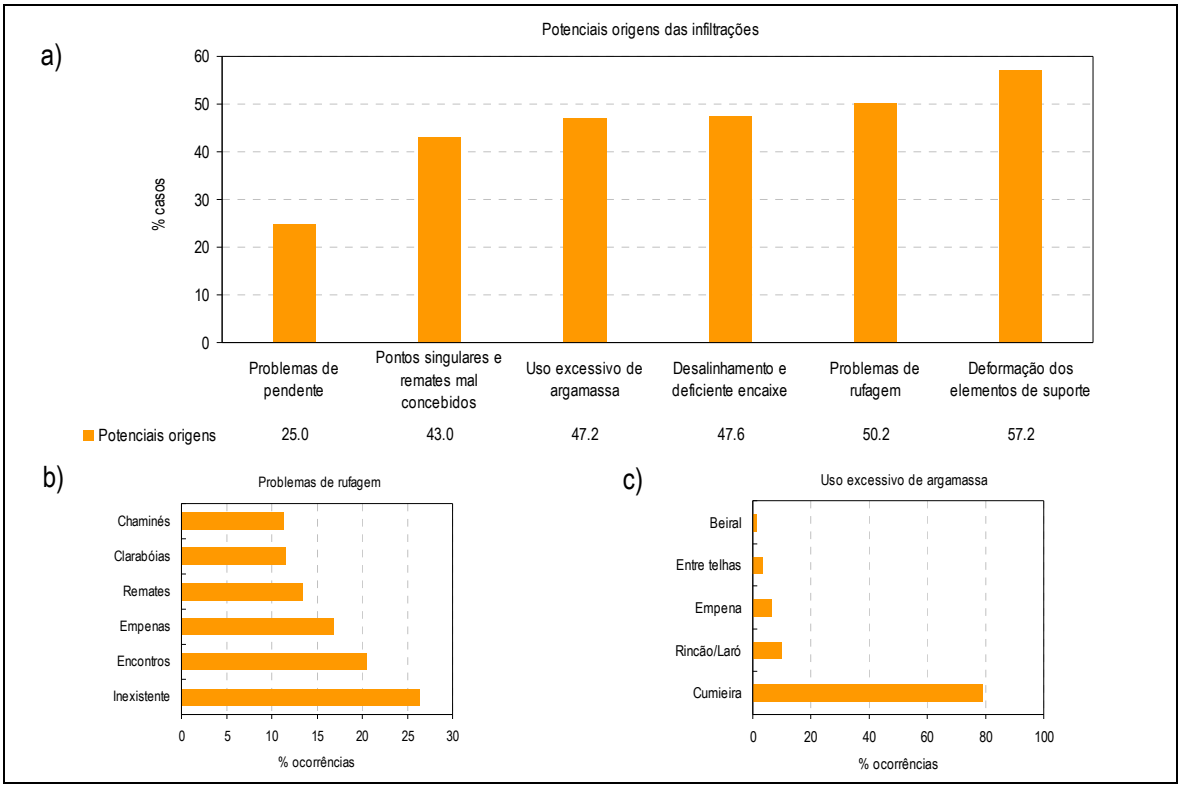


Figura 45: Anomalias associadas a problemas de infiltração, rufagem e uso excessivo de argamassa

Na Figura 46-a e 46-b observa-se a distribuição de anomalias pelos dois grandes grupos de revestimentos de coberturas, com telha cerâmica e outros tipos de revestimentos. A distribuição de problemas é muito semelhante nos dois grupos.

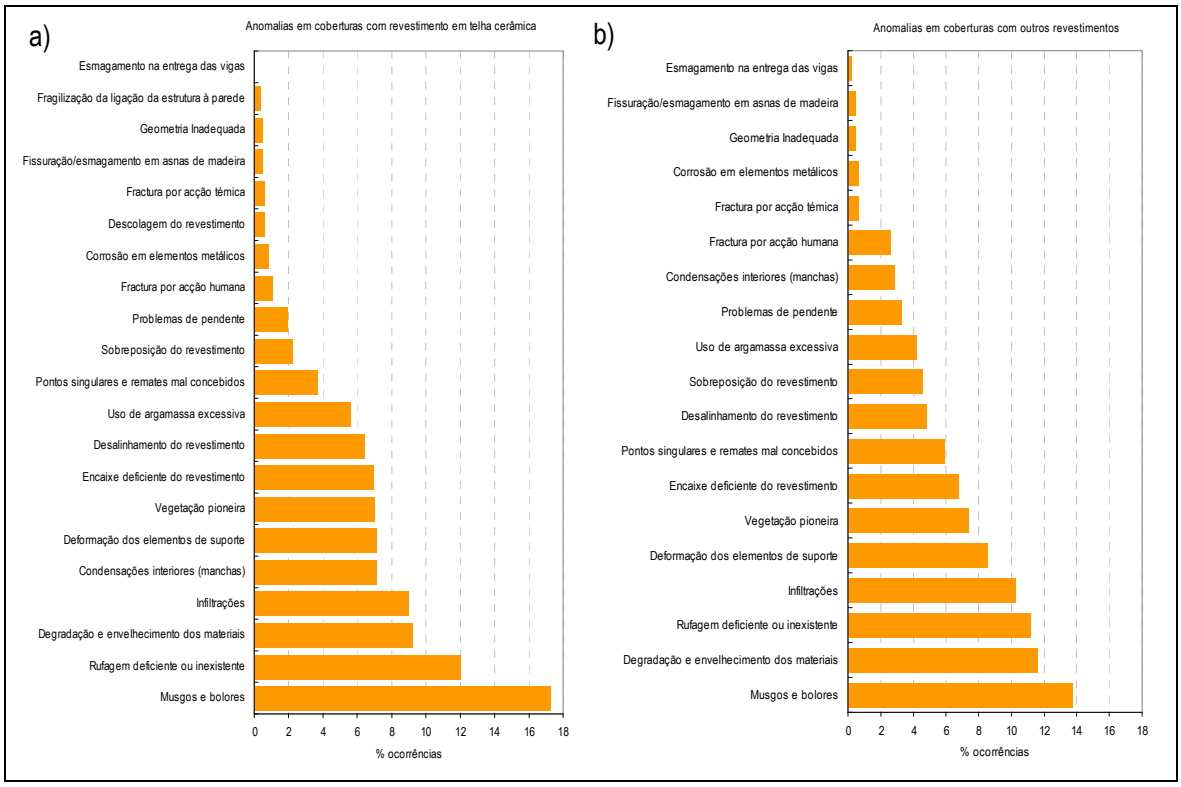


Figura 46: Anomalias em coberturas: a) Revestidas em telha cerâmica; b) Outros tipos de revestimentos

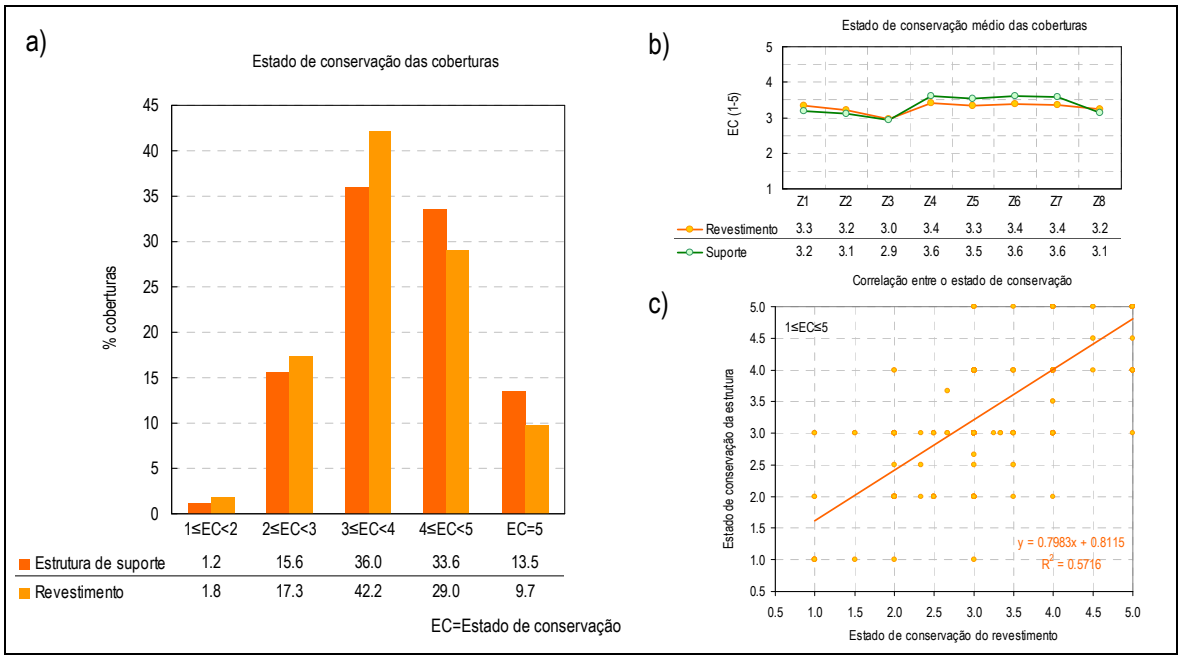


Figura 47: Indicadores do estado de conservação das coberturas

No que diz respeito ao estado de conservação das coberturas, tanto o suporte como o revestimento apresentam valores muito próximos (ver Figura 47-a e 47-b). Este facto evidencia uma indissociável relação entre o estado de conservação do suporte e do revestimento, na maioria dos casos, como indicado na Figura 47-c.

Por último, constatou-se que, de todas as coberturas inspeccionadas, apenas uma baixa percentagem (4%) incluem na sua constituição algum tipo de isolamento térmico (em 90% dos casos foi observado o poliestireno extrudido).

3.2.3 Paredes de fachada

As paredes envolventes são o rosto e imagem das zonas urbanas. A sua constituição e tipologia estão condicionadas à disponibilidade dos materiais locais (neste caso a pedra de origem calcária) e das técnicas construtivas de cariz regional, bem como à época de construção e tipo de meio urbano em que se inserem. Na Tabela 12 estão indicados os resultados mais interessantes do ponto vista da caracterização e identificação de anomalias.

De entre as alvenarias de pedra incluem-se as de pedra calcária de melhor qualidade com visíveis sinais de cuidado no assentamento e aparelho, e as alvenarias de menor qualidade, constituídas por pedras irregulares e fragmentos de pedra argamassadas com cal ou barro. As paredes de alvenaria de pedra são as mais expressivas com cerca de 95% dos casos (ver Figura 48-a). As alvenarias de taipa não são comuns em paredes de fachada, surgindo casos pontuais em paredes interiores ou meeiras. Em 66 casos existe uma heterogeneidade do material de constituição do suporte.

Tabela 12: Resultados da ficha B2 – Avaliação das paredes de alvenaria

FICHA B2 - Avaliação das paredes de alvenaria	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe	2.2 Ficha B2							1.4 Ficha A									
1. Constituição do suporte																				
1.1 Tipo e espessura	■	■	■								■									
1.2 Função e caraterísticas	■																			
1.3 Estado de conservação		■		■																
2. Revestimento																				
2.1 Zona corrente e tipo de revestimento	■	■	■																	
2.2 Estado de conservação		■																		
3. Patologias	■		■								■									
5. Evolução das patologias no tempo																				
6. Últimas intervenções de beneficiação																				
7. Observações																				

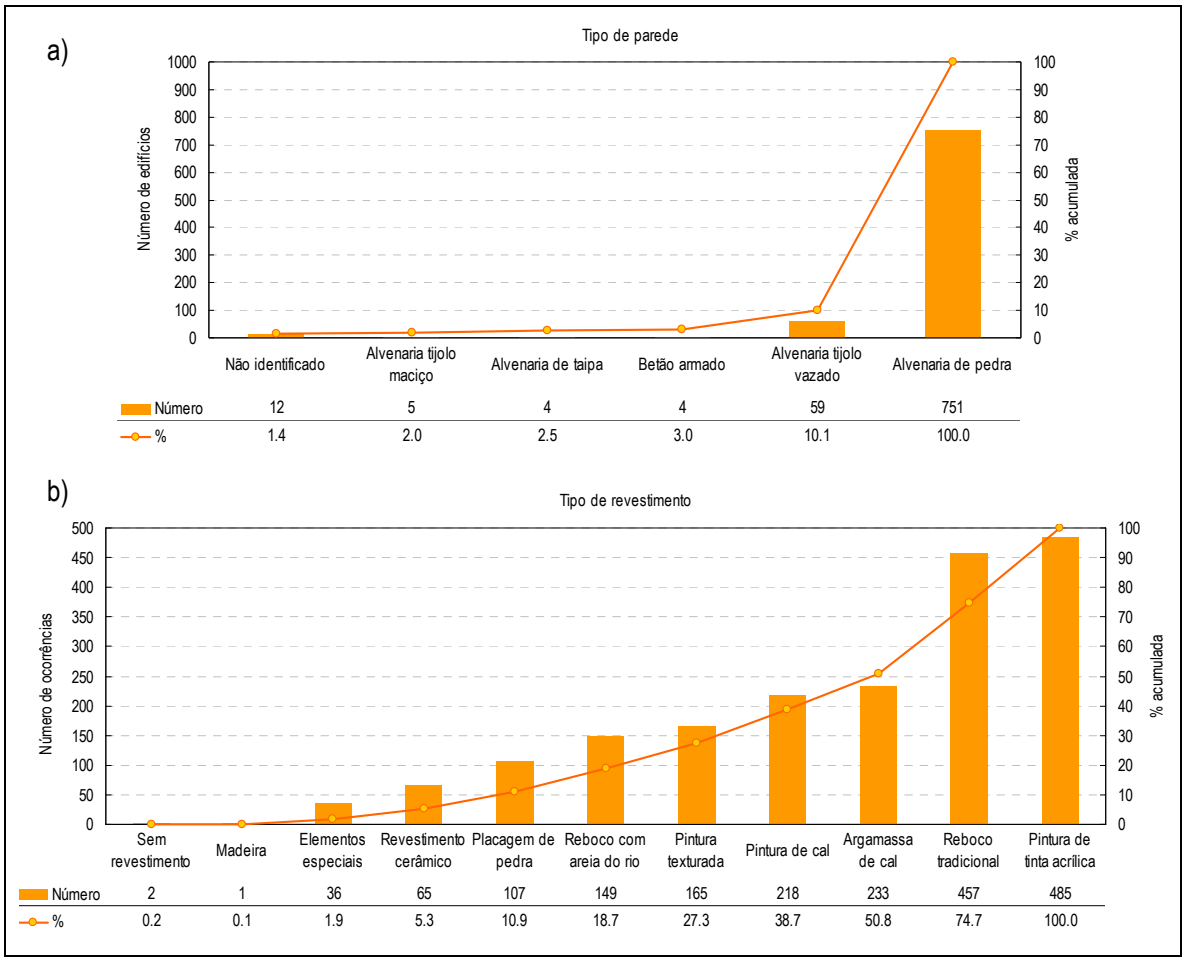
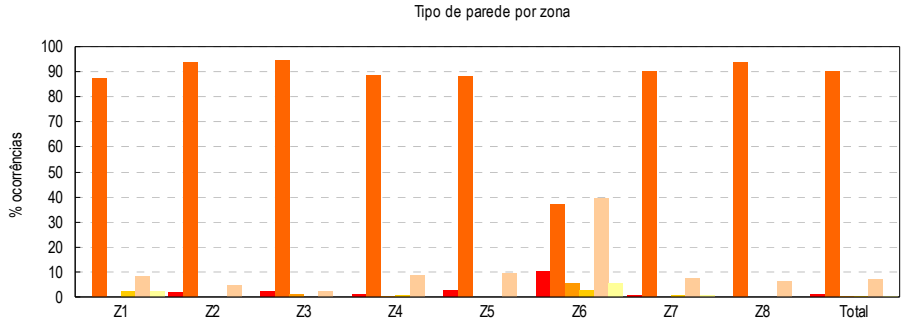


Figura 48: Tipo de parede e revestimento

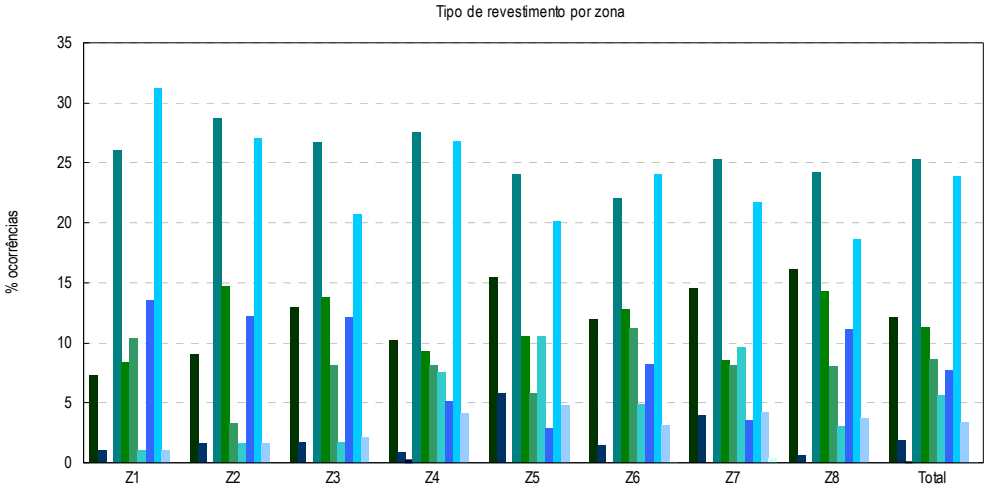
Os revestimentos registados são tão diversos que, em mais de 50% dos casos, coexiste mais do que um tipo de revestimento por edifício. Dos resultados observados na Figura 48-b é preocupante verificar que em cerca de 25% dos edifícios existem revestimentos finais à base de tintas plásticas/acrílicas e rebocos com base cimentícia, fruto de intervenções recentes e em geral questionáveis, face à sua incompatibilidade com o existente e com a envolvente. Apenas em 12% dos edifícios foi observado revestimento de argamassa de cal e pintura de cal, valores muito reduzidos para estes tipos de revestimento e acabamento tradicional. Em cerca de 9% foram observados rebocos originais utilizando areia do rio (crivada e não crivada). Na Figura 49-a e 49-b observa-se a distribuição de tipo de parede e soluções de revestimento por zona. Os resultados por zonas, revelam a expressiva presença de paredes de alvenaria de pedra com excepção da zona Z6, devendo-se ao facto de ser uma área já muito intervencionada (ver Figura 49-b).

a)



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Total
Não identificado	0.0	1.6	2.2	1.4	2.4	10.5	0.8	0.0	1.4
Alvenaria de pedra	87.8	93.7	94.6	88.4	88.1	36.8	89.9	93.7	89.9
Alvenaria de taipa	0.0	0.0	1.1	0.5	0.0	5.3	0.0	0.0	0.5
Alvenaria de tijolo maciço	2.0	0.0	0.0	1.0	0.0	2.6	0.8	0.0	0.6
Alvenaria de tijolo furado	8.2	4.8	2.2	8.7	9.5	39.5	7.6	6.3	7.1
Betão armado	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	0.8	0.0	0.5

b)



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Total
Argamassa de cal	7.3	9.0	12.9	10.2	15.4	11.9	14.6	16.1	12.1
Elementos especiais/decorativos	1.0	1.6	1.7	0.9	5.8	1.5	3.9	0.6	1.9
Madeira	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
Pintura tinta acrílica	26.0	28.7	26.7	27.5	24.0	22.1	25.3	24.2	25.3
Pintura de cal	8.3	14.8	13.8	9.3	10.6	12.7	8.5	14.3	11.4
Pintura texturada	10.4	3.3	8.2	8.2	5.8	11.3	8.2	8.1	8.6
Placagem de pedra	1.0	1.6	1.7	7.5	10.6	4.9	9.6	3.1	5.6
Reboco com areia do rio	13.5	12.3	12.1	5.1	2.9	8.3	3.6	11.2	7.8
Reboco tradicional	31.3	27.0	20.7	26.8	20.2	24.0	21.7	18.6	23.8
Revestimento cerâmico	1.0	1.6	2.2	4.2	4.8	3.2	4.3	3.7	3.4
Sem revestimento	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.4	0.0	0.1

Figura 49: Tipo de parede e revestimento por zona

Cerca de 88% das paredes têm redução de espessura em altura. A espessura média ao nível do piso térreo é de cerca de 67 cm, e mais de 80% das paredes têm espessura acima dos 60 cm. No entanto, existe uma pequena dispersão (ver Figura 50-c), evidenciando soluções muito esbeltas que na maioria dos casos não têm uma função resistente importante.

Registado o número de ocorrências de outros tipos de anomalias em paredes de fachada, verifica-se que os problemas de aspecto, degradação e envelhecimento são sistemáticos e atingem uma maioria de 50% (ver Figura 51).

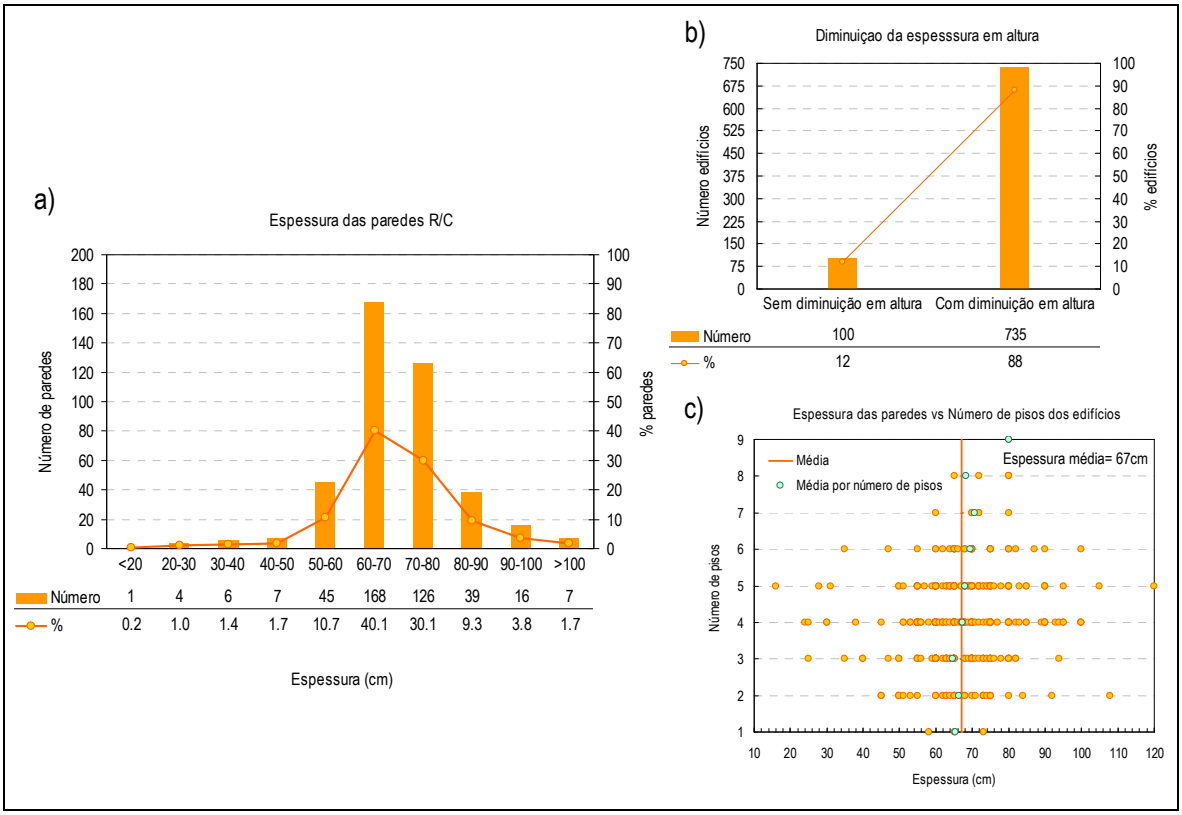


Figura 50: Indicadores acerca da espessura das paredes de fachada

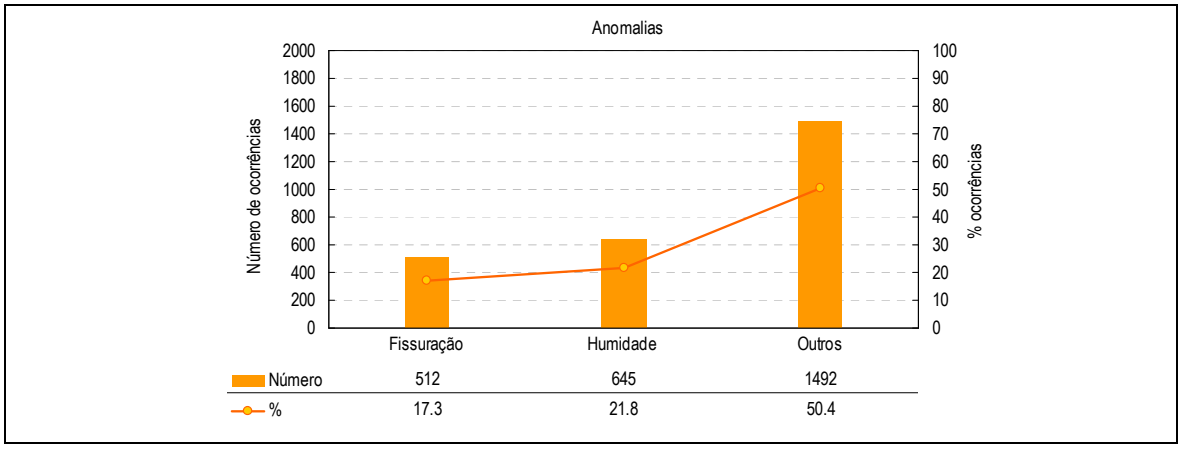


Figura 51: Anomalias em paredes de fachada

Os problemas de humidade atingem cerca de 42% do edificado, a fissuração cerca de 32% e os problemas de envelhecimento e degradação cerca de 35% (ver Figura 51). Os problemas de fissuração mais relevantes ocorrem nas zonas de concentração de tensões junto dos vãos (Figura 52-a). No entanto, este tipo de

fissuração pode estar associada a outras causas, também aqui analisadas. A fissuração associada ao assentamento das paredes (geralmente devido ao assentamento diferencial de fundações) atinge cerca de 16% do edificado.

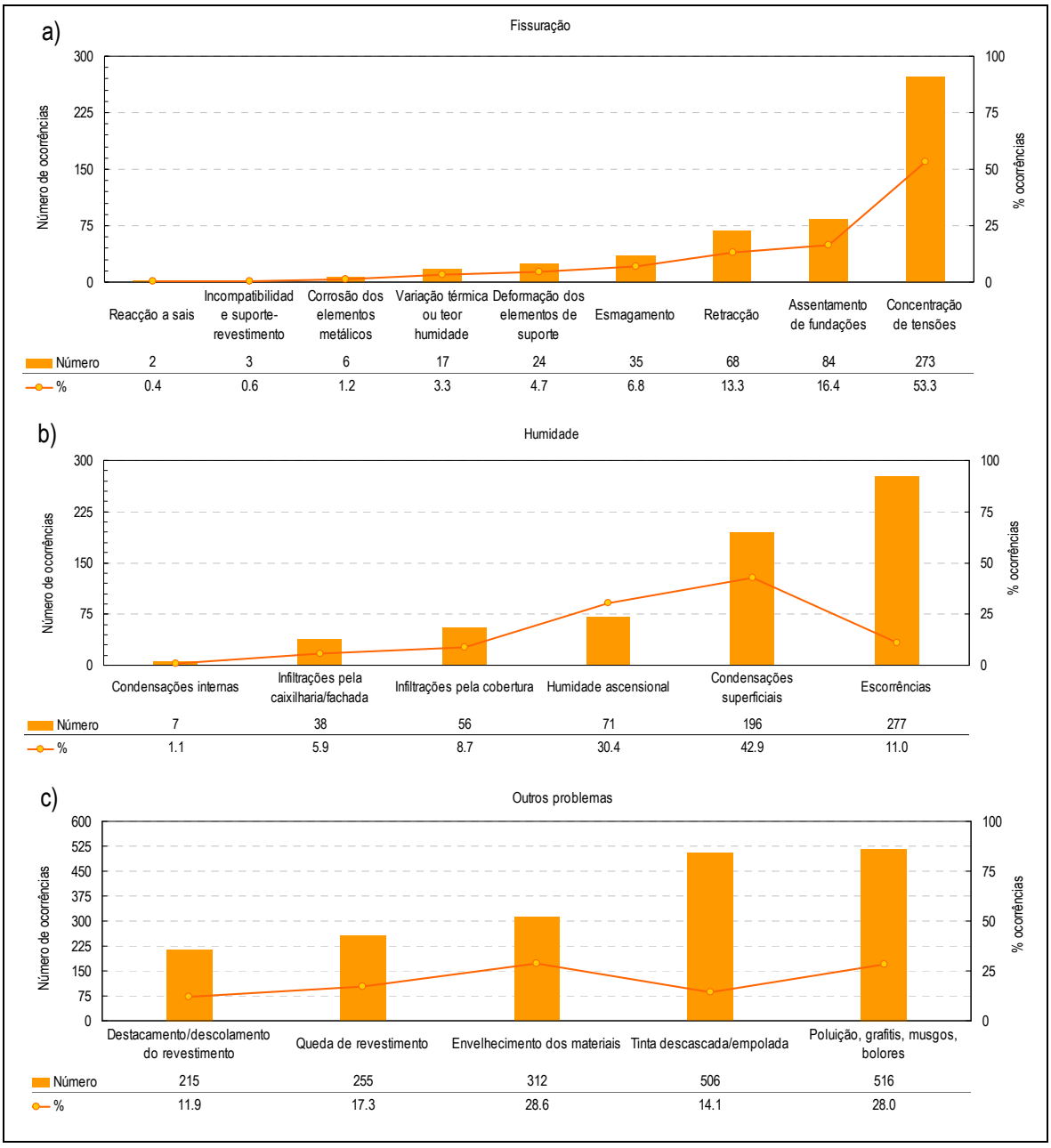
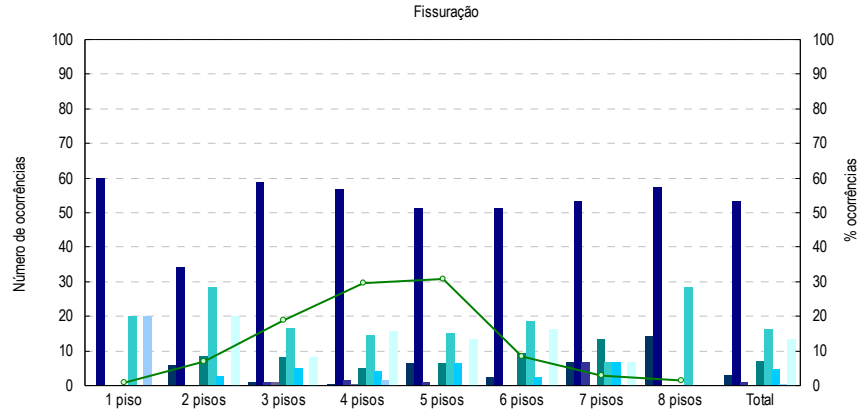


Figura 52: Grupos de anomalias em paredes de fachada (fissuração, humidade e outros)

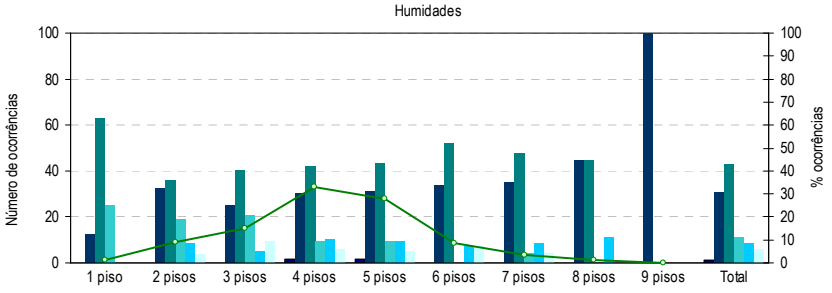
Os problemas de humidade (ver Figura 52-b) prendem-se essencialmente com as escorrências sobre a fachada devido a um deficiente sistema de drenagem de águas pluviais, de problemas junto dos beirais, das condensações superficiais que ocorrem na face interior das paredes e ainda consequente de problemas de humidade ascensional ao nível do piso térreo.

a)



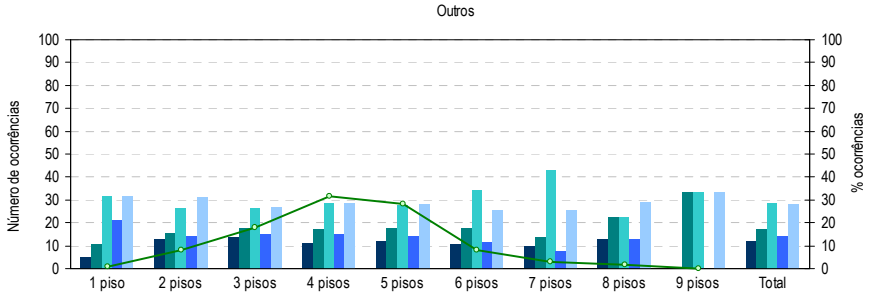
	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos	6 pisos	7 pisos	8 pisos	Total
Variação térmica e/ou teor humidade	0.0	5.7	1.0	0.7	6.3	2.3	6.7	14.3	3.3
Concentração de tensões	60.0	34.3	58.8	56.6	51.3	51.2	53.3	57.1	53.3
Corrosão dos elementos metálicos	0.0	0.0	1.0	1.3	1.3	0.0	6.7	0.0	1.2
Reacção a sais	0.0	0.0	1.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4
Esmagamento	0.0	8.6	8.2	5.3	6.3	9.3	13.3	0.0	6.8
Assentamento de fundações/paredes	20.0	28.6	16.5	14.5	15.2	18.6	6.7	28.6	16.4
Deformação excessiva dos elementos de suporte	0.0	2.9	5.2	3.9	6.3	2.3	6.7	0.0	4.7
Incompatibilidade suporte-revestimento	20.0	0.0	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6
Retracção	0.0	20.0	8.2	15.8	13.3	16.3	6.7	0.0	13.3
% Edifícios	0.98	6.84	18.95	29.69	30.86	8.40	2.93	1.37	

b)



	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos	6 pisos	7 pisos	8 pisos	9 pisos	Total
Condensações internas	0.0	0.0	0.0	1.9	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1
Condensações superficiais	12.5	32.8	24.7	30.0	31.1	33.9	34.8	44.4	100.0	30.4
Escorrências	62.5	36.2	40.2	42.3	43.3	51.8	47.8	44.4	0.0	42.9
Humidade ascensional	25.0	19.0	20.6	9.4	9.4	0.0	4.3	0.0	0.0	11.0
Infiltrações pela cobertura	0.0	8.6	5.2	10.3	9.4	7.1	8.7	11.1	0.0	8.7
Infiltrações pela caixilharia/fachada	0.0	3.4	9.3	6.1	5.0	7.1	4.3	0.0	0.0	5.9
% Edifícios	1.24	8.99	15.04	33.02	27.91	8.68	3.57	1.40	0.16	

c)



	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos	6 pisos	7 pisos	8 pisos	9 pisos	Total
Destacamento/descolamento do revestimento	5.3	12.7	13.9	11.1	12.2	10.9	9.8	12.9	0.0	11.9
Envelhecimento dos materiais	10.5	15.3	17.6	17.2	17.8	17.7	13.7	22.6	33.3	17.3
Poluição, grafitis, musgos, bolores	31.6	26.7	26.5	28.5	27.8	34.0	43.1	22.6	33.3	28.6
Queda de revestimento	21.1	14.0	15.1	14.8	14.1	11.6	7.8	12.9	0.0	14.1
Tinta descascada/empolada	31.6	31.3	26.9	28.5	28.0	25.9	25.5	29.0	33.3	28.0
% Edifícios	1.05	8.31	17.96	31.54	28.27	8.15	2.83	1.72	0.17	

Figura 53: Anomalias em paredes de fachada em função da altura dos edifícios

Observando estes resultados, distribuídos de acordo com a altura dos edifícios, nota-se a uniformidade de distribuição dos problemas. Os resultados para os edifícios de 9 pisos não têm significado porque só foi observado um caso (ver Figura 53-a, 53-b e 53-c). O estado de conservação do suporte é, em geral, superior ao estado de conservação do revestimento. Este resultado evidencia que o suporte se encontra em melhor condição do que o revestimento, que se encontra degradado, principalmente, pela falta de manutenção e pelas acções climáticas. Apesar da tendência observada, a correlação entre os estados de conservação do suporte e do revestimento é uma correlação baixa. Pela Figura 54-c confirma-se este resultado: em geral, o estado de conservação do suporte é superior ao do revestimento, enquanto que no caso das coberturas, o estado de conservação do suporte e do revestimento era mais próximo. A zona Z3 é a mais crítica de toda a Baixa de Coimbra no que diz respeito ao estado de conservação, que é, aí, medíocre. (ver Figura 54-b). Esta informação poderá orientar uma prioridade de intervenção, já que este estado de conservação afecta em geral todas as construções nesta zona, para diversos tipos de elementos construtivos principais.

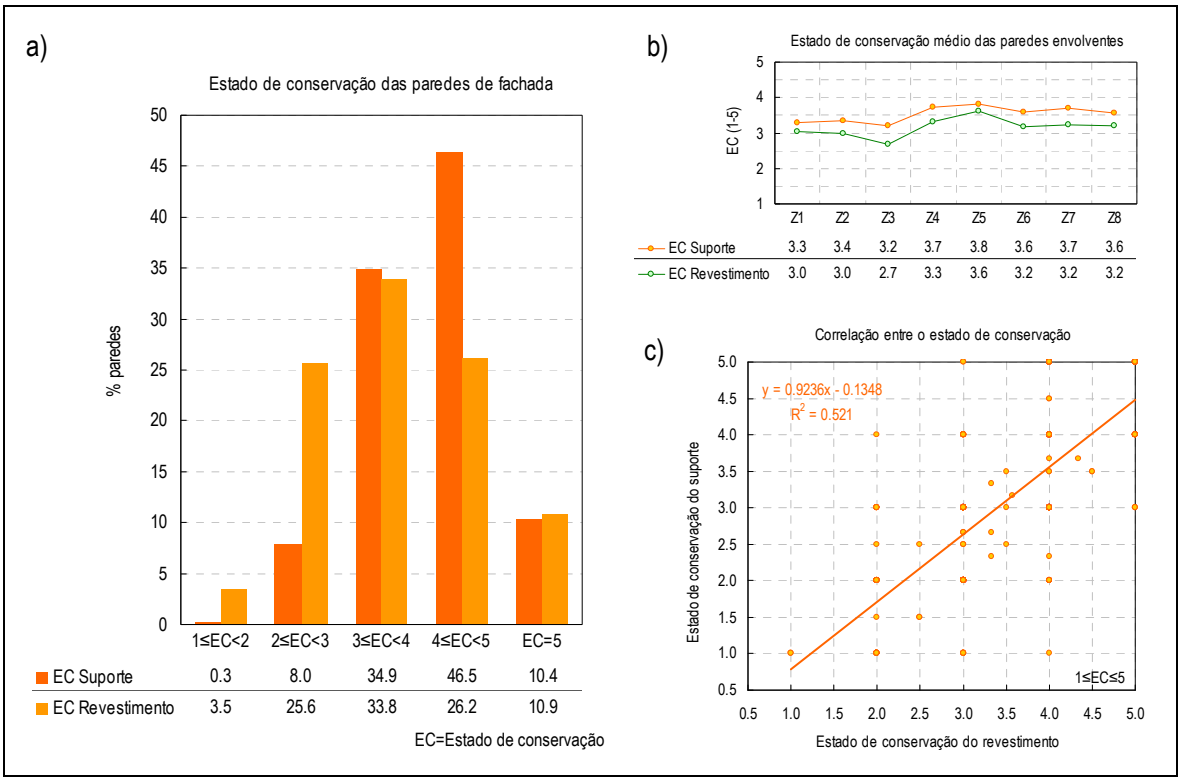


Figura 54: Indicadores do estado de conservação das paredes de fachada

3.2.4 Pavimentos

Na Tabela 13 estão indicados os resultados para os pavimentos. Os pavimentos típicos de barrotes de madeira e soalho pregado existem numa elevada percentagem (superior a 70%), como se observa na Figura 55-a.

Tabela 13: Resultados da ficha B3 – Avaliação dos pavimentos

FICHA B3 - Avaliação dos pavimentos	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe	3.2 Ficha B3							1.1 Ficha B2									
1. Constituição do suporte																				
1.1 Tipo	■	■																		
1.2 Estado de conservação		■		■																
2. Singularidades	■																			
3. Revestimentos	■	■	■																	
3.1 Tipo																				
3.2 Estado de conservação																				
4. Patologias			■								■									
5. Evolução das patologias no tempo																				
6. Últimas intervenções de beneficiação																				
7. Observações																				

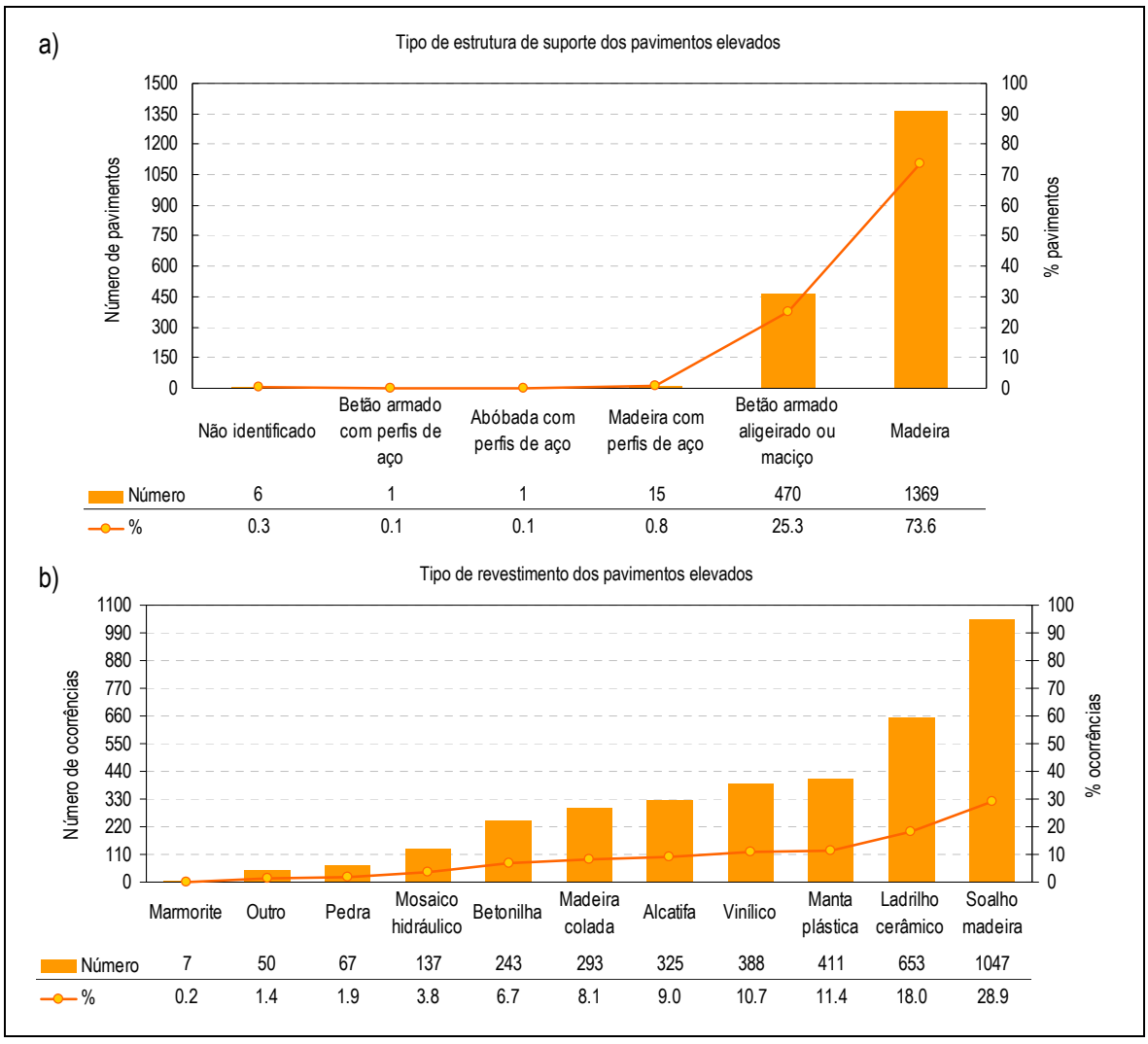
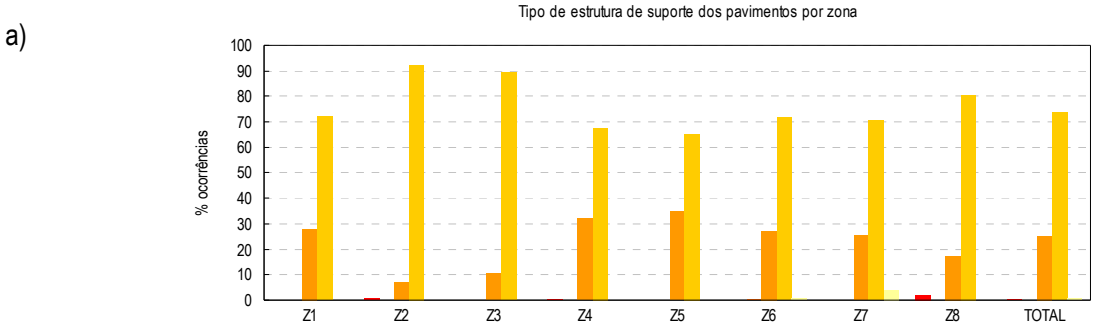


Figura 55: Tipo de estrutura de suporte e revestimento dos pavimentos

As soluções tradicionais em madeira têm sido substituídas, de forma errónea, por pavimentos em betão armado. O registo de outras soluções de suporte dos pavimentos são situações singulares e no caso dos pavimentos com perfis de aço, são na sua maioria situações claras de reforço posterior.

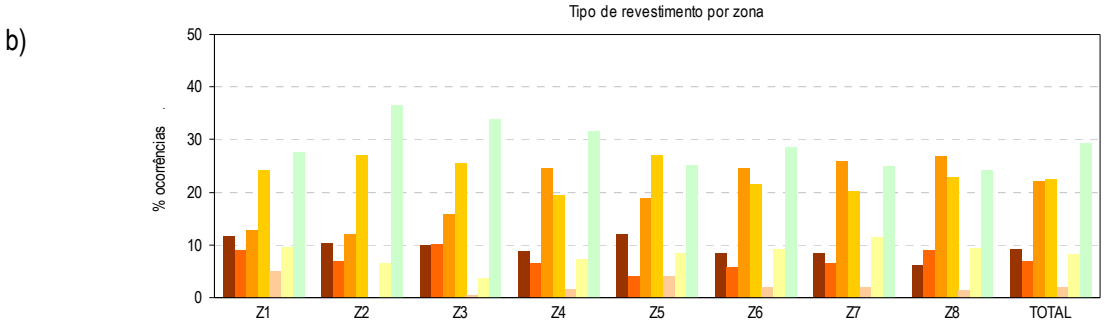
Encontram-se sempre ao nível do fogo/fracção vários revestimentos de pavimentos. A coexistência de mais do que uma solução é comum entre os edifícios. O soalho pregado (29%) é o revestimento mais comum nos compartimentos principais, aparecendo em menor expressão o recurso a alcatifas (9%). Mas nos compartimentos de serviço (instalações sanitárias e cozinhas), o recurso a revestimentos plásticos/vinílicos sobre o soalho de madeira original é muito frequente (22%), (ver Figura 55-b), bem como as betonilhas, particularmente nos casos em que existiram intervenções ou remodelações das redes de abastecimento e drenagem, aproveitando este facto para revestir posteriormente com ladrilho cerâmico. Pela Figura 56-a e 56-b observa-se que a situação por zonas é muito semelhante à situação global para toda a área de estudo.

a)



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	TOTAL
Não identificado	0.0	0.9	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	2.2	0.3
Betão armado com perfis de aço	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
Betão armado (aligeirado ou maciço)	28.1	6.9	10.3	32.1	35.0	27.3	25.5	17.4	25.3
Madeira	71.9	92.2	89.7	67.5	65.0	71.5	70.5	80.4	73.6
Madeira com perfis de aço	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	4.0	0.0	0.8

b)



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	TOTAL
Alcatifa	11.8	10.3	9.9	8.8	12.1	8.4	8.4	6.3	9.1
Betonilha	9.0	7.0	10.2	6.6	4.2	5.9	6.6	9.0	7.0
Ladrilho cerâmico ou mosaico	12.9	12.2	15.9	24.7	18.9	24.6	25.9	26.9	22.1
Manta plástica ou vinílico	24.2	27.2	25.6	19.6	27.2	21.6	20.4	22.9	22.4
Pedra	5.1	0.0	0.7	1.6	4.2	1.9	2.0	1.3	1.9
Madeira colada	9.6	6.6	3.8	7.1	8.3	9.1	11.6	9.4	8.2
Madeira pregada	27.5	36.6	34.0	31.7	25.3	28.4	25.1	24.2	29.3

Figura 56: Tipo de estrutura de suporte e revestimento dos pavimentos por zonas

O recurso à inclusão de pavimentos de betão armado nas obras de reabilitação é infelizmente uma prática corrente. Da consulta da Figura 57, verifica-se que existem 54 edifícios com pavimentos em betão armado aligeirado, associados a estruturas resistentes em alvenaria, e cerca de 57 edifícios em que foi introduzido um pavimento em betão armado, usualmente utilizado nas lajes de tecto de espaços comerciais ou, ainda parcialmente, nos casos de incorporação de instalações sanitárias, escadas de acesso, etc.

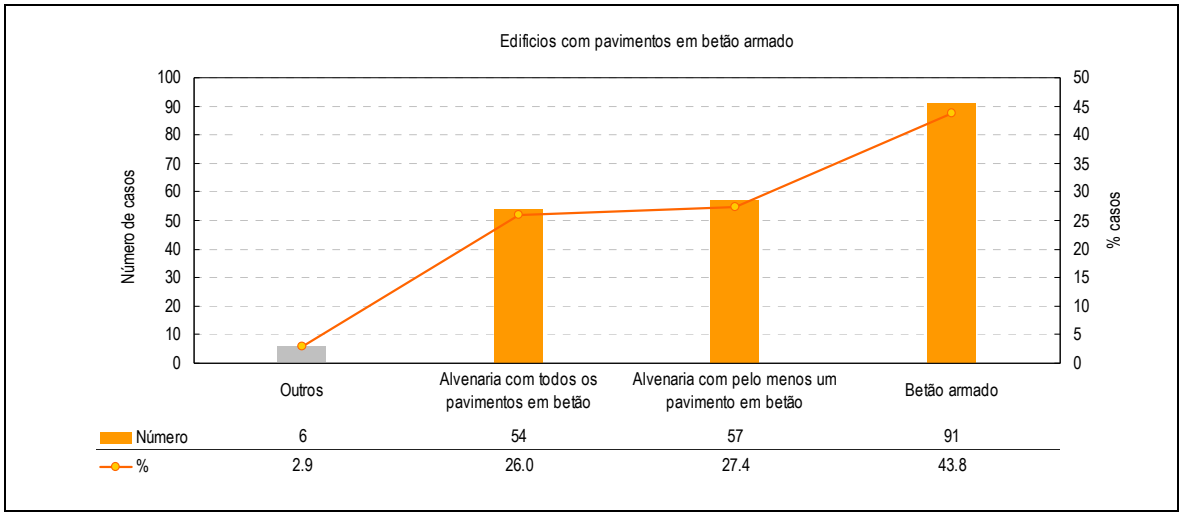


Figura 57: Edifícios com pavimentos em betão armado

A ligação entre os elementos resistentes dos pavimentos e as paredes de alvenaria é feita através de aberturas simples sem qualquer cuidado em melhorar as condições de ligação. Existem muito poucos casos em que é melhorada a ligação pavimento-parede com recurso a ferrolhos ou tirantes (ver Figura 58).

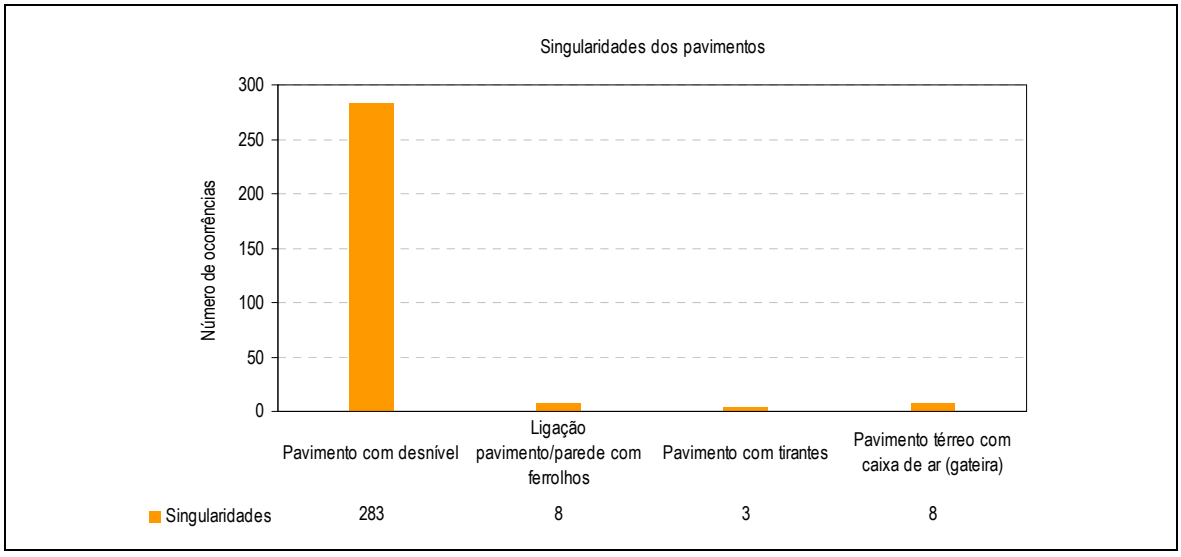


Figura 58: Singularidades dos pavimentos

No que diz respeito às patologias, agruparam-se por tipos de revestimento. Os pavimentos com estrutura de suporte em madeira e revestidos a madeira (ver Figura 59-a) sofrem essencialmente de problemas de envelhecimento e ataque biológico, representando cerca de 26% e 17% das anomalias observadas respectivamente. Com expressão muito semelhante surgem outras anomalias como as deformações do suporte, abaulamentos, acção da água e fissuração.

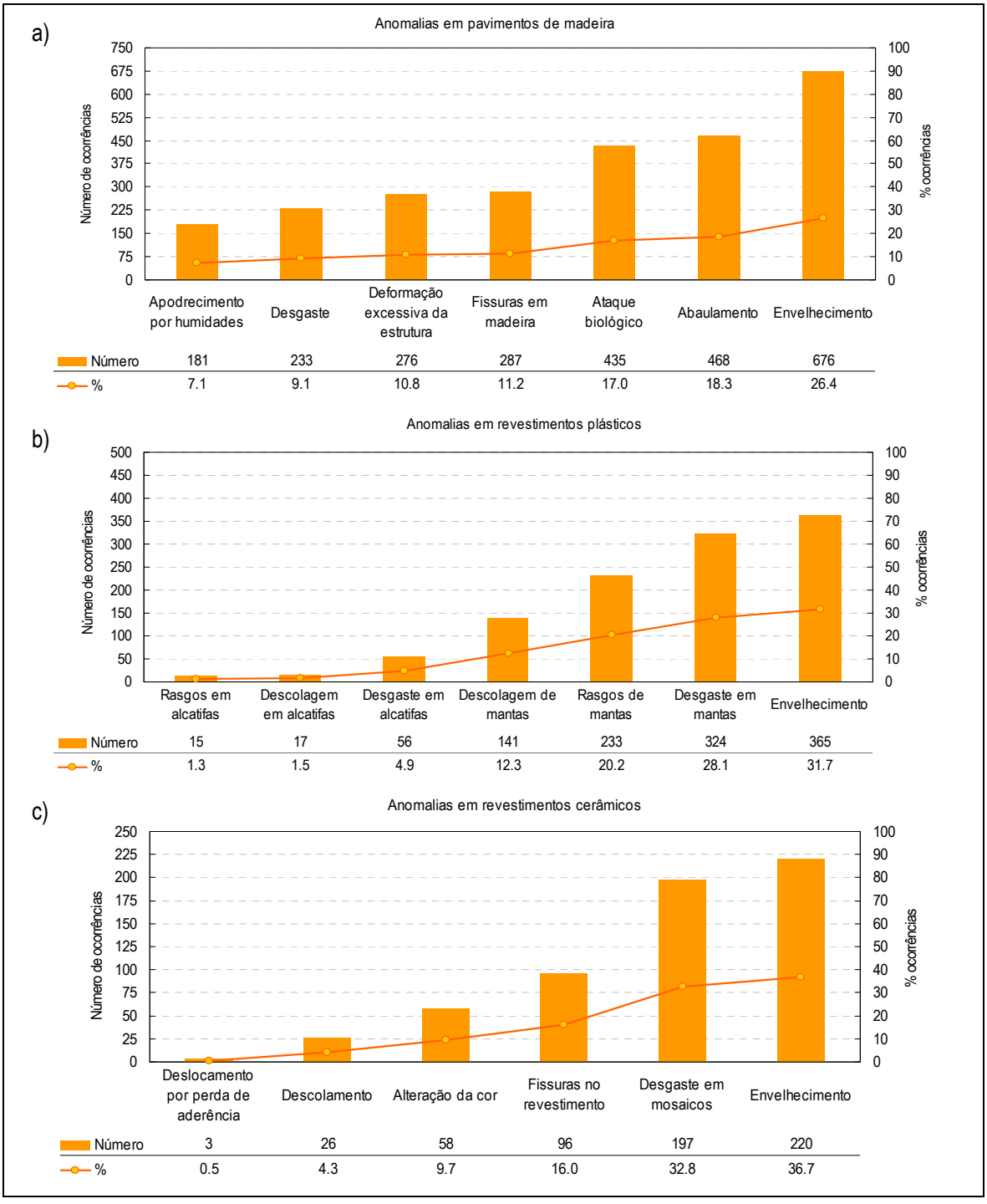


Figura 59: Anomalias por tipo de revestimento dos pavimentos

Dos pavimentos revestidos a materiais plásticos e alcatifas, quer seja sobre pavimentos em madeira ou outro tipo de suporte, registaram-se essencialmente anomalias menos preocupantes, como os rasgos (22%), descolamentos (14%) e problemas de desgaste (33%), como indica a Figura 59-b. Aparecem também cerca de 27% de pavimentos com problemas de degradação natural. Nos pavimentos revestidos a material cerâmico ou mosaico hidráulico, os problemas de desgaste (33%) e envelhecimento (37%) são os mais expressivos (ver Figura 59-c).

Da Figura 60-a observa-se que a zona Z3 é a mais critica no que diz respeito ao estado de conservação global dos pavimentos. A boa correlação entre os estados de conservação do suporte e do revestimento do pavimento é particularmente mais evidente para os pavimentos de madeira revestidos com soalho de madeira. São essencialmente o último e penúltimo piso que mais problemas apresentam (Figura 60-d). Este facto deve-se à maior susceptibilidade dos pavimentos aos problemas das coberturas e ainda às diferenças de altura entre edifícios contíguos.

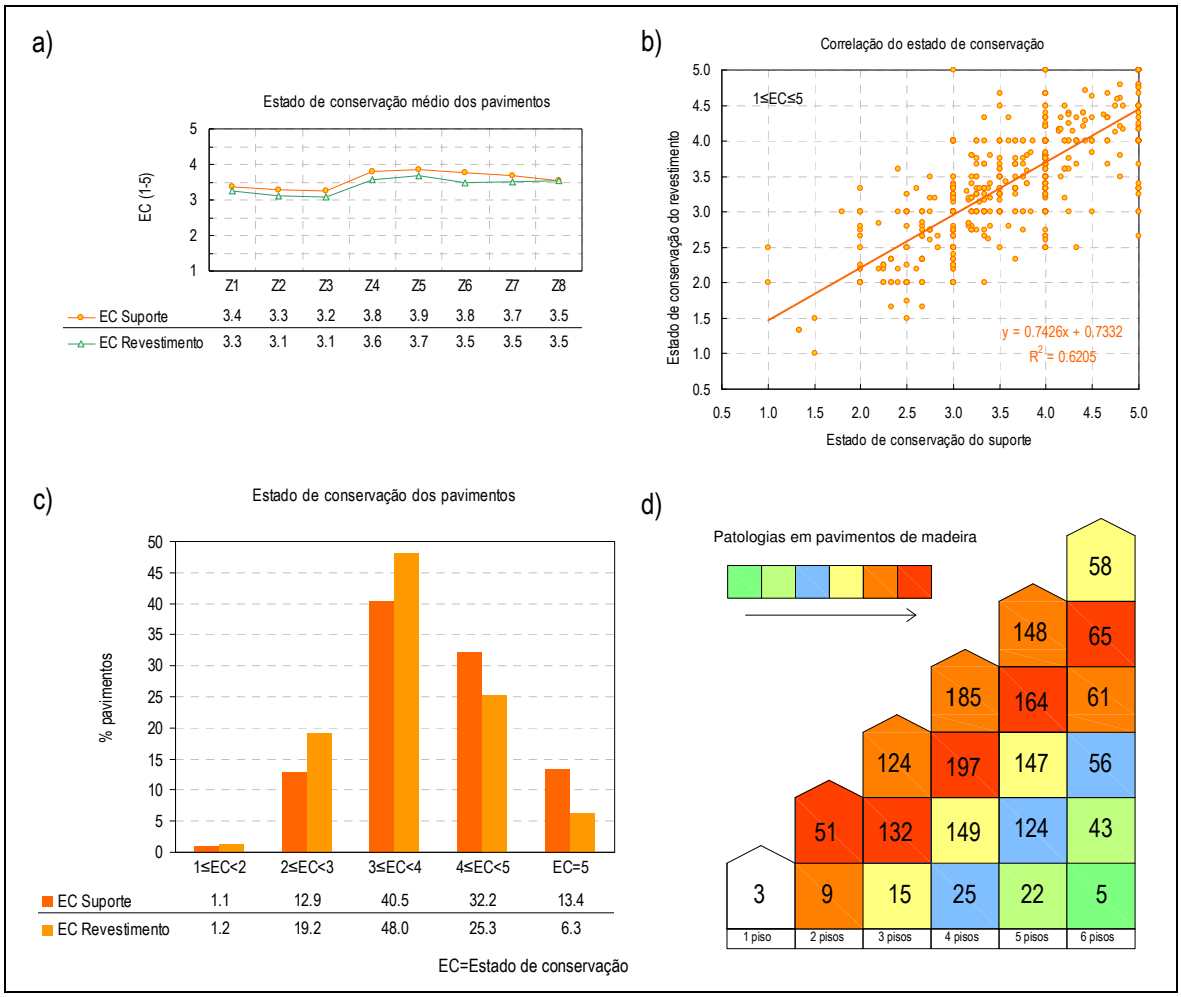


Figura 60: Indicadores do estado de conservação dos pavimentos elevados

3.2.5 Estruturas resistentes

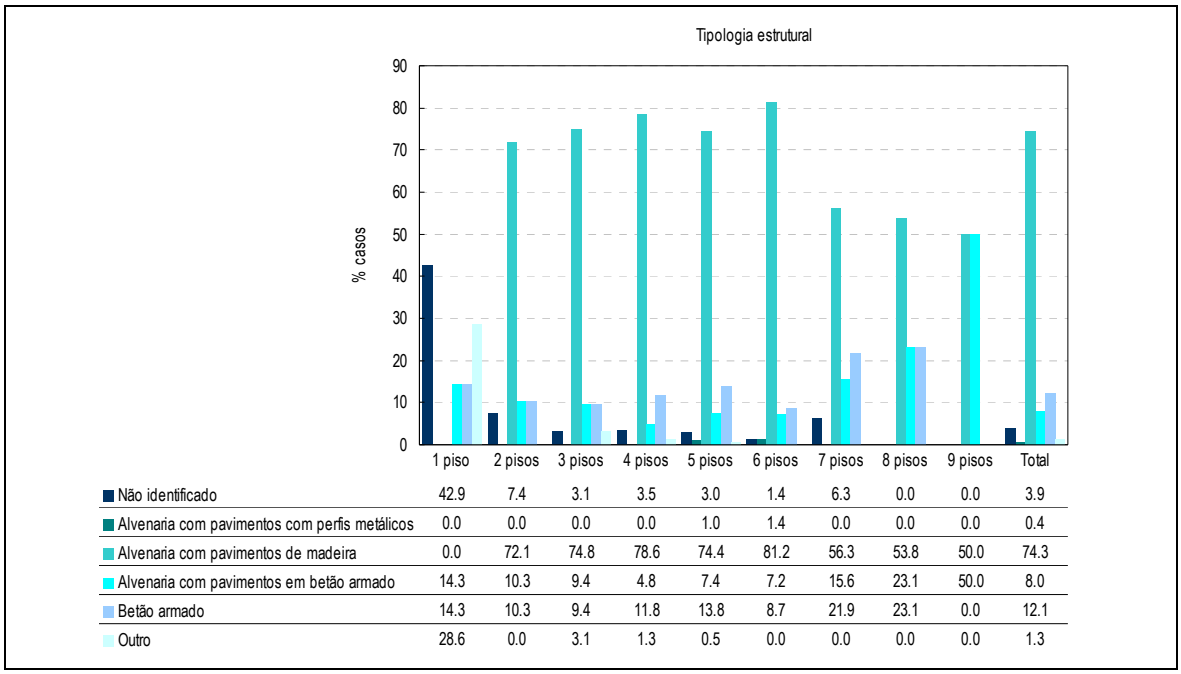
Na Tabela 14 estão indicados os resultados referentes à qualidade e segurança do sistema estrutural

Tabela 14: Resultados da ficha C – Qualidade e segurança do sistema estrutural

	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
FICHA C - Qualidade e segurança do sistema estrutural	Geral	Por zona	Maior detalhe								1.4 Ficha A	3.2 Ficha B1	1.3 Ficha B2	1.2 Ficha B3	2.4 Ficha B1	1.3 Ficha B2	2.4 Ficha B3			
1. Tipologia estrutural																				
1.1 Tipo		■									■	■	■	■						
1.2 Estado de conservação (estrutura global)	■	■													■	■	■			
2. Observação do exterior																				
2.2 Altura dos edifícios confinantes	■																			
2.2 Inclinação/curvatura das paredes de fachada																				
3. Inspecção pelo interior																				
3.1 Existência de escoras																				
3.2 Existência de equipamento pesado fixado à parede																				
3.3 Concentração de fissuras em aberturas																				
3.4 Escoramento das aberturas																				
3.5 Orientação de fissuras em aberturas																				
3.6 Existência de arcos ou abóbodas																				
3.7 Impulsos horizontais exercidos pela cobertura em paredes		■																		
3.8 Transferência indevida de carga de cobertura para paredes		■																		
3.9 Configuração do rés-do-chão		■																		
4. Patologias		■	■																	
5. Evolução das patologias no tempo																				
6. Últimas intervenções de beneficiação	■	■	■																	
7. Observações																				

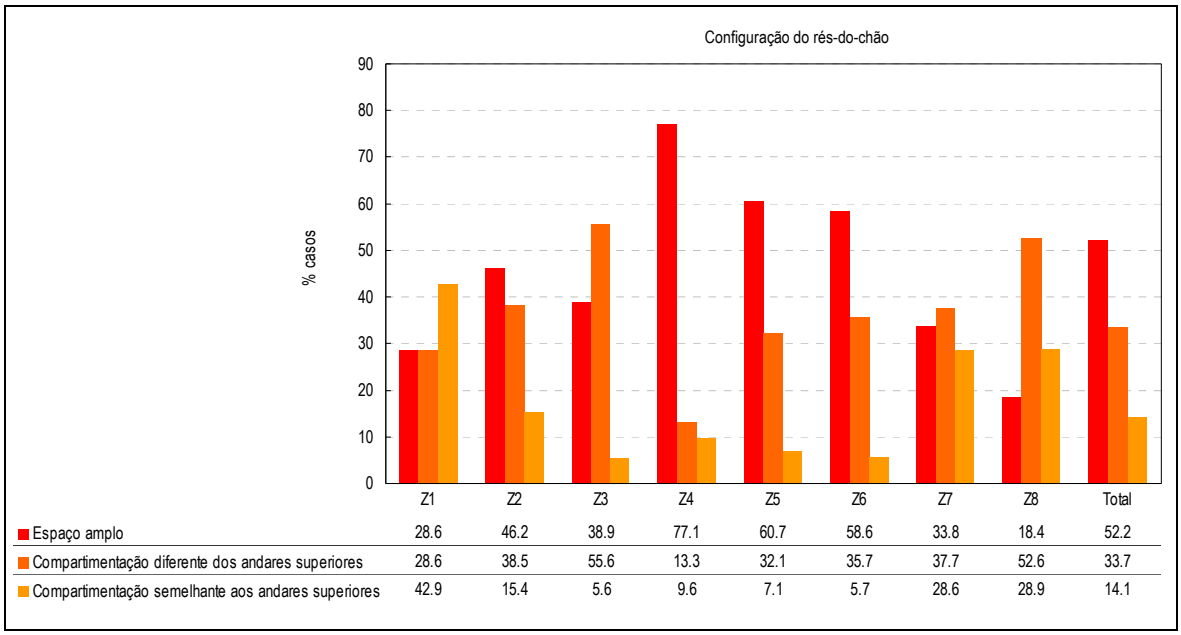
A tipologia estrutural mais observada é a de alvenaria resistente com pavimentos de madeira, com cerca de 74%. Os edifícios com estrutura resistente em alvenaria com pavimentos em betão armado, representam já cerca de 8% e as estruturas porticadas de betão armado 12% (ver Figura 61). Estes resultados alertam mais uma vez para a adopção das técnicas de construção correntes (betão armado), o que é indesejável.

A elevada percentagem de edifícios com espaço amplo ao nível do rés-do-chão (52%), é devida a duas situações que de seguida se comentam. No caso dos edifícios com pequenos vãos e caixas de escadas que se desenvolvem em "tiro", sem mudança de direcção ou que se desenvolvem de forma periférica, os pisos térreos seriam (logo na sua origem) desprovidos de paredes, para dar lugar ao comércio. Em outros casos é notória a supressão de elementos resistentes para conseguir este objectivo. Note-se que apenas uma pequena parcela de 14% dos edifícios tem compartimentação semelhante desde do rés-do-chão até aos pisos mais elevados (ver Figura 62).



	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos	6 pisos	7 pisos	8 pisos	9 pisos	Total
Não identificado	42.9	7.4	3.1	3.5	3.0	1.4	6.3	0.0	0.0	3.9
Alvenaria com pavimentos com perfis metálicos	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.4
Alvenaria com pavimentos de madeira	0.0	72.1	74.8	78.6	74.4	81.2	56.3	53.8	50.0	74.3
Alvenaria com pavimentos em betão armado	14.3	10.3	9.4	4.8	7.4	7.2	15.6	23.1	50.0	8.0
Betão armado	14.3	10.3	9.4	11.8	13.8	8.7	21.9	23.1	0.0	12.1
Outro	28.6	0.0	3.1	1.3	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3

Figura 61: Tipologia estrutural dos edifícios por altura



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Total
Espaço amplo	28.6	46.2	38.9	77.1	60.7	58.6	33.8	18.4	52.2
Compartimentação diferente dos andares superiores	28.6	38.5	55.6	13.3	32.1	35.7	37.7	52.6	33.7
Compartimentação semelhante aos andares superiores	42.9	15.4	5.6	9.6	7.1	5.7	28.6	28.9	14.1

Figura 62: Configuração do piso térreo

As coberturas exercem, por vezes, um impulso horizontal sobre as paredes, existindo 54 casos (ver Figura 63) em que esse fenómeno se regista. Existem ainda 53 casos de fragilização local das entregas dos barrotes da estrutura das coberturas.

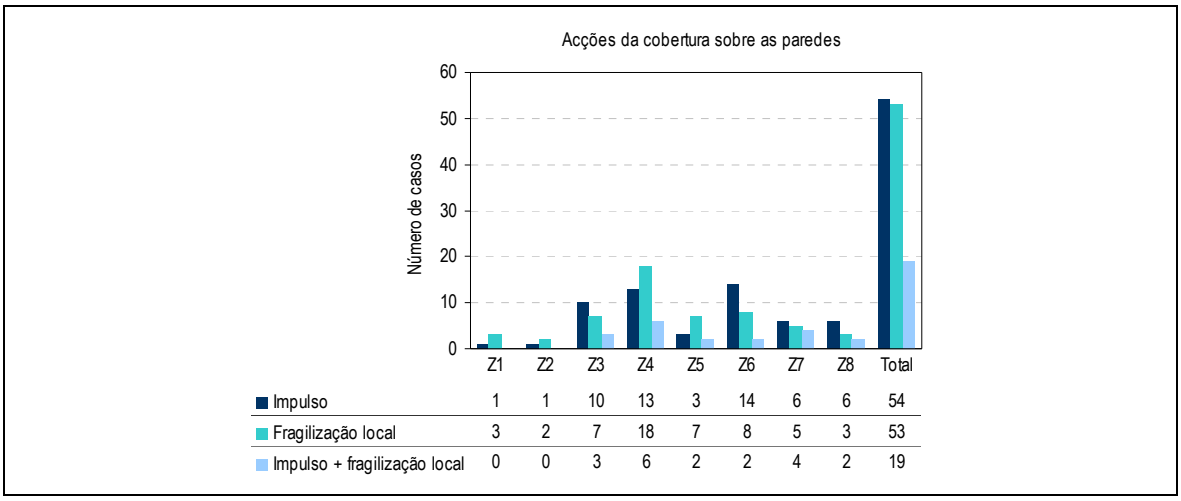


Figura 63: Acções das coberturas sobre as paredes

As anomalias que mais afectam as paredes resistentes são a fendilhação vertical e diagonal e, ainda, problemas de perda de esquadria e deformação em vãos. Os problemas de fendilhação vertical são, na sua maioria, problemas de "desligamento" entre diferentes elementos da fachada. A fendilhação diagonal é mais difícil de interpretar, sendo diversas as causas que podem contribuir para o fenómeno: acção sísmica, concentração de tensões nos cantos dos vãos, assentamentos diferencias localizados (ver Figura 64).

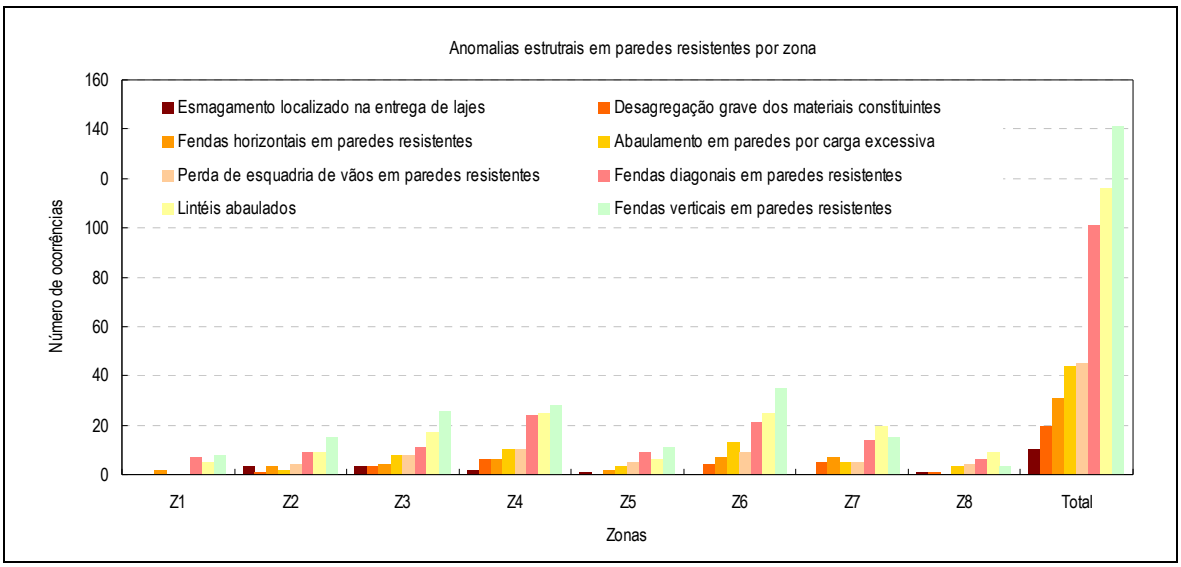


Figura 64: Anomalias estruturais em paredes resistentes

Os problemas estruturais observados que mais afectam os pavimentos de madeira são a sua deformação excessiva - por vários motivos - e a fragilização das ligações dos barrotes junto das paredes (ver Figura 65). Relativamente às coberturas com estrutura de suporte em madeira, a realidade é semelhante e os problemas de deformação do suporte são os mais relevantes, com poucos casos de fragilização local das ligações.

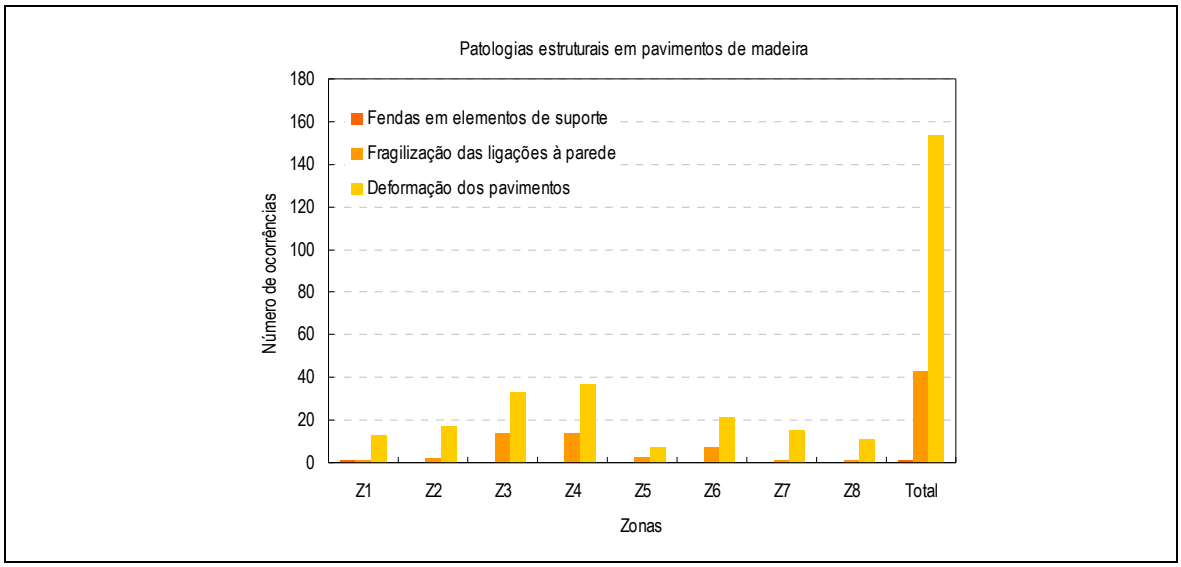


Figura 65: Anomalias em pavimentos de madeira

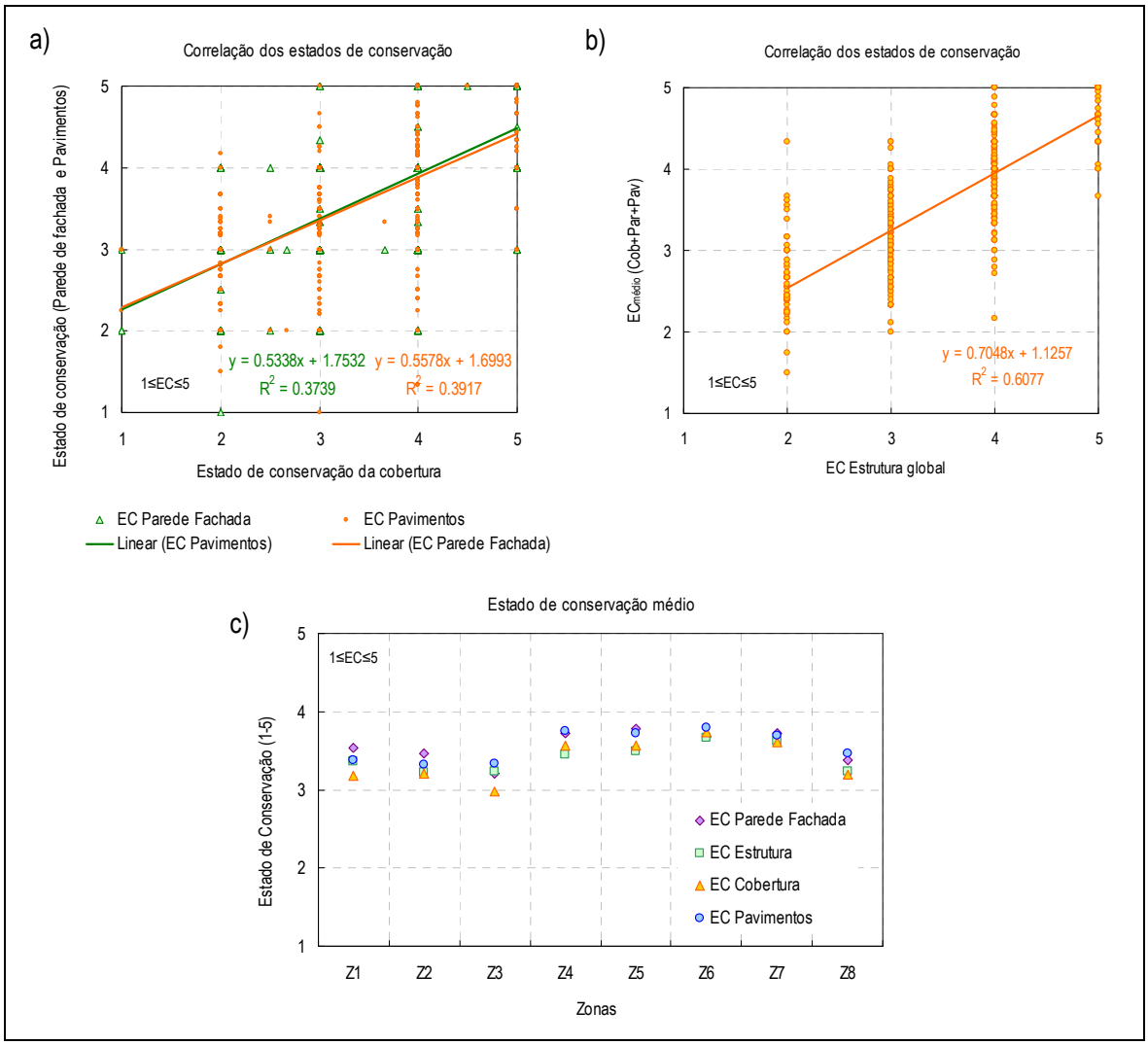


Figura 66: Indicadores do estado de conservação geral dos edifícios

É particularmente interessante tentar compreender se existem correlações entre o estado de conservação dos diversos elementos construtivos principais e o estado geral do edifício. Na Figura 66-a e 66-b apresenta-se essa avaliação e, também, a variação do estado de conservação pelas diversas zonas (ver Figura 66-c).

3.2.6 Segurança contra riscos de incêndio

De seguida apresentam-se resultados do tratamento de informação relativa a outros aspectos da segurança, da habitabilidade e estado das instalações. A segurança contra risco de incêndio é, tal como a preocupação da vulnerabilidade sísmica do edificado, um assunto que merece a maior atenção, tendo em consideração a forma de implantação dos edifícios, a malha urbana apertada, os riscos inerentes e ainda as condições de deflagração e propagação particularmente desfavoráveis [Coelho, 2002]. Na Tabela 15 são apresentados os resultados da ficha relativa à segurança contra incêndio.

Tabela 15: Resultados da ficha E3 – Condições de segurança contra incêndio

FICHA E3 - Condições de segurança contra incêndio	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe																	
1. Condições gerais																				
1.1 Classificação do edifício quanto à altura																				
1.2 Posição relativa a edifícios vizinhos																				
1.3 Condições de acesso																				
1.4 Acessibilidades no edifício																				
2. Classificação dos materiais quanto à reacção ao fogo																				
2.1 Revestimentos																				
3. Escadas																				
3.1 Estado de conservação estrutural																				
3.2 Estado de conservação dos revestimentos																				
4. Equipamentos e meios de extinção																				
5. Observações																				

A maioria dos edifícios antigos da Baixa de Coimbra, tem altura superior a 9m (ver Figura 67-a). Mesmo que a regulamentação em vigor [RSCIEH, 1994] não seja aplicável à quase totalidade dos edifícios, exigindo-se um outro tipo de abordagem específico, será sempre interessante perceber a adaptabilidade destes edifícios às exigências actuais. Consultando a Figura 68-a é notória a falta de meios de extinção, detecção e evacuação, com excepção dos casos de edifícios com espaço comercial ou de restauração (10%), em que exista um sistema de alarme e detecção, por exigência da regulamentação em vigor para os edifícios reabilitados ou adaptados a novas funções. O extintor existe pelo menos em 32% dos edifícios, essencialmente pelas mesmas razões apontadas anteriormente e quase nunca nas habitações. Aos riscos gerais já identificados, inerentes ao tipo de edifícios e à organização urbana, juntam-se vários factores de

agravamento identificados na Figura 68-b. De realçar a existência de botijas de gás em mais de 30% dos casos.

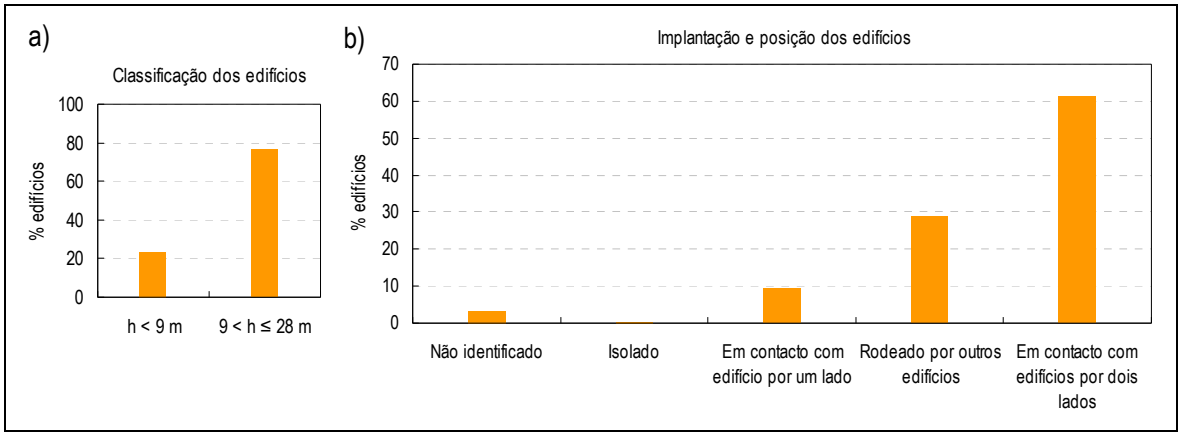


Figura 67: Classificação dos edifícios e posicionamento relativo na malha urbana

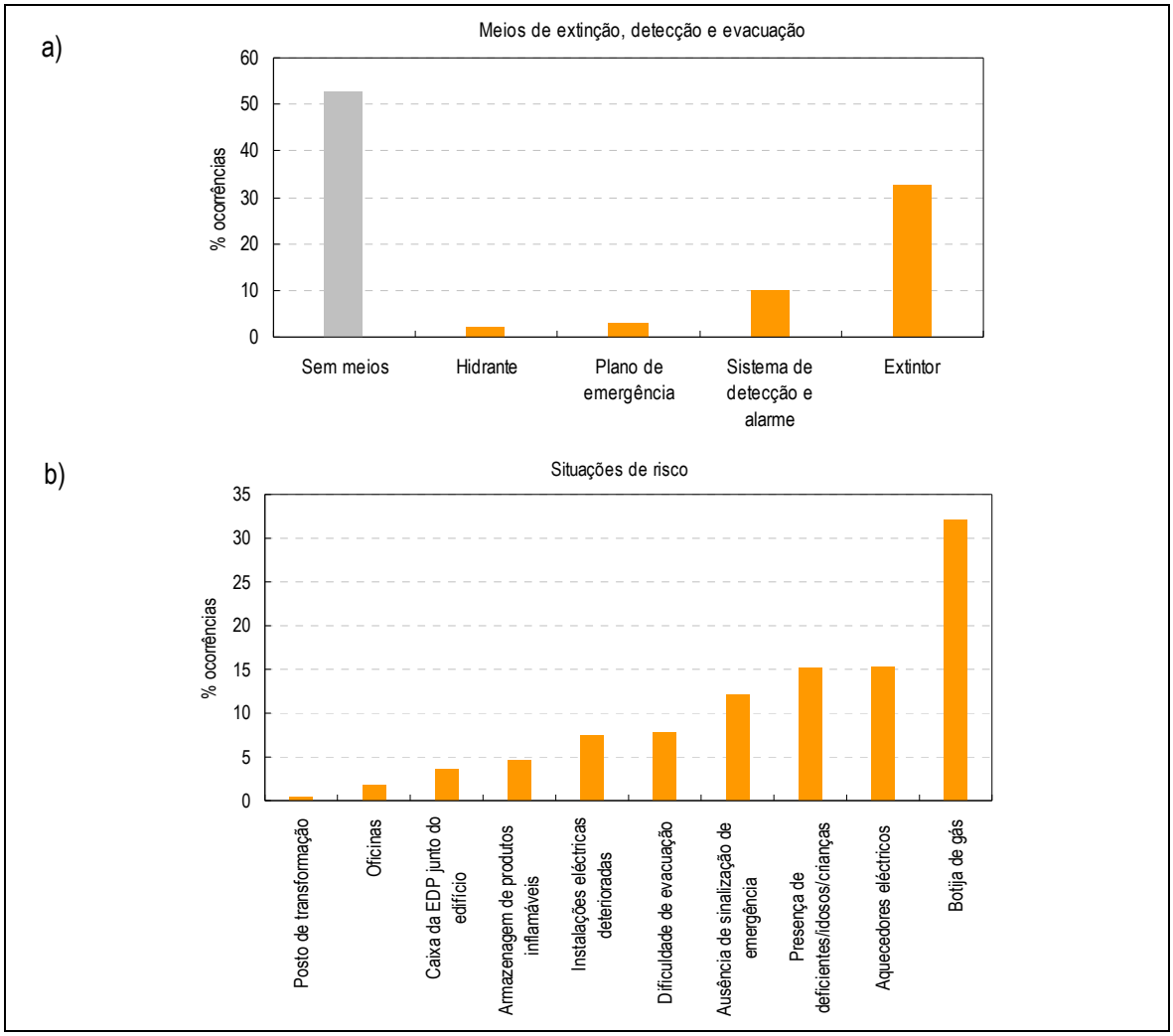


Figura 68: Meios de detecção, extinção e evacuação e situações de risco

3.2.7 Condições de salubridade e higiene

Na Tabela 16 apresentam-se os resultados relativos às condições mínimas de habitabilidade. As condições de salubridade e higiene são um dos maiores problemas existentes e, geralmente, de difícil resolução. Verifica-se que cerca de 10% dos edifícios visitados não tem instalações sanitárias (como indicado na Figura 69-a). As instalações sanitárias existentes foram, na sua maioria, criadas posteriormente aproveitando um ponto de água e o sistema de drenagem existente, apresentando em muitos casos comunicação com a cozinha. Em outros casos, a criação de uma rede de abastecimento nova obrigou à proximidade da cozinha com a instalação sanitária pela facilidade do traçado e do funcionamento hidráulico. A iluminação natural é também muito importante na qualidade dos espaços interiores [Santos, 2003], verificando-se que em cerca de 19% dos edifícios não está garantida minimamente, e em cerca de 11% dos edifícios a área das aberturas que garantem a ventilação e iluminação é insuficiente (ver Figura 69-c).

Tabela 16: Resultados da ficha D1 – Condições de ventilação, salubridade e iluminação

FICHA D1 - Condições de ventilação, salubridade e iluminação	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe																	
1. Ventilação																				
1.1Sobreocupação do imóvel																				
1.2 Existência de compartimentos interiores	■																			
1.3 Existência de actividade de restauração no rés-do-chão																				
1.4 Sistema de renovação/qualidade do ar																				
2. Salubridade e higiene																				
2.1 Existência de instalações sanitárias (I.S)	■																			
2.2 Existência de conduta de despejo comum																				
2.3 Existência de fendas, orifícios, cantos com acumulação de detritos																				
2.4 Existência de animais domésticos																				
2.5 Vestígios de roedores, insectos e parasitas																				
2.6 Logradouro/pátio interior ocupado																				
2.7 Grau de salubridade dos telheiros/arrumos																				
3. Iluminação natural																				
3.1 Área de abertura dos vãos																				
3.2 Iluminância	■																			
4. Observações																				

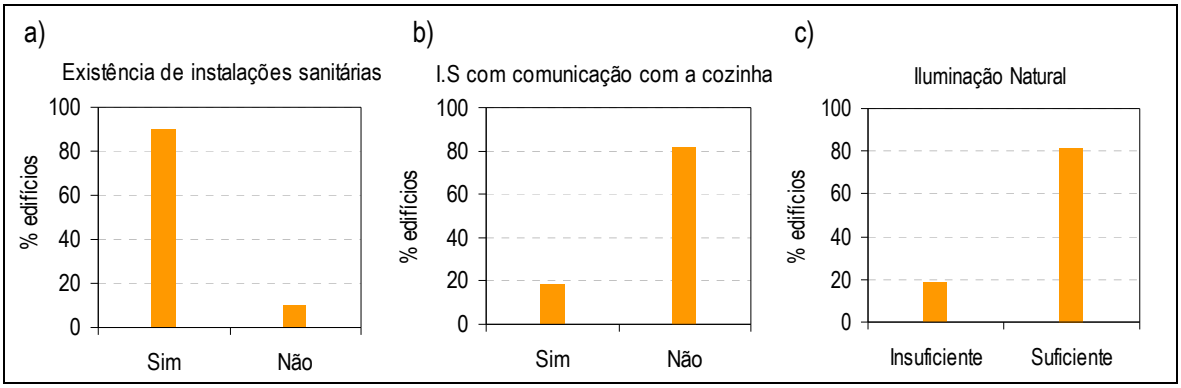


Figura 69: Existência de instalações sanitárias e iluminação natural

Cerca de 58% dos edifícios têm compartimentos interiores úteis (quartos ou salas), isto é, espaços interiores com ocupação humana frequente (ver Figura 70-a). Naturalmente a salubridade destes espaços está comprometida no que diz respeito a ventilação e termo-higrometria do espaço. Existem edifícios que têm mais do que um compartimento interior, como se observa na Figura 70-b.

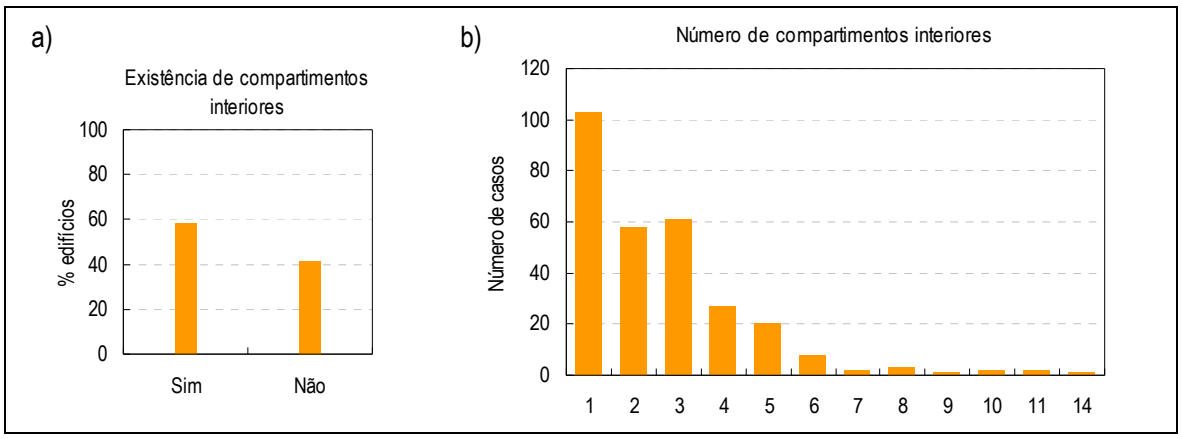


Figura 70: Compartimentos interiores

3.2.8 Instalações de abastecimento de água e drenagem

Na Tabela 17 estão indicados os resultados do tratamento da informação recolhida mais relevante da ficha E1, referente às instalações de abastecimento de água e drenagem. Independente do tipo de rede, nota-se a forte utilização de materiais recentes, uma vez que muitas destas instalações foram feitas muitos anos depois da construção, por residentes e proprietários.

Tabela 17: Resultados da ficha E1 – Redes de distribuição de água e drenagem

FICHA E1 - Redes de distribuição de água e drenagem	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe																	
1. Rede de distribuição de água																				
1.1 Material	■																			
1.1.1 Estado de conservação global																				
1.1.2 Estado de conservação das válvulas																				
1.2 Material das redes de água quente	■																			
1.2.1 Estado de conservação global																				
1.3 Sistema de aquecimento de água	■																			
2. Redes de drenagem																				
2.1 Material das redes de drenagem de águas residuais	■																			
2.1.1 Ligações	■																			
2.1.2 Estado de conservação global																				
2.2 Rede de drenagem de águas pluviais	■																			
2.2.1 Ligações	■																			
2.2.2 Estado de conservação global																				
3. Patologias			■																	
4. Evolução das patologias																				
5. Últimas intervenções de beneficiação																				
6. Observações																				

As redes de abastecimento de água com recurso ao ferro galvanizado já não existem em número expressivo. Os materiais plásticos (PEX e PVC) e o aço inox representam a maioria das soluções encontradas, com mais de 55% (ver Figura 71-a).

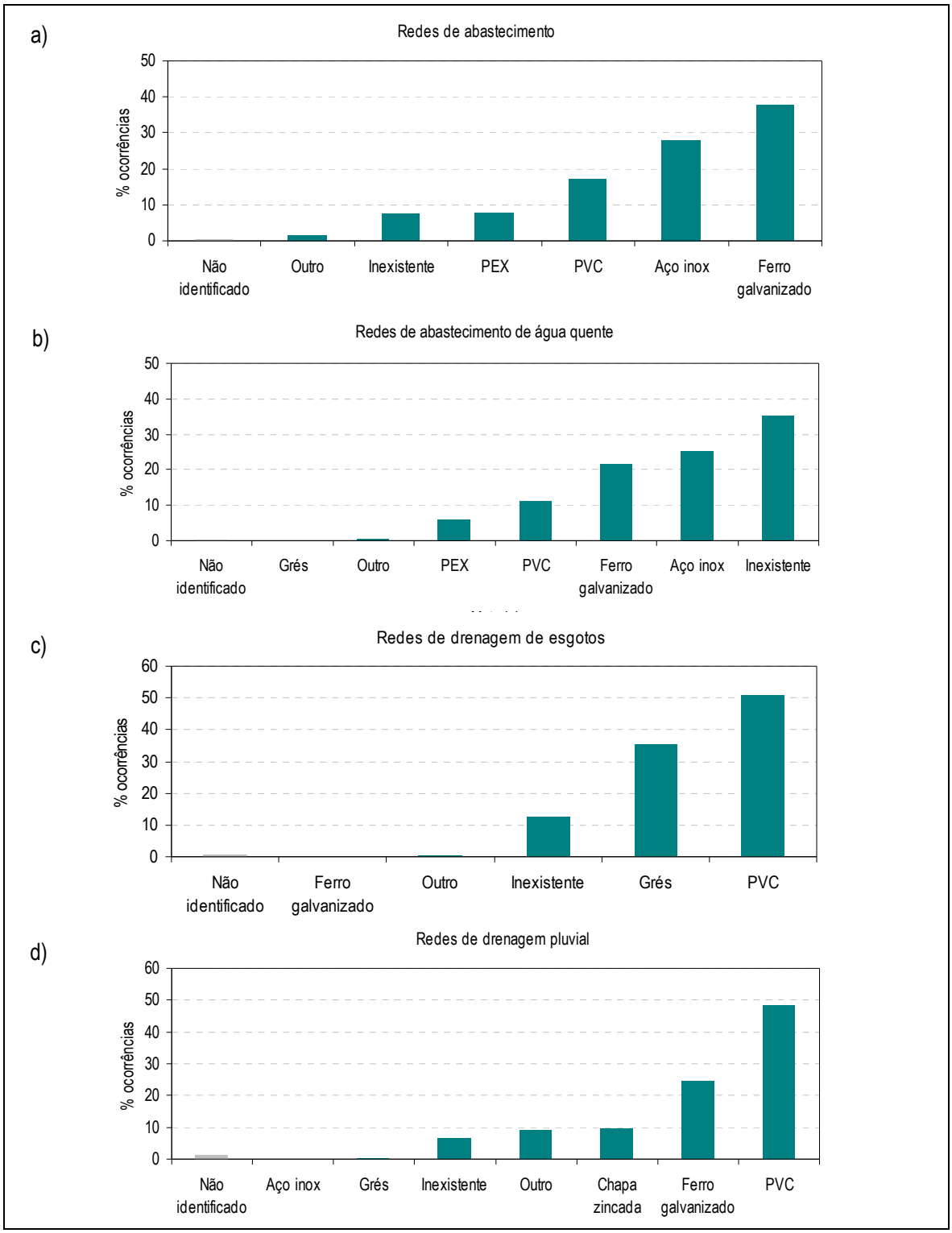


Figura 71: Materiais das redes de abastecimento e drenagem

Na rede de drenagem de esgotos, apesar de existir uma elevada percentagem de tubagem em grés, é prevalente o uso de redes de drenagem em PVC. Nas redes pluviais, o mesmo se verifica de uma forma ainda mais expressiva. Note-se que estes resultados ao nível do material, são contabilizados por número de ocorrências, podendo assim, num mesmo edifício ser identificado mais do que uma solução de material (de fracção para fracção o material da rede poderá ser diferente) ou até na mesma instalação existirem dois materiais diferentes. Existe uma percentagem significativa de edifícios que não estão dotados de qualquer rede de água quente (35%), como se observa na Figura 71-b.

Nos sistemas de aquecimento de água quente, o termoacumulador eléctrico e o esquentador com gás em botija são mais frequentes, como se constata na Figura 72.

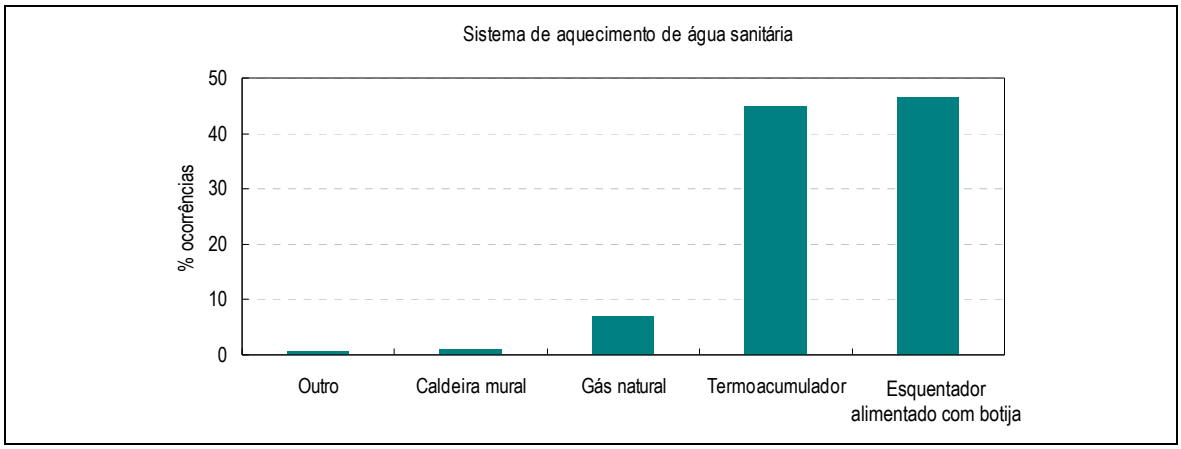


Figura 72: Materiais da tubagem da rede de aquecimento de água

Observando a Figura 73-a, verifica-se que a rede pluvial, quando existe (73%), drena directamente para a rua na maioria dos casos. Praticamente toda a rede de drenagem de esgotos domésticos é ligada ao sistema público (obras de infra-estrutura realizadas em 1999), existindo, no entanto, oito casos identificados de ligação a fossa séptica ou poço (ver Figura 73-b).

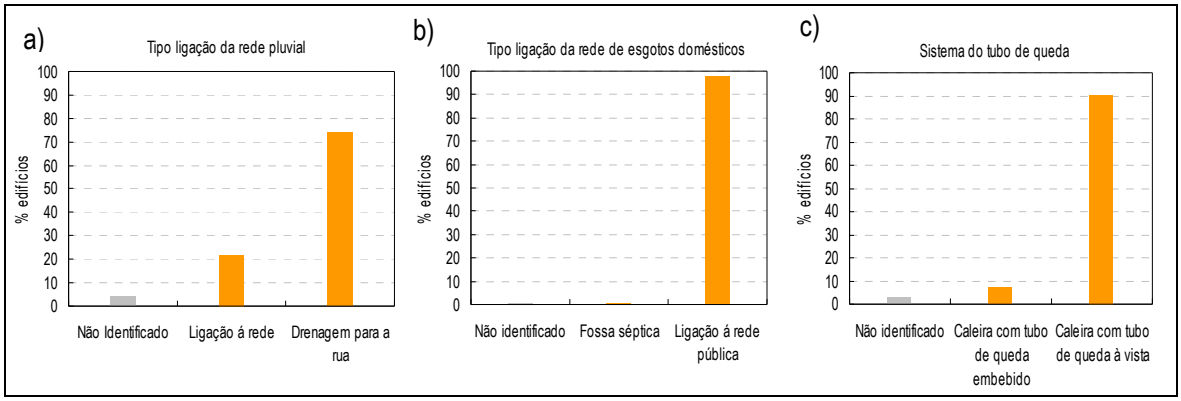


Figura 73: Ligações e características das redes de drenagem predial (pluvial e doméstica)

Entre as anomalias observadas, está sempre presente independentemente da rede, o problema da degradação e do envelhecimento das instalações. No que diz respeito aos problemas das redes de águas residuais, os problemas mais recorrentes, para além da degradação natural, são os odores e a perda de estanquidade, representando cerca de 37% e 17%, respectivamente, como indicado na Figura 74-a. Nas redes pluviais, os problemas de rotura da rede, representam cerca de 27% (ver Figura 74-b). A inexistência de um sistema de recolha e drenagem das águas pluviais é uma deficiência observada em 12% dos casos.

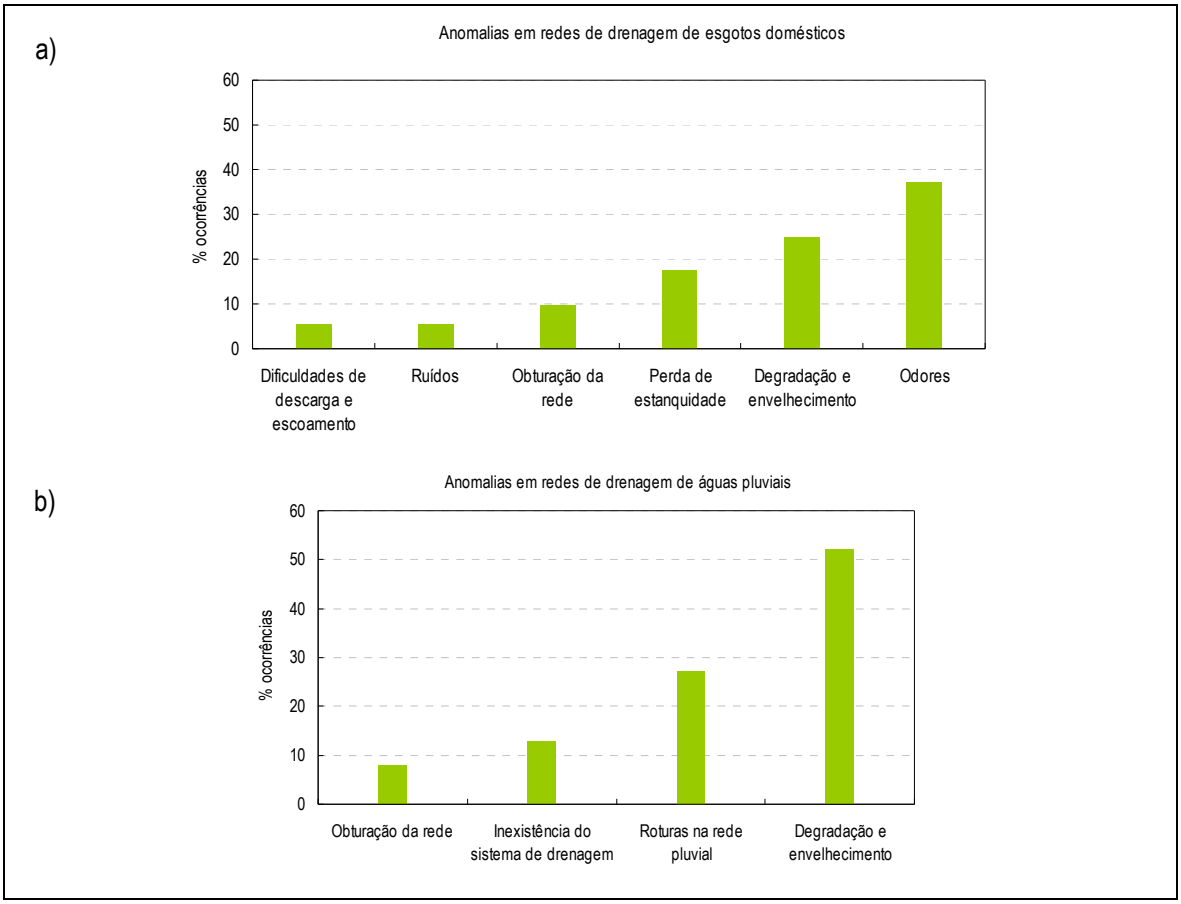


Figura 74: Anomalias em redes de drenagem de águas residuais

A corrosão das tubagens no caso das redes em ferro galvanizado apresenta-se como a maior anomalia de entre as observadas (42%). Os problemas de funcionamento, como o nível deficiente de caudal e pressão, a obturação das redes e as deficiências da rede de distribuição de água quente ascendem aos 15% (ver Figura 75).

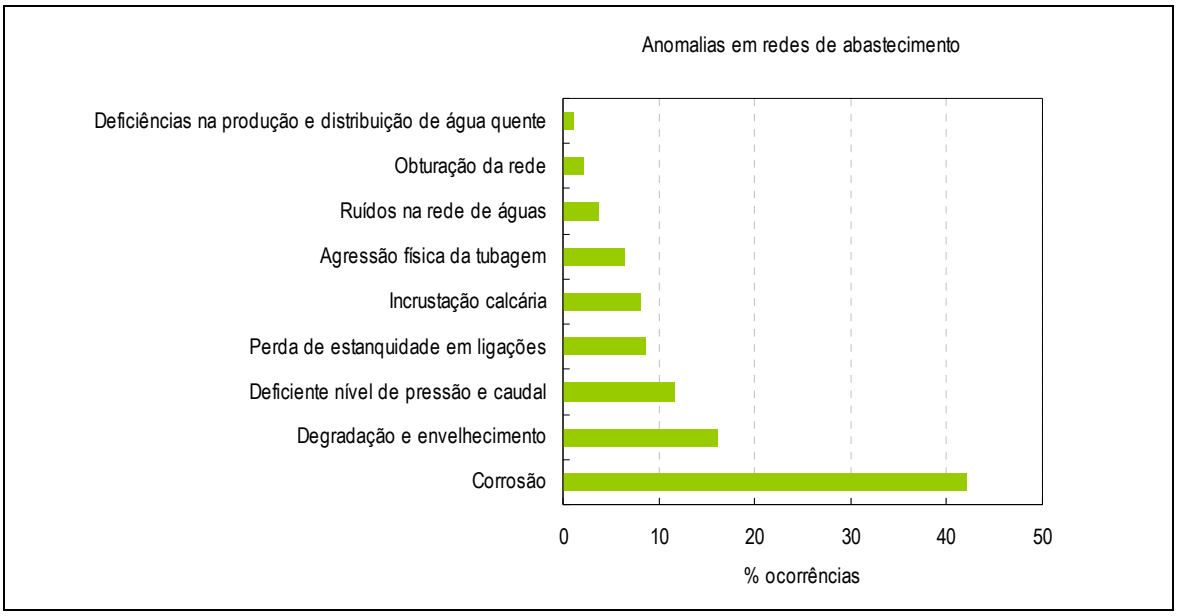


Figura 75: Anomalias das redes de abastecimento de água

3.2.9 Condições térmicas e acústicas

As condições de conforto térmico e acústico dos edifícios antigos constitui um desafio no âmbito da procura da qualidade e sustentabilidade energética. Na Tabela 18 estão indicados os mais interessantes resultados que se apresentam e comentam de seguida.

Tabela 18: Resultados da ficha D2 – Condições térmicas e acústicas

FICHA D2 - Condições térmicas e acústicas	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe																	
1.Térmica																				
1.1 Orientação da fachada principal																				
1.2 Cobertura com isolamento térmico																				
1.3 Protecção solar dos vãos																				
1.4 Conforto térmico	■																			
2. Acústica																				
2.1 Isolamento aos sons aéreos																				
2.1.1 Ruídos incomodos																				
2.1.2 Grau de isolamento dos pavimentos																				
2.1.3 Grau de isolamento das paredes dentro do mesmo fogo																				
2.2 Isolamento aos sons de percussão																				
2.2.1 Ruídos incómodos	■																			
3. Reforço acústico	■																			
4. Aplicação de revestimentos																				
5. Melhoria das condições termo-higrométricas e acústicas																				
6. Observações																				

A avaliação das condições de conforto foi feita apenas com base na opinião dos ocupantes, uma vez que não foram identificados detalhadamente as soluções construtivas, nem foi realizada qualquer monitorização local nesta fase. As condições de conforto térmico no interior das habitações, foram avaliadas segundo a classificação do ASHRAE [2004]. Pelas respostas obtidas, o conforto térmico de Inverno e Verão é considerado deficitário como se pode observar pelas respostas fornecidas na Figura 76-a e 76-b.

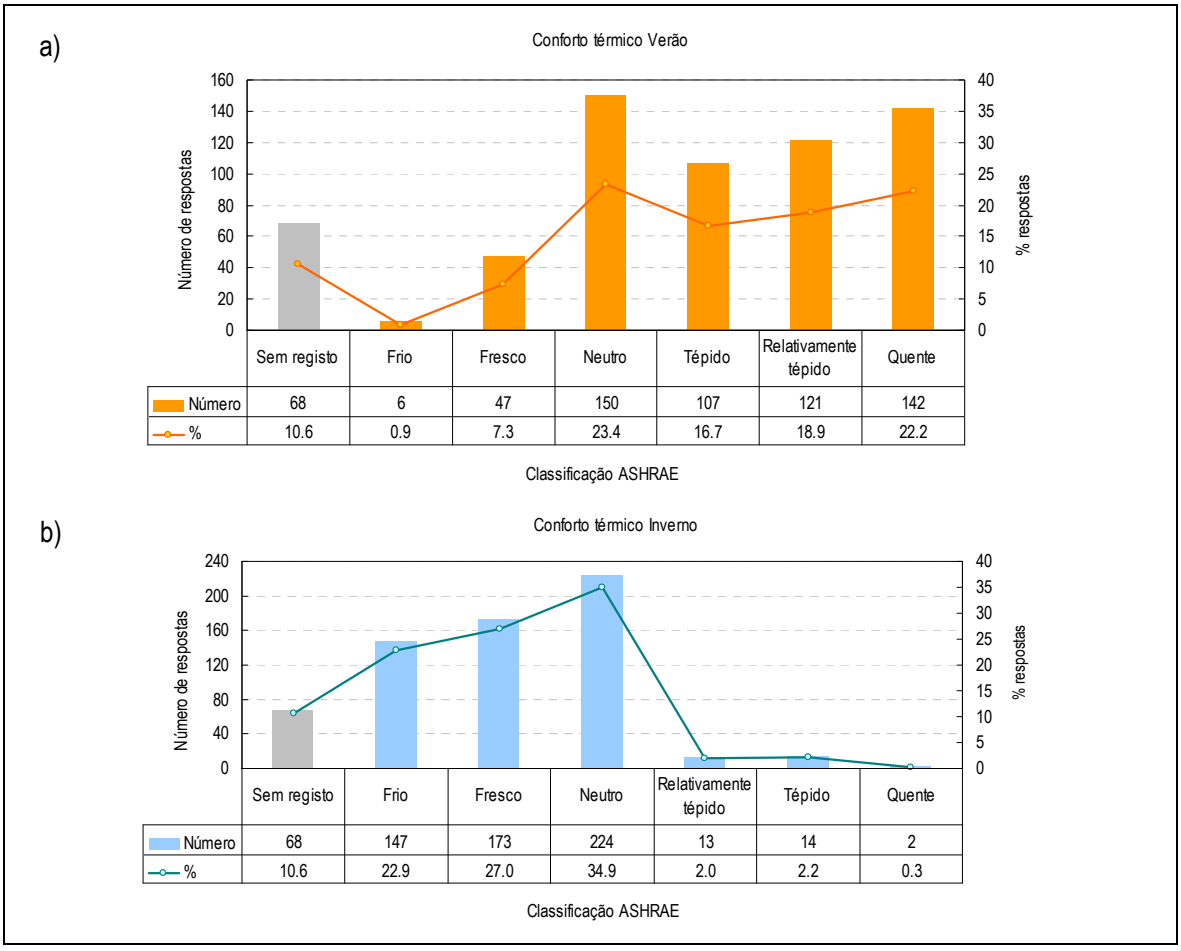


Figura 76: Conforto térmico de Verão e Inverno

Em relação à avaliação dos problemas de ruído, surpreendentemente, verificou-se que a maioria dos entrevistados considerou o ruído do exterior (57%) como principal fonte de incomodidade (ver Figura 77-a). O ruído aéreo e de percussão proveniente de habitações contíguas inferiores e superiores foram indicados como a segunda e terceira maior fonte de ruído, resultado esperado, tendo em atenção a constituição dos pavimentos (em madeira, usualmente com simples forro inferior em madeira).

Ainda no que diz respeito às condições de conforto acústico, registou-se que em 20% dos edifícios houve a instalação de tectos falsos para reforço do isolamento aos sons aéreos (ver Figura 77-b). Note-se que a

quase totalidade destes reforços é apenas ao nível do laje de tecto do rés-do-chão que separa os espaços comerciais dos espaços sobrejacentes destinados à habitação (em que muitas destas intervenções são exigidas pela autarquia).

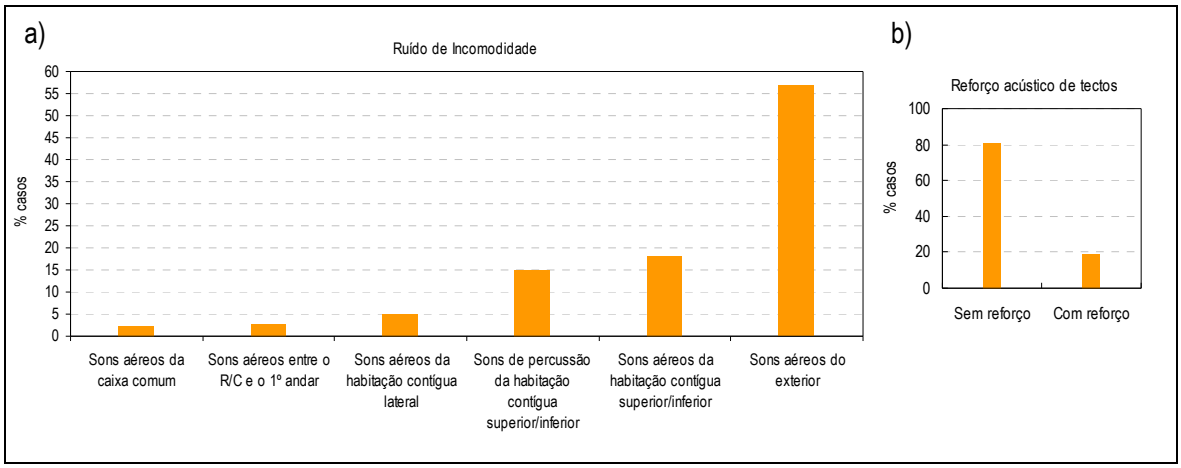


Figura 77: Fontes de ruído e reforço acústico

3.2.10 Paredes interiores, tectos e caixilharias

É a partir da dimensão e forma dos vãos, distribuição de aberturas, tipo de caixilharia, ferragens, ombreiras, padieiras e peitoris que se revela, por vezes, grande parte do valor patrimonial e arquitectónico do edifico, bem como a sua época e história. Na Tabela 19 indicam-se quais os resultados mais relevantes, que de seguida se apresentam, em relação à avaliação das paredes interiores, vãos e tectos.

Tabela 19: Resultados da ficha B4 – Avaliação das paredes interiores, vãos e tectos

FICHA B4 - Avaliação das paredes interiores, vãos e tectos	Dados			Cruzamento de dados							Cruzamento com outras fichas									
	Geral	Por zona	Maior detalhe																	
1. Caixilharia																				
1.1 Material																				
1.2 Vão envidraçado																				
1.3 Protecção																				
1.4 Estado de conservação																				
2. Tecto																				
2.1 Revestimento																				
2.2 Estado de conservação																				
3. Paredes interiores																				
3.1 Constituição																				
3.2 Revestimento																				
4. Patologias																				
5. Evolução das patologias																				
6. Últimas intervenções de beneficiação																				
7. Observações																				

Pela análise da Figura 78-a, verifica-se que o uso do alumínio representa 31% das soluções observadas. Este valor é preocupante, pois a descaracterização da envolvente externa do edificado pelo recurso a soluções de alegada maior durabilidade e menor manutenção, mas totalmente desadequadas às soluções construtivas do edifício e da envolvente urbana onde se inserem, não pode ser encarada como uma solução de reabilitação interessante.

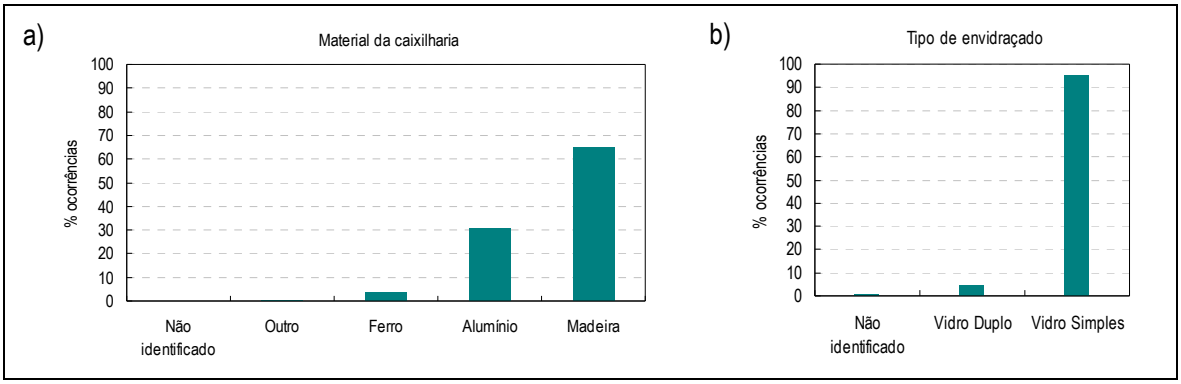


Figura 78: Materiais de caixilharia e tipo de envidraçado

Entre os problemas mais recorrentes, encontram-se a elevada permeabilidade ao ar e a perda de estanquidade à água. Estas são exigências primárias que terão de ser acauteladas, e os problemas daí decorrentes resolvidos, qualquer que seja a natureza da solução a propor. O maior problema dos vãos, reside nas deficiências dos peitoris, representando cerca de 22%. As deficiências ao nível dos peitoris são essencialmente devidas a quatro potenciais origens como se indica na Figura 79-b: fissuração, falta de inclinação, saliência ou pingadeira.

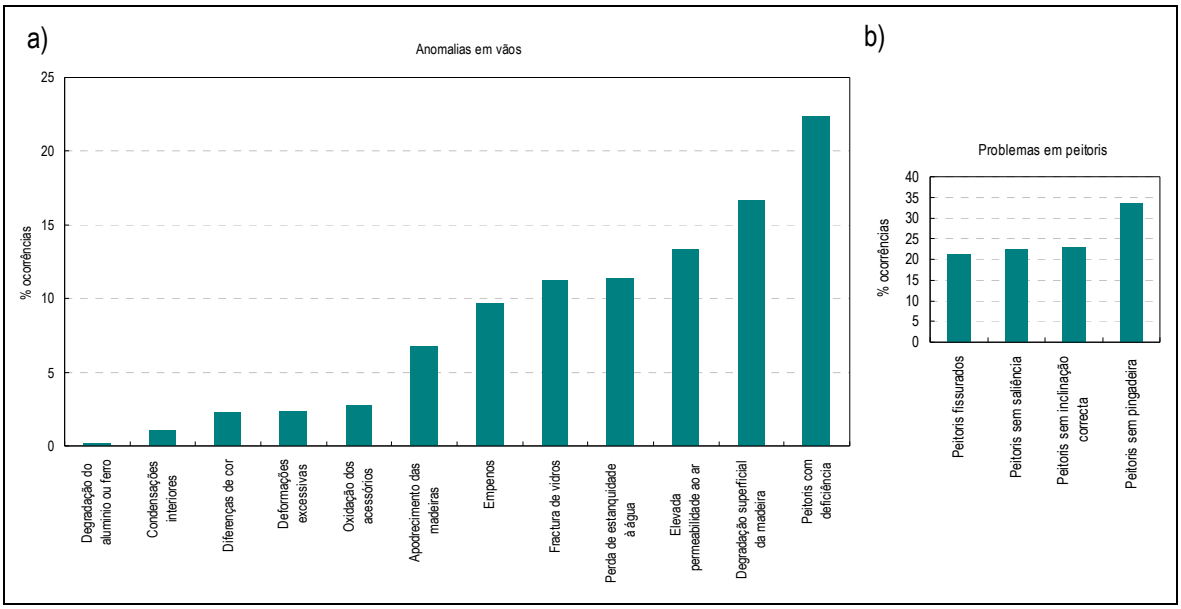


Figura 79: Anomalias na zona dos vãos

As patologias que mais afectam as paredes interiores são as manchas, descasques de tinta e bolores, representando uma fatia de 45% das anomalias. De seguida, a fissuração de diferente orientação (inclinada, vertical e horizontal), que na sua maioria é devida a movimentos de rotação das paredes no seu plano e fora do plano, desligamentos entre materiais ou deformações dos pavimentos, representa cerca de 22% das anomalias. Os abaulamentos e perdas de esquadria afectam cerca de 4% dos edifícios. O descasque e queda de reboco afectam cerca de 8% (ver Figura 80). Os tectos sofrem essencialmente de manchas de humidade, descasque de tinta ou abaulamento dos forros (ver Figura 81). Note-se que o ataque biológico, visível, dos forros não é muito significativo (3%).

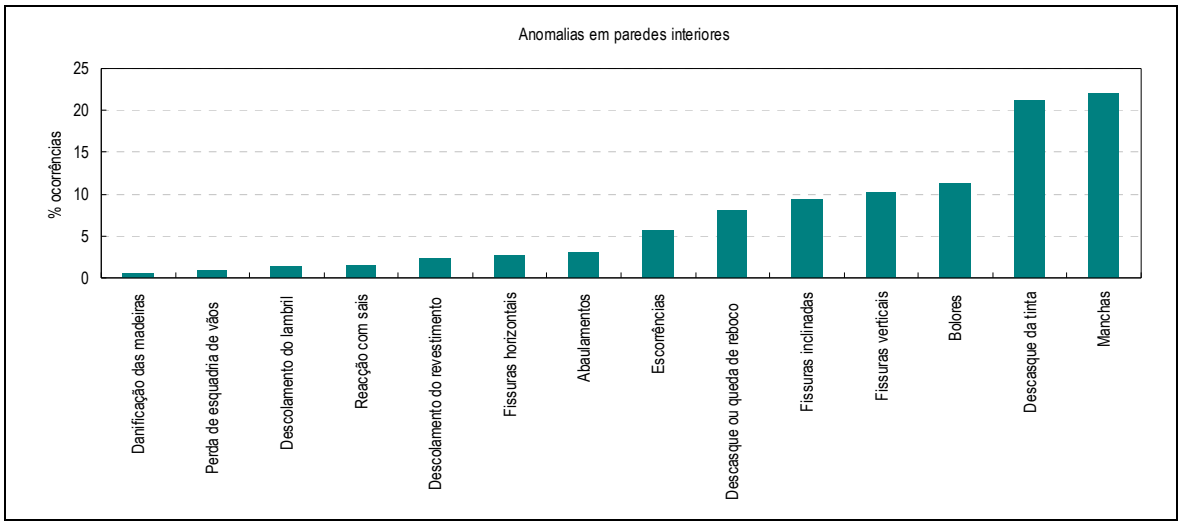


Figura 80: Anomalias em paredes interiores

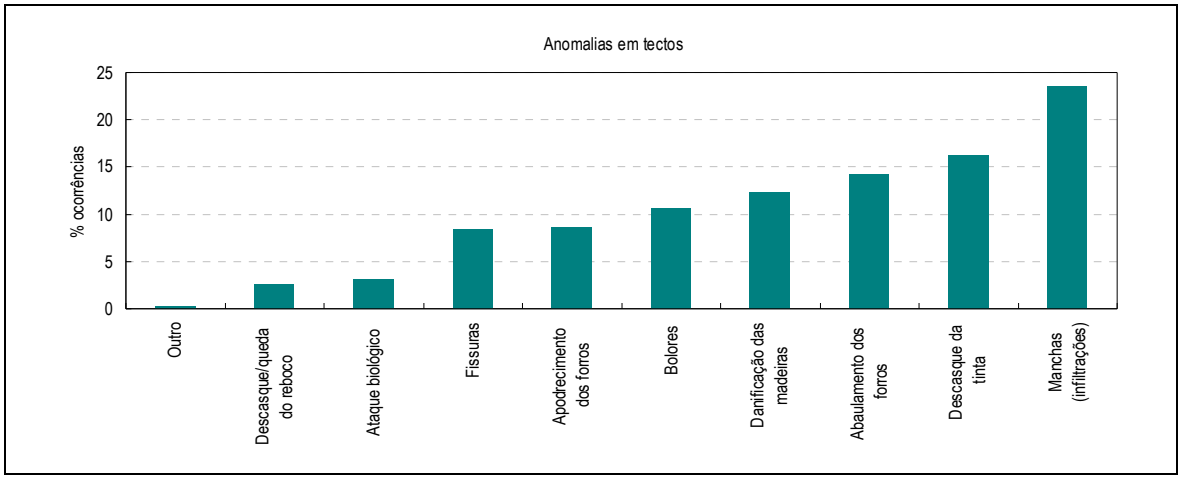
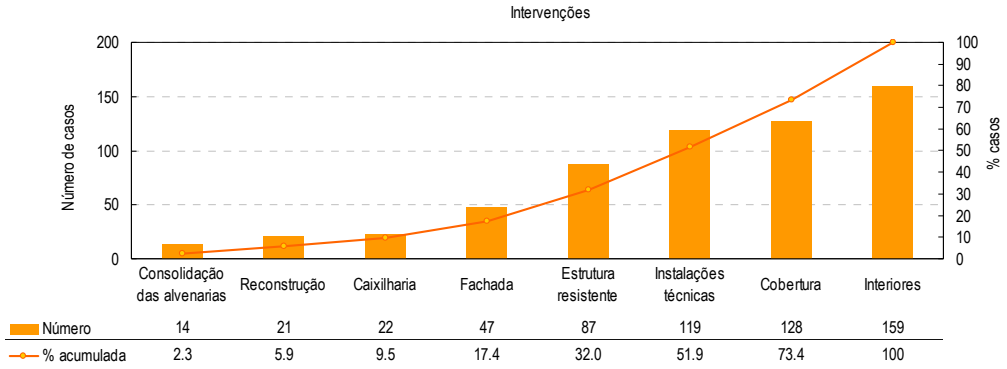


Figura 81: Anomalias em tectos

3.2.11 Intervenções

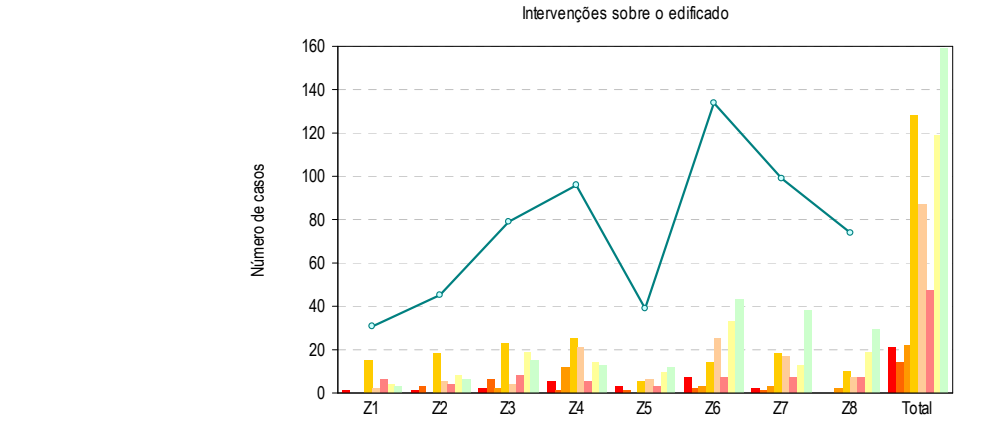
Ao longo do tempo, a Baixa de Coimbra tem sido intervencionada a vários níveis. Praticamente todos os edifícios foram sujeitos a alguma acção de beneficiação, reabilitação ou até remodelação. Na Figura 82-a observa-se que as intervenções mais comuns são ao nível dos interiores (pinturas, substituição de revestimentos de piso, de parede e de tecto). As acções específicas sobre a cobertura representam cerca de 21% das intervenções, feitas certamente com o objectivo de resolver problemas de infiltração e degradação, que são, na sua maioria, intervenções de índole conservativa, noutros casos, mais profundas, ao nível da estrutura de suporte. As intervenções sobre as redes, sejam estas eléctricas, de drenagem, de abastecimento de água ou gás, representam cerca de 20%.

a)



	Consolidação das alvenarias	Reconstrução	Caixilharia	Fachada	Estrutura resistente	Instalações técnicas	Cobertura	Interiores
Número	14	21	22	47	87	119	128	159
% acumulada	2.3	5.9	9.5	17.4	32.0	51.9	73.4	100

b)



	Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6	Z7	Z8	Total
Reconstrução	1	1	2	5	3	7	2	0	21
Consolidação das alvenarias	0	3	6	1	1	2	1	0	14
Caixilharia	0	0	2	12	0	3	3	2	22
Cobertura	15	18	23	25	5	14	18	10	128
Estrutura resistente	2	5	4	21	6	25	17	7	87
Fachada	6	4	8	5	3	7	7	7	47
Instalações técnicas	4	8	19	14	9	33	13	19	119
Interiores	3	6	15	13	12	43	38	29	159
Numero intervenções total	31	45	79	96	39	134	99	74	

Figura 82: Tipo de intervenções sobre o edificado

As intervenções sobre as estruturas resistentes, essencialmente com a introdução do betão armado, apresentam uma percentagem expressiva (15%) e normalmente são trabalhos de remodelação e reforço, introduzindo pilares ou perfis metálicos, substituição de pavimentos aligeirados em betão armado, supressão de elementos resistentes, aberturas de vãos, etc. Menos expressivas são as intervenções nas paredes de fachada, alvenarias ou as caixilharias. Ao nível das caixilharias, são tantos os casos de acções de conservação das caixilharias de madeira (existindo alguns casos em ferro) como os casos de substituição por caixilharias em alumínio lacado.

A título de exemplo, identifiquemos a natureza das intervenções ao nível das coberturas, estruturas resistentes e instalações (ver Figura 83-a, 83-b e 83-c). As acções de conservação são inferiores às acções de remodelação, o que tem implicado, na maioria dos casos o recurso a técnicas e materiais não tradicionais, descaracterizando e desvalorizando o património construído.

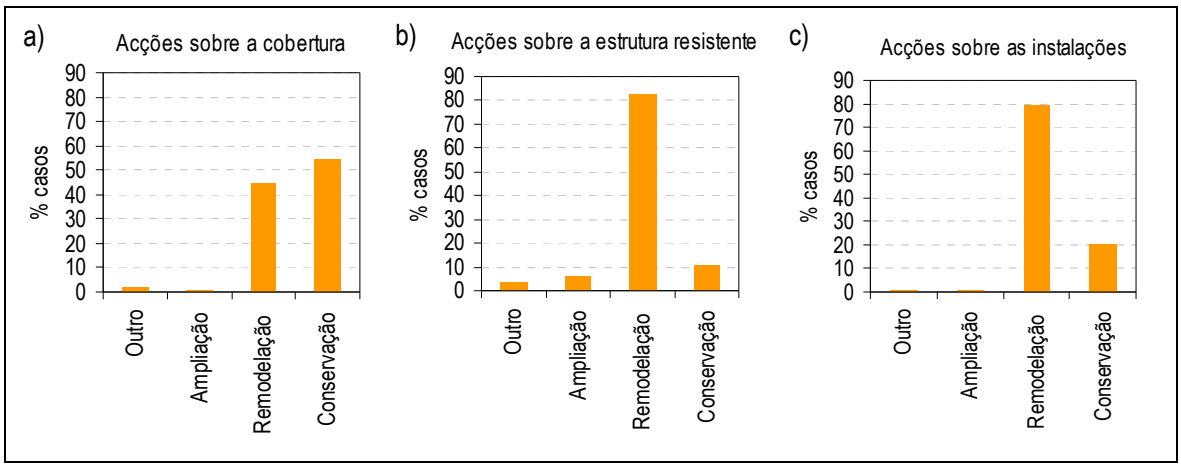


Figura 83: Acções de intervenção sobre as coberturas, estruturas resistentes e instalações

3.2.12 Comentários finais

A imagem do centro histórico, na globalidade, denota que uma intervenção concertada é absolutamente urgente, não só pelo estado de conservação medíocre do edificado, mas pela progressiva e acelerada degradação e perda de imagem do centro histórico, introduzindo soluções e materiais correntes e inadequados à filosofia de conservação e restauro genericamente defendida em toda a Europa.

Para uma aplicação mais discretizada dos resultados, por exemplo, edifício a edifício, poderá ser necessário inspeccionar com mais detalhe alguns aspectos do edificado. O cruzamento de alguns resultados, que não é o objectivo primeiro desta dissertação, poderá esclarecer melhor algumas causas, tendências e até estratégias num diagnóstico mais detalhado e objectivo para determinado tipo de elemento construtivo.

Apesar de alguns resultados menos conseguidos e fiáveis (em alguns parâmetros), esta caracterização é necessária para perceber o estado de conservação actual e o grau de intervenção que se poderá perspectivar.

No capítulo seguinte, faz-se uma análise mais detalhada das principais soluções construtivas e anomalias decorrentes da caracterização do edificado da Baixa de Coimbra. Enquanto que no presente capítulo, o objectivo foi realizar uma análise quantitativa dos resultados de caracterização, evidenciando tendências, indicadores e estados, no capítulo seguinte faz-se um exercício mais direccionado, discutindo em detalhe as situações mais relevantes que estão subjacentes aos resultados aqui apresentados.

Capítulo 4

Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra

Capítulo 4 Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra

4.1 Enquadramento
4.2 Caracterização das paredes de alvenaria resistente
    4.2.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva
    4.2.2 Identificação das principais anomalias das alvenarias
4.3 Caracterização dos pavimentos em madeira
    4.3.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva
    4.3.2 Identificação das principais anomalias dos pavimentos
4.4 Caracterização das coberturas com estrutura em madeira
    4.4.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva
    4.4.2 Identificação das principais anomalias das coberturas
4.5 Comentários finais

4. Caracterização construtiva do edificado da Baixa de Coimbra

4.1 Enquadramento

Neste capítulo é feita uma descrição construtiva dos edifícios antigos da Baixa de Coimbra, através da caracterização dos materiais, soluções construtivas e tecnologia utilizadas essencialmente ao nível da estrutura resistente, isto é, das paredes de alvenaria e estruturas de madeira (pavimentos e coberturas). Inspeccionadas várias centenas de edifícios, observou-se e diagnosticou-se um conjunto de anomalias recorrentes e de ocorrência sistemática. Faz-se, também, um levantamento das anomalias estruturais mais comuns, criando um catálogo de patologias. Dá-se particular atenção aos problemas mais relevantes das paredes de alvenaria, pavimentos e coberturas em madeira, com implicação directa na segurança e qualidade estrutural dos edifícios antigos, que são descritos e discutidos numa perspectiva de análise sintoma-causa, e apresentados com recurso a fichas estruturadas, que inclui exemplos reais.

Pretende-se que, para efeitos de reabilitação, esta descrição e sistematização de informação, quer dos elementos construtivos, quer das anomalias mais comuns, apoiem o conhecimento e divulgação da tecnologia construtiva do edificado antigo no nosso país, nomeadamente em Coimbra.

4.2 Caracterização das paredes de alvenaria resistente

4.2.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva

Pedra

Na construção dos edifícios antigos de Coimbra (habitação, monumentos, etc.) são comuns as alvenarias de grande espessura constituídas por pedra calcária de diversa qualidade, isto é, por pedras com maior ou menor grau de carbonatação e de adulteração argilosa (calcários dolomíticos e calcários margosos). A pedra mais vulgar é a pedra calcária de tom amarelado de Coimbra, também designada por dolomia. Estes calcários são mecanicamente mais fracos pela forte heterogénea em constituição e são ainda de difícil trabalhabilidade. A dolomia de origem local era extraída de pedreiras na periferia da cidade, nomeadamente em Santa Clara e dentro da própria cidade. Esta pedra era essencialmente utilizada na constituição das paredes resistentes do edificado e ainda no enchimento em paredes interiores. Do ponto de vista estrutural, este material revelou-se muito vulnerável face às acções climáticas e em particular à acção da humidade. A desagregação (que é um dos mais graves problemas observados) não se deve apenas à pedra das alvenarias, mas também às argamassas de assentamento e à sua má constituição.

Outras pedras de origem calcária, como a pedra de "Ança" (extraída nesta região), já são calcários mais puros e não são comuns na constituição das alvenarias. Esta pedra de baixa resistência é mais utilizada nas guarnições dos vãos, nos "aventais" das janelas, pilastras, cimalhas de cantaria e está muito presente em peças ornamentais e em monumentos (Mosteiro de Santa Clara, Sé Velha, etc.). Esta pedra, de bom aspecto e excelente trabalhabilidade, é também muito vulnerável às acções climáticas, como se pode observar em vários locais da cidade através dos problemas de desagregação e escamação superficial.

De entre as pedras calcárias na zona de Ança-Portunhos, outras pedras das pedreiras da Boiça e de Outil, com maior ou menor grau de pureza, foram também empregues e utilizadas na constituição das paredes de alvenaria e ainda em outros elementos construtivos. A presença de minerais argilosos nas pedras calcárias tornam as mesmas muito sensíveis à presença da água, originando problemas de degradação diferencial, erosão diferencial e perda de coesão das próprias alvenarias. É muito comum os vãos de aberturas (janelas, varandas e portas) serem vencidos com arcos de descarga em tijolo cerâmico de formato 3x12x28cm, enquanto que inferiormente e na face interior da parede são aplicados lintéis em madeira. A degradação e envelhecimento destes elementos levam à deformação da face interior da parede que prejudica o efeito de arco, transmitindo esforços excessivos e nefastos às paredes.

Argamassas

As argamassas de ligação são também muito influenciadas pelos materiais locais, então disponíveis. As argamassas de cal com areia (do rio), com seixo pequeno e saibro são muito observados. Foi ainda, observado em muitas construções da Baixa de Coimbra, o uso de terra argilosa tipo "rossa" (proveniente da transformação dos calcários) e de barro misturadas com areia do rio, para dar maior consistência. As argamassas ordinárias - e que seriam vulgarmente utilizadas na constituição das alvenarias - seriam de areia e cal, também tendo sido observadas argamassas que incorporam argila e barro. No entanto, as argamassas com cal gorda seriam mais vulgares pela sua disponibilidade. O traço volumétrico, apesar de não determinado, seria avaliado pelo aspecto das argamassas, traço 1:2 (cal: areia), mas também é referido que o traço 2:3 seria usual para argamassas em paredes de alvenaria. As argamassas de barro foram observadas menos frequentemente.

Alvenarias

Os tipos fundamentais de alvenarias observadas são as alvenarias de pedras irregulares ligadas por argamassa (denominadas por "aparelho rústico") e as paredes de frontal (também denominadas de "gaiola" ou de "taipa de rodízio"). Na Figura 84 ilustram-se as tipologias de alvenaria que foram possíveis observar durante as inspecções e que são, essencialmente, alvenarias de pedra muito irregular argamassada.

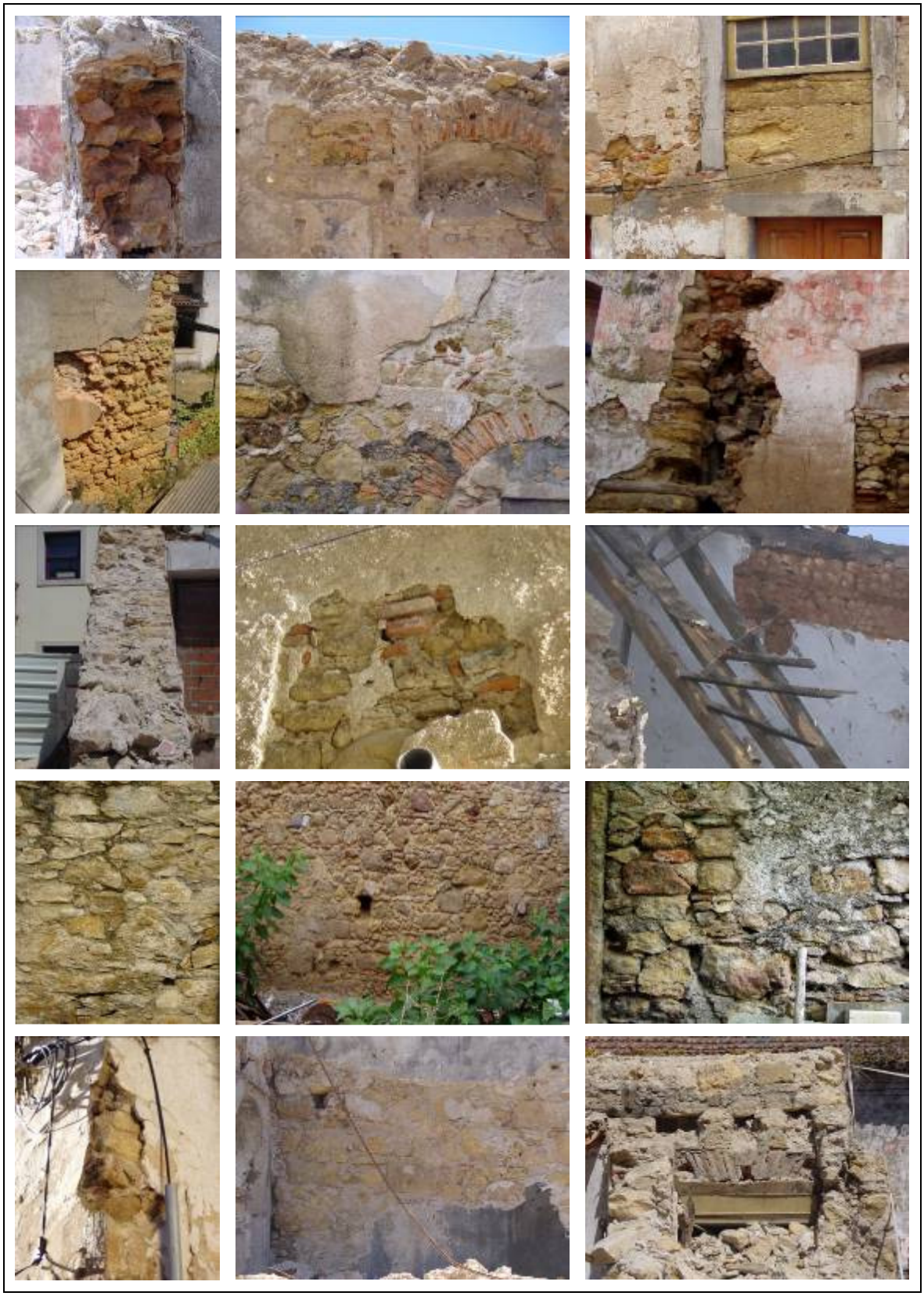


Figura 84: Alvenarias irregulares de pedra calcária na Baixa de Coimbra

A forma de assentamento e o tipo de aparelho das alvenarias de pedra irregular são determinantes na sua capacidade resistente. As dimensões e formato com que as pedras vêm da pedreira, o modo como são argamassadas e a qualidade da argamassa são determinantes na qualidade da alvenaria. As pedras de maior dimensão têm, em geral, forma tosca e são necessárias para criar o "maciço", o cerne da parede. As pedras de mais pequena dimensão têm funções de travamento e enchimento. As alvenarias de pedra irregular ou surribada, desordenadas, apresentam um assentamento aleatório, com juntas desalinhadas e irregulares, mas contudo, com algum cuidado na execução (selecção e assentamento). A heterogeneidade das alvenarias é, aliás, bem visível, incluindo a utilização de tijolos maciços no preenchimento e regularização do assentamento.

Em geral, não existe uma ligação com elementos lastriformes entre uma face e a outra da parede, mas sim o recurso a elementos de maior dimensão quase com a espessura da parede (ver Figuras 85 e 86). Outras alvenarias de dois panos apresentam um núcleo de enchimento com uma mistura de fragmentos de pedra e argamassa de cal ou barro pouco consistente. Estas paredes de alvenaria, com esta composição, nunca poderiam ter menos de 35cm de espessura, salvo avaliação específica e indicações de projecto. Estas espessuras foram calculadas, durante muito tempo, de forma empírica tendo em consideração factores como a sua altura, esforços suportados, qualidade dos materiais, existência de paredes de contraventamento perpendiculares, eficiência das ligações, etc. A definição de uma espessura mínima obrigatória era uma medida comum entre os construtores [Pinho, 2000; Mascarenhas, 2002].

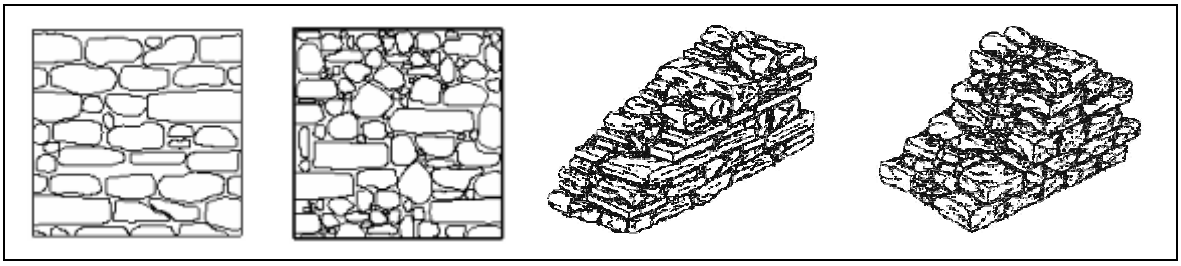


Figura 85: Tipo de assentamento e aparelho das alvenarias de pedra irregular [MRRP, 2001]

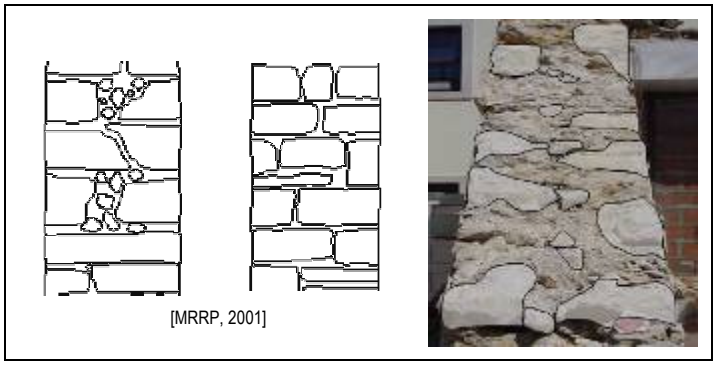


Figura 86: Secção transversal das paredes de pedra

Com o crescimento em altura dos edifícios (com pisos elevados) e com o crescimento do tamanho dos lotes medievais (estreitos) permitindo maiores vãos, as estruturas de madeira assumiram uma tridimensionalidade com a utilização de elementos de madeira embebidos nas paredes com enchimento de pedra irregular, argamassa e agregados (grés e arenitos) e cacos cerâmicos de menor dimensão (provenientes da indústria cerâmica de Coimbra). No entanto, estas estruturas de madeira não apresentam uma regularidade geométrica significativa. As paredes de frontal com prumos verticais, associadas a travessas horizontais e algumas diagonais, formando cruzes geralmente pregadas (também denominadas de "cruzes de Santo André" e "taipa de rodízio"), lembram a estrutura de "gaiola pombalina", ainda que com menor apuramento da técnica.

As paredes resistentes entre edifícios (paredes "meeiras"), em muitos casos não são estruturalmente dependentes, são constituídas por alvenarias menos espessas e de pior qualidade incorporando estruturas de madeira embebidas (ver Figura 87). A madeira é utilizada como reforço periférico na zona das ombreiras, padieiras ou peitoris. Também se encontram elementos de madeira ao nível dos cunhais, mas não é uma solução corrente [Vicente *et al.*, 2006a].



Figura 87: Paredes de alvenaria com estrutura de madeira

A visível fractura e flexão de prumos de madeira embebidos nas paredes são sinais de apodrecimento e degradação da madeira que não são resolvidos pela simples cintagem ou atirantamento da flexão visível. Note-se ainda, que as paredes de tabique têm frequentemente uma função pseudo-estrutural, que adquiriram através do tempo, sendo solicitadas por deformações impostas e efeitos diferidos, abaulando e evidenciando fissuras de esmagamento e denunciando movimentos da estrutura principal e dos pavimentos em madeira.

Existem ainda exemplos de alvenaria de tijolo com diversos formatos, em geral assente a meia-vez. Identificaram-se alguns exemplos, raros, de alvenaria do tipo arábica [Teixeira *et al.*, 1998], em que entre prumos verticais existem tijolos com dimensões 28x12x3cm com um formato peculiar, designados por tijolos "bico de andorinha" (ver Figura 88-a).

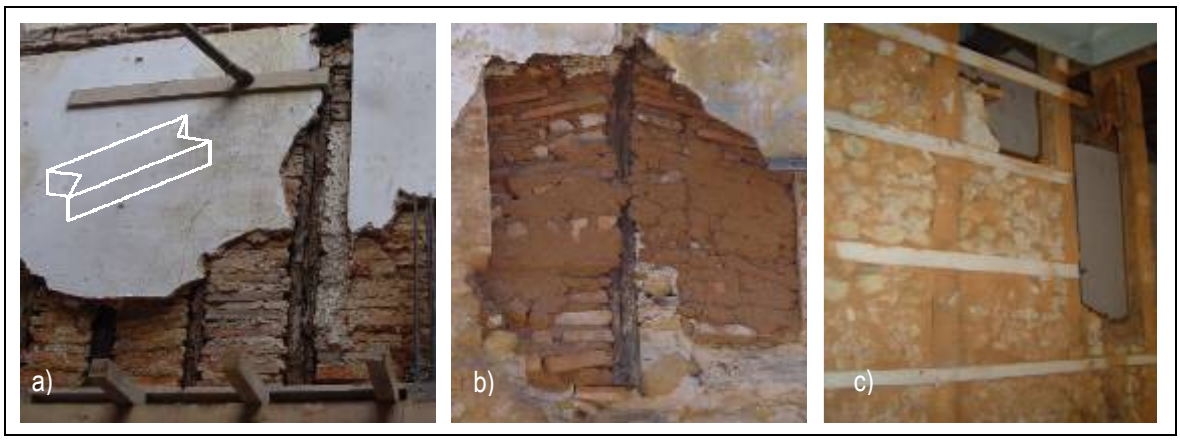


Figura 88: Alvenaria com prumos de madeira distanciados cerca de 60cm na vertical em paredes meeiras

Foram observados, raramente, outros tipos de alvenaria, que se ilustram na Figura 89, dos quais se destaca a taipa de canas de alvenaria de barro e de tijolo cerâmico com assentamento na diagonal.



Figura 89: Outras soluções observadas

Os tirantes em ferro forjado que ligam paredes opostas funcionam como armadura passiva, não transmitindo forças à alvenaria. Apenas se mobilizarão no caso de ocorrerem deformações, assentamentos ou acção sísmica. Os tirantes não estão necessariamente à vista, mas são muitas vezes denunciados pelo destacamento dos revestimentos sobrejacentes (ver Figura 90). Normalmente são visualizados ao nível dos pisos e ao nível da cobertura, observando-se ainda soluções de tirantes como medida de reforço pós-construção.



Figura 90: Uso de tirantes

Os cunhais são zonas onde o travamento das alvenarias adquire especial significado e onde os cuidados devem ser maiores. Se a zona de cunhal for descuidada, é muito provável que se venham a desligar as paredes sem nenhuma razão particular, bastando por vezes o choque térmico para produzir este efeito. Vulgarmente, o travamento é feito por meio de interpenetração vertical como se observa na Figura 91, e, em outros casos, por blocos de pedra de maior dimensão e melhor qualidade (alvenaria perpianho). Mais raro é o uso de madeira embebida, como acontece no caso de alvenarias menos espessas (ver Figura 91).



Figura 91: Cunhais e ligação entre paredes ortogonais

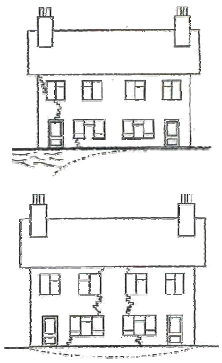
As alvenarias têm fraca resistência a esforços de tracção ou corte, apesar do seu comportamento aceitável a esforços de compressão. A resistência ao corte e à tracção é influenciada pela espessura destas paredes e ainda pela sua constituição, nomeadamente, pelo aparelho da alvenaria e pela qualidade da argamassa de assentamento (que normalmente é de cal ou de barro). As argamassas de cal e barro, que conferem propriedades mecânicas e de coesão pobres, são um factor determinante na resistência a acções laterais, fora do plano da alvenaria. A fragilidade da resposta destas paredes de alvenaria, de baixa ductilidade na presença de forças horizontais de corte, não permite uma dissipação de energia apreciável no caso da acção sísmica. No caso de incorporarem madeira, já esta capacidade é melhorada significativamente [Vicente *et al.*, 2006a].

4.2.2 Identificação das principais anomalias das alvenarias

Entre as anomalias que afectam as paredes de alvenaria dos edifícios da Baixa de Coimbra, verifica-se que algumas delas são recorrentemente observadas e representam bem a realidade do estado de degradação do edificado, os quais são apresentados nesta secção da Figura 92 à Figura 102. A identificação das anomalias apresentadas, é também importante na condução de uma inspecção de um edifício antigo, porque se faz a descrição do fenómeno e ainda a explicação da sua potencial causa e factores agravantes. Refira-se que a maioria das anomalias são frequentemente associadas a problemas de origem mecânica e/ou física. Porém, os problemas de origem química, com maior expressão na explicação de anomalias não estruturais, constituem normalmente causas agravantes das anomalias estruturais.

Muitos dos problemas observados são diagnosticáveis pela análise limite de tensões instaladas. No entanto, alguns modelos numéricos mais complexos poderão ajudar a quantificar com maior rigor a amplitude das forças e tensões desenvolvidas nos fenómenos de fissuração que ocorrem.

Fissuração por assentamento diferencial



[Bonshor, 1996]





Descrição

Fissuração com orientação diagonal, problemas de estabilidade e desaprumo das paredes.

Causas e observações

Assentamento diferencial de fundação.

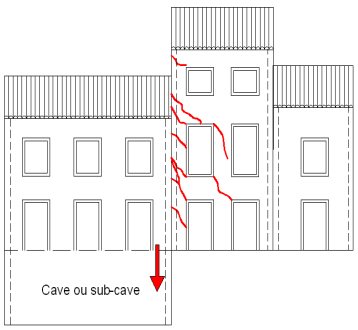
Ao fenómeno de assentamento podem estar associados uma série de factores ligados aos solos de fundação: i) permeabilidade do terreno; ii) solos de comportamento diferente; iii) descompressão do estado de tensão horizontal do solo de fundação aquando da construção de um edifício vizinho; e, iv) deficiente consolidação e até expansão do solo.

A inclinação das fissuras denuncia particularmente os assentamentos diferenciais e a sua configuração também dependerá do tipo de alvenaria, que condiciona a propagação da fissuração.

A "transferência" de esforços entre elementos estruturais é perturbada pela introdução de um deslocamento ao nível das fundações.

Figura 92: Fissuração por assentamento diferencial

Fissuração por assentamento (edificação vizinha, parede meeira)







Descrição

Fissuração diagonal regularmente espaçada com uma configuração tipo "espinha de peixe".

Causas e observações

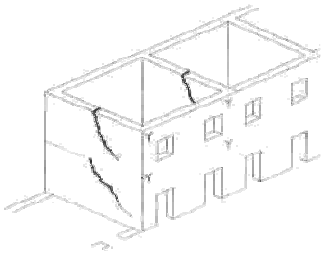
Movimento vertical relativo entre as duas construções vizinhas.

As paredes meeiras dos edifícios em banda são normalmente comuns a ambos os edifícios.

A diferença de altura entre edifícios adjacentes cria níveis de tensão diferentes, originando esforços de tracção numa das paredes induzidos pelo movimento da parede meeira (assentamento de um dos edifícios em relação ao outro). Este problema é agravado pela infiltração da água da chuva e ainda pelo envelhecimento natural das construções.

Figura 93: Fissuração por assentamento (edificação vizinha, parede meeira)

Fissuração vertical junto ao cunhal



[MRRP, 2001]





Descrição

Desligamento na zona de cunhal ou de encontro das paredes de fachada com as paredes meeiras. Fissuração vertical e inclinada com maior abertura no topo.

$$\tau_u = \tau_k + \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5 \times \tau_k}}$$

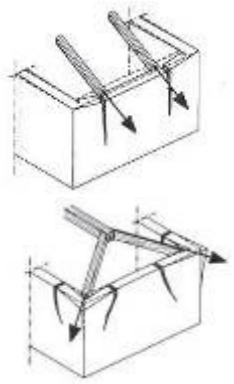
Causas e observações

Rotação da própria parede (desaprumo) ou movimento da parede ortogonal associada à ligação deficiente entre paredes ortogonais.

A baixa resistência ao corte das alvenarias é determinante neste tipo de fissuração (ver expressão acima). O valor da tensão normal ao nível do topo é muito inferior em relação a níveis mais baixos da construção e, por isso, a amplitude e gravidade da fissuração vertical é superior no topo e vai diminuindo até se anular. Pode estar relacionado com o próprio faseamento da construção: Paredes de fachada que não são bem ligadas às paredes de empena já existentes da construção vizinha. O eventual impulso dos pavimentos e da cobertura constituem factores agravantes (ver Figura 95).

Figura 94: Fissuração vertical junto ao cunhal

Fissuração devido a impulso horizontal da cobertura sobre a parede



[Ortigia, 2000]





Descrição

Fissuração vertical junto à cornija da cobertura e fragilização localizada da alvenaria e do revestimento.

Causas e observações

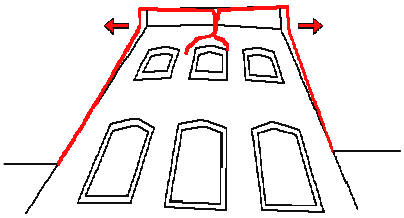
Os impulsos (forças horizontais não equilibradas) que actuam sobre as paredes resistentes - sobre as quais descarrega a cobertura - originam forças de corte nas paredes bem como a sua rotação.

Em geral, as paredes não estão preparadas para resistir a estes impulsos e não estão bem ligadas com as paredes meeiras.

Os impulsos podem ter origem em uma ou várias das seguintes causas: deformação imposta; deformabilidade da estrutura da cobertura por parte da viga de cumeeira ou do vigamento de suporte; interrupção de elementos da estrutura de suporte da cobertura; ausência de elementos de cintagem ou tirantes de ligação das paredes capazes de absorver e redistribuir o esforço.

Figura 95: Fissuração devido a impulso horizontal da cobertura sobre a parede

Fissuração por falta de contraventamento e/ou ligação de paredes







Descrição

Fissuração predominantemente vertical e trespassante em toda a espessura.

Causas e observações

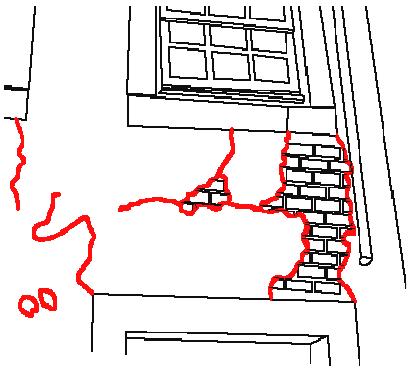
Ausência de tirantes ou elementos de ligação e travamento eficientes entre paredes e a cobertura. Nos casos de alvenarias de fraca qualidade, a sua própria coesão não é suficiente para garantir a sua verticalidade e, assim, na ausência de elementos de ligação e travamento, a alvenaria fissura e consequentemente perde estabilidade.

Este fenómeno observa-se predominantemente em edifícios mais altos, quer isolados, quer inseridos em banda, em que existem edifícios confinantes mais baixos dos dois lados. Como nos centros urbanos, as alturas entre edifícios do mesmo quarteirão não são muito diferentes e o comportamento conjunto do agregado estrutural minimiza este problema.

Este fenómeno é agravado pelo possível impulso das coberturas. Não se pode desvalorizar a possibilidade de pequenas acções sísmicas amplificarem a gravidade deste problema.

Figura 96: Fissuração por falta de contraventamento e/ou ligação de paredes

Desligamento dos revestimentos







Descrição

Degradação, destacamento do reboco da parede de alvenaria.

Causas e observações

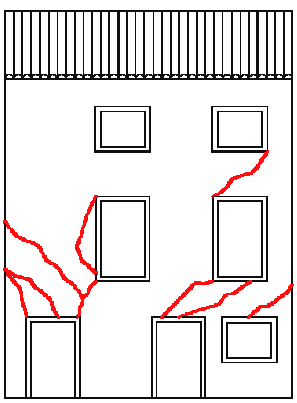
A degradação e destacamento do reboco são essencialmente devidos ao envelhecimento natural associado à degradação com as acções climáticas, nomeadamente a acção da água da chuva infiltrada particularmente na zona sob os vãos.

É comum a utilização de uma alvenaria menos espessa sob as janelas na envolvente para possibilitar o acesso ao vão (janela com avental) e reduzir o peso directo sobre a padieira subjacente. Esta alvenaria é muitas vezes executada em tijolo maciço de barro vermelho e, em edifícios mais antigos, com uma lastra de pedra com a largura do vão. O desligamento entre a alvenaria de pedra e estas zonas é inevitável, não apenas pela diferença de espessura dos rebocos, mas também pela diferença de comportamento mecânico.

Observa-se normalmente a progressão da fissuração nestas áreas, já que os cantos são zonas de concentração de tensões.

Figura 97: Desligamento dos revestimentos

Concentração de tensões por desalinhamento de aberturas





Descrição

A fissuração é essencialmente inclinada.

Causas e observações

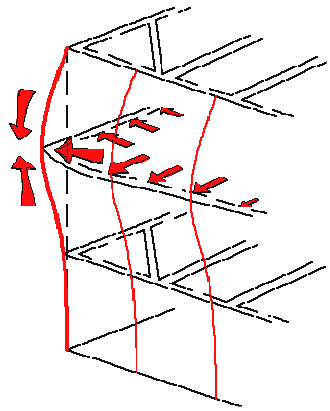
Desenvolvem-se esforços de tracção e tensões tangenciais que não são suportáveis pela alvenaria e consequentemente pelo reboco em zonas de parede sobre aberturas e lintéis.

O desalinhamento de aberturas em altura (vertical) prejudica o caminho de cargas e distribuição de esforços nas paredes. A interrupção de um nembo de parede resistente, devido ao desalinhamento de uma abertura, compromete a capacidade de resistir a forças de corte e de compressão da parede a esse nível, sendo particularmente desfavorável ao nível do R/C.

Nesta situação, no caso do edifício ser sujeito a uma acção sísmica, a resistência a acções laterais fica muito reduzida.

Figura 98: Concentração de tensões por desalinhamento de aberturas

Abaulamento da parede





Descrição

Abaulamento da parede conduzindo a problemas de estabilidade da parede na vizinhança do pavimento. Está também associado a este fenómeno o destacamento do revestimento.

Causas e observações

A presença de humidade (presença de água da chuva) na parede de alvenaria vai degradar as ligações de argamassa com a pedra (coesão da parede), abrindo fissuras no revestimento que, depois, dão origem a infiltração de água, acelerando o processo de degradação.

Essencialmente, o prolongado contacto com a água devido à infiltração pelas fissuras da parede é particularmente notável na proximidade com tubos de queda e zonas onde o sistema de drenagem se revela ineficiente.

A expansão dos elementos de madeira embebidos nas paredes de alvenaria (lintéis, travessas, frechais do pavimento) podem ainda despoletar impulso das paredes agravando o problema. Existência de carga normal excessiva ou excêntrica sobre as paredes, associada à falta de aprumo vertical destas, é um factor agravante.

Figura 99: Abaulamento da parede

Esmagamento localizado (fragilização localizada na parede)



Descrição

Fissuração com sinais de esmagamento e destacamento do revestimento da parede. Desenvolvem-se fissuras nas arestas dos barrotes na zona de ligação às paredes de alvenaria.

Causas e observações

O esmagamento das paredes com carácter local coincide, em geral, com pontos de aplicação de carga concentrada excessiva, como são as zonas de contacto entre o vigamento de madeira do pavimento ou da cobertura e as paredes de alvenaria.

As distorções e a flexão do vigamento devido a momentos flectores também originam fissuração com sinais de esmagamento junto das paredes onde descarregam.

A ausência de um frechal ou elementos/pedras de melhor qualidade, com cuidados especiais de assentamento na zona de descarga dos barrotes, constituem factores de agravamento deste problema. No caso de existir frechal, a sua presença pode não evitar totalmente o esmagamento localizado, em casos de carga normal ou excêntrica excessiva.

Figura 100: Esmagamento localizado (fragilização localizada na parede)

Deterioração dos elementos de madeira



Descrição

Padrão de fissuração com a configuração dos elementos de madeira que expandem dentro da parede, seguida de destacamento em alguns casos.

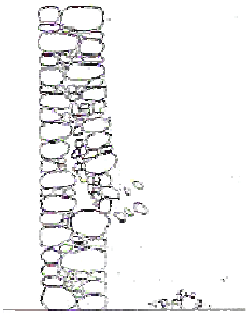
Causas e observações

A fissuração que se desenvolve nas paredes por expansão dos elementos de madeira, origina a queda do revestimento, tornando-as ainda mais vulneráveis às acções climatéricas. A incompatibilidade de deformações denuncia a localização e configuração dos elementos de madeira nas paredes.

As paredes que incorporam elementos de madeira, (como são as "taipas de rodízio" e "cruzes de Santo André") e paredes de frontal (prumos verticais e inclinados), faziam parte de um sistema resistente tridimensional (ligavam à estrutura do pavimento), aligeirando a construção, por redução da espessura das paredes de alvenaria. No entanto, o seu processo de degradação associada à presença de água por humedecimento com a chuva ou de origem ascensional reduz a sua durabilidade.

Figura 101: Deterioração dos elementos de madeira

Desagregação local da alvenaria



[Ortigia, 2000]





Descrição

Desagregação das paredes de alvenaria com destacamento do revestimento e de pedras de menor dimensão, utilizadas no travamento das pedras maiores. Este problema não tem uma configuração padrão, referindo-se apenas que é muito mais notável nos pisos térreos, mais expostos a diversos tipos de acções, nomeadamente à humidade ascensional.

Causas e observações

As infiltrações, quer da água da chuva, quer da humidade ascensional do terreno, são as principais causas de deterioração, afectando a consistência e coesão das alvenarias que inevitavelmente incorporam material orgânico na constituição das argamassas de revestimento e assentamento. A entrada de água faz-se preferencialmente por pontos fracos das fachadas (vãos, beirais, fendas existentes, etc.).

A desagregação origina abertura de fendas e de vazios na parede. Este problema tem efeitos mais nefastos nas paredes de dois panos, para os quais os riscos de instabilização são maiores. A capacidade resistente é naturalmente afectada ao nível dessa secção, comprometendo a estabilidade global da parede.

A desagregação é ainda impulsionada por outros factores: expansão de elementos de madeira embebidos, devido à entrada de água junto dos vãos, originando o apodrecimento e expansão. A presença menos frequente de elementos metálicos também origina um problema semelhante. A deterioração é ainda agravada por outros factores, tais como: poluição, cristalizações, fixação ou instalação de cablagem.

A falta de manutenção e de acções de consolidação das alvenarias agrava o problema.

Figura 102: Desagregação local da alvenaria

Existem ainda outros erros e anomalias das paredes de alvenaria, dos quais se destacam (ver Figura 103) :

- Supressão de paredes ao nível do rés-do-chão interrompendo os alinhamentos verticais resistentes, motivada pela alteração de funcionalidade dos espaços. Mesmo que se substitua e reforce com uma viga com capacidade resistente adequada às solicitações das cargas verticais, a alvenaria de grandes dimensões, então suprimida, seria essencial para garantir a capacidade resistente ao corte ao nível do rés-do-chão. A variação de rigidez introduzida pela supressão de paredes ao nível deste piso, implica uma redistribuição de esforços que solicita de forma diferente os elementos resistentes existentes, não esquecendo a clara agravante da criação de um mecanismo de comportamento, no caso de acções sísmicas, do tipo *soft-storey*. Também se observaram muitos casos, de aberturas de rasgos com grande dimensão para a instalação e remodelação de redes de abastecimento de água e drenagem de esgotos. Estas acções introduzem fragilidades locais que recupertir-se-ão, quer em termos de esforços sobre elementos resistentes vizinhos, quer no caminho de carga e na distribuição de tensões sobre a parede “rasgada”;

- Aumento do número de pisos posteriormente à construção dos edifícios, que foi prática corrente no crescimento das cidades no Séc. XIX. A construção adicional de um ou dois pisos, de estrutura aligeirada no topo do edifício apresentava-se possível, uma vez que o sobredimensionamento das espessuras de alvenaria ao nível dos pisos inferiores permitiam estas acções e em alguns casos a disposição em banda facilitava a sua concretização, apoiando os novos pavimentos em paredes meeiras. Porém, as fracas e ineficientes formas de ligação da estrutura aligeirada normalmente constituída por paredes de frontal e paredes de tabiques à estrutura da construção existente, tornaria estes pisos, particularmente vulneráveis a acções dinâmicas.

Refira-se ainda que se observou sistematicamente a excessiva flexibilidade e deterioração dos lintéis de madeira sobre os vãos das janelas, essencialmente devido à acção da água.



Interrupção e supressão de elementos resistentes



Pisos acrescentados



Empeno e deterioração de lintéis de madeira sobre os vãos

Figura 103: Exemplos de outros problemas em paredes de fachada em alvenaria

4.3 Caracterização dos pavimentos em madeira

4.3.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva

A madeira é um material muito utilizado na construção de edifícios tradicionais e antigos no nosso País. A construção desde a segunda metade do Séc. XVIII até à primeira metade do Séc. XX, foi muito marcada pelo uso da madeira (o edifício pombalino e o gaioleiro). Com a vulgarização das estruturas de betão armado, as estruturas de madeira foram completamente ignoradas pelos técnicos, começando um período de esquecimento que contribuiu em parte para o estado em que hoje se encontram as madeiras nos edifícios antigos, quer usadas em estruturas, quer empregues em elementos não estruturais [Appleton, 2003]. Recentemente, a madeira tem lentamente reassumido o seu carácter estrutural, muitas das vezes em obras não convencionais. Na Baixa de Coimbra, a madeira está presente nas estruturas dos pavimentos, escadas, nas coberturas, nas alvenarias e tabiques, e até nas fundações (estacaria), assumindo-se ainda como um material não estrutural em revestimentos (soalhos, escadas) e nas guarnições dos vãos.

Inevitavelmente, a construção de cada região usa os recursos locais. Na região de Coimbra é frequente observar o uso de vários tipos de madeira: pinho bravo (espécie resinosa), carvalho português, castanho (espécie folhosa) e em menor expressão a casquinha, o choupo e o eucalipto (estes dois últimos não são madeiras aconselháveis para construção, daí que a sua presença seja mais rara). A utilização de madeira importada não era comum, excepto em casos raros e para os edifícios de maior nobreza. No entanto, em outros países europeus a importação de madeira da América do Norte e do norte da Europa era comum, como foi o caso de Inglaterra, nomeadamente na cidade de Londres.

Vários tipos de madeira são empregues nos edifícios visitados na Baixa de Coimbra (ver Tabela 20 para a sua descrição técnica):

- As madeiras de castanho e carvalho têm a sua aplicação mais corrente em vigamentos de pavimentos e coberturas. Outras aplicações não-estruturais destes tipos de madeira são comuns ao nível dos aros de portas, caixilhos, portas e soalho;
- A madeira de pinho foi observada na aplicação de vigamentos de pavimentos e ainda com maior expressão nas estruturas de suporte das coberturas (secção redonda ou preparada). Ao nível dos prumos e travessas dos frontais, estruturas em gaiolas, tabiques fasquiados, varedo dos telhados e ainda em pranchas de soalho, também se observou o uso frequente da madeira de pinho;
- A madeira de casquinha aparece em diferentes aplicações: vigotas, em pranchas de soalho, tabiques, portas, guarnições, aros das janelas, etc;

- A madeira de choupo, pela sua abundância local, também foi observada nas estruturas de pavimento e cobertura;
- A madeira de eucalipto, de baixa durabilidade e nobreza, foi raramente observada na estrutura de telhados, mas frequentemente empregue em soluções de escoramento para evitar a queda de outras estruturas de madeira.

As madeiras exóticas, apesar de não terem sido identificadas com funções estruturais, foram observadas em edifícios de nobreza singular.

Tabela 20: Tipos de madeira [Mateus, 2007; Cruz *et al.*, 2007]

Castanho (Catanea sativa Mill)	Excelente qualidade, madeira de folhosa, cerne distinto, poro de anel, leve, textura grosseira, desenho venado, fácil de trabalhar e muito durável. Madeira muito empregue na construção de elementos estruturais. Vulnerável à variabilidade das condições termo-higrométricas (conservando-se melhor dentro de água do que ao ar) e ao ataque xilófago e biológico.
Carvalho (Quercus ...)	Madeira de folhosa, semelhante às características do castanho.
Pinho nacional (Pinus pinaster)	Madeira de resinosa, pesada, de cor amarelo-pálido no borne e castanho avermelhado acentuado no cerne, textura grosseira, fácil de trabalhar e pouco durável com elevada susceptibilidade aos defeitos de empeno (retracção, nodosidade, bolsas de resina). Mais vulnerável ao ataque xilófago e biológico que a madeira de carvalho e castanho. Sensível à variação de condições termo-higrométricas. A sua utilização deve ser precedida de escolha criteriosa em função do tipo de função estrutural que desempenhará.
Casquinha (Pinus silvestris L.)	Madeira de resinosa branda, cor pálida de desenho venado, leve, durável e muito fácil de trabalhar. Não empena com facilidade.
Eucalipto (Eucaliptus globulus Labill)	Aplicação reduzida na construção. Madeira de folhosa, amarelada ou castanho-avermelhado, de cerne distinto, poro difuso, textura uniforme, pesada, compacta, resistente, elástica e difícil de trabalhar. Não é vulnerável ao ataque xilófago, mas é muito susceptível ao empeno e fendilhação decorrente do processo de secagem.
Choupo (Populus ...)	Madeira branda, flexível e pouco durável, de tecido branco, mole e esponjoso, fácil de trabalhar. Altera-se facilmente sob acção dos agentes atmosféricos. Não devem ser aplicados em vigamentos e soalhos pois a sua baixa resistência é agravada pela rotura mais frágil que apresentam em relação às outras madeiras.

Foram observadas muitos pavimentos com estrutura de suporte em madeira, com peças de madeira com sinais de diferente corte e "falquejamento". Este processo de preparação das madeiras designado de "falquejamento" consiste na preparação do tronco de madeira para posteriormente ser esquadriada em vigas para empregar em estruturas de suporte de grandes cargas. As vigotas, barrotes e as pranchas eram obtidas pelo corte das vigas. O "falquejamento" nem sempre era executado, ou seja, as vigas eram aplicadas para estruturas de suporte de elementos resistentes, apenas preparando as extremidades e eventuais zonas para serem ligadas a outras peças de madeira. A forma dada aos barrotes e vigotas depende da forma de preparação e serragem (ver Figura 104), que por sua vez, limita a sua trabalhabilidade na execução de samblagens, talões, entalhes, etc.

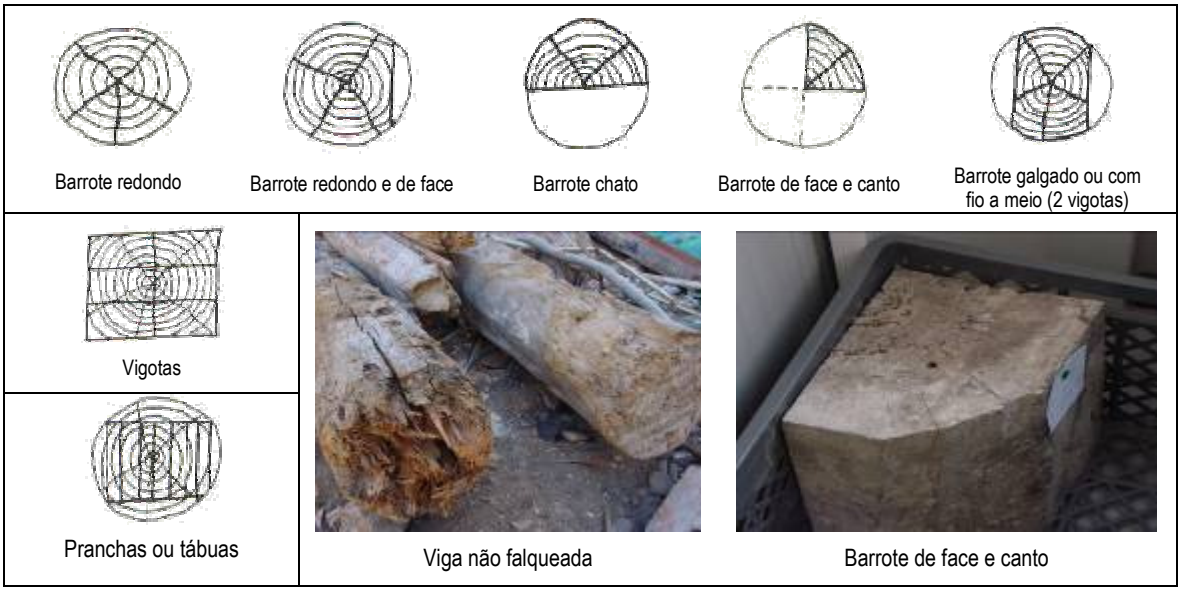


Figura 104: Secção e corte de peças de madeira [Teixeira *et al.*, 1998]

Os pavimentos de madeira, com já constatado no Capítulo 3, representam a maioria das situações observadas e são constituídos por vigamentos de madeira paralelos numa direcção, distanciados em média entre 30 a 60cm, no qual assenta um soalho pregado na direcção transversal.

A dimensão das peças de madeira dependerá da sua futura aplicação em que se exige níveis de durabilidade e resistência específicas, daí que a natureza das madeiras empregues seja importante na definição da secção e comprimento da peça. No entanto, com argumentos de carácter económico, têm-se observado secções de dimensões insuficientes e espaçamentos excessivos, que conduzem, na sua maioria a deformações excessivas e, muito raramente, a situações de colapso. A distância entre o vigamento é reflexo da melhor ou pior qualidade da habitação, isto é, a relação entre a dimensão do vigamento (largura do barrote) e o afastamento entre o vigamento, que na grande maioria dos casos registados era 1:3 ou 1:4.

O afastamento das vigas depende normalmente do vão a vencer. Foi observado com frequência medidas entre os 30 a 40cm (entre eixos de vigas/barrotes) para um vão corrente entre os 3 a 4m, em que as secções dos barrotes tinham em média, 10cm de largura por 18cm de altura. Quando os vãos atingiam valores na ordem dos 6m, as secções dos barrotes aumentavam para 12cm de largura por 20cm de altura. Para secções entre os 6 e os 15m, observaram-se valores na ordem dos 25 a 33cm para a largura e 25 a 40cm para a altura das vigas. Para este tipo de vãos maiores, o esquema estrutural mais elementar não era suficiente, criando-se alinhamentos resistentes de grandes vigas principais que seriam transversais ao vigamento do pavimento, sobre o qual era pregado o soalho, existindo ainda, em alguns casos, um contra soalho. Para além desta variabilidade das dimensões registada, observam-se também, secções transversais

das peças de madeira que não são esquadriadas, isto é, troncos circulares sem casca para toda a ordem de grandeza dos vãos. Relativamente ao tecto e à face inferior dos pavimentos, foi normalmente observado um forro de madeira ou um forro em estafe.

A identificação da madeira não é uma tarefa fácil. No presente trabalho, essa aproximação à identificação foi feita de forma muito expedita a partir da sua cor, peso, aparência de veio (observação das camadas de crescimento), bolsas de resina, presença e número de nós, porosidade e ainda pela posição e função desempenhada. Embora num número reduzido de casos, foram observados arcos e abóbadas executados à base de elementos cerâmicos e de pedra ao nível do primeiro piso elevado. Outra solução singular (característica do final do Séc. XIX), constituída por vigas de ferro espaçadas de cerca de 50 a 60cm e preenchidas entre si por pequenas abóbadas em tijolo, foi também observada e é ilustrada na Figura 105-d.



Figura 105: Outros tipos de pavimento: a) Arco em tijolo; b) Abóbada nervurada; c) Abóbada simples; d) Vigas em ferro e abóbadas em tijolo

Os pavimentos em madeira constituem diafragmas rigidificadores das estruturas dos edifícios de alvenaria e reduzem o risco de instabilidade das paredes de alvenaria de elevada esbelteza, particularmente em pisos elevados de edifícios mais altos. Os edifícios com arcaria ao nível do rés-do-chão e com janelas altas, sem o suporte da estrutura de madeira do pavimento (reduzindo-se assim paredes de envolvente periférica a nembos estreitos e contínuos entre aberturas), seriam demasiado esbeltas e com elevado risco de encurvar e flectir quando sujeitas a resistir a acções horizontais. Estudos realizados [Lang, 2002], revelam que quanto maior for a flexibilidade dos pavimentos, a sua deformação e aceleração crescente, associado ao seu comportamento não linear histerético, maior podem ser os deslocamentos diferenciais induzidos sobre as paredes. Os efeitos de amplificação em termos de aceleração vertical dos pavimentos podem chegar a 2

vezes os valores de aceleração [Bruneau, 1994]. Na Figura 106 apresentam-se imagens da tipologia e organização dos pavimentos mais comuns na Baixa de Coimbra.

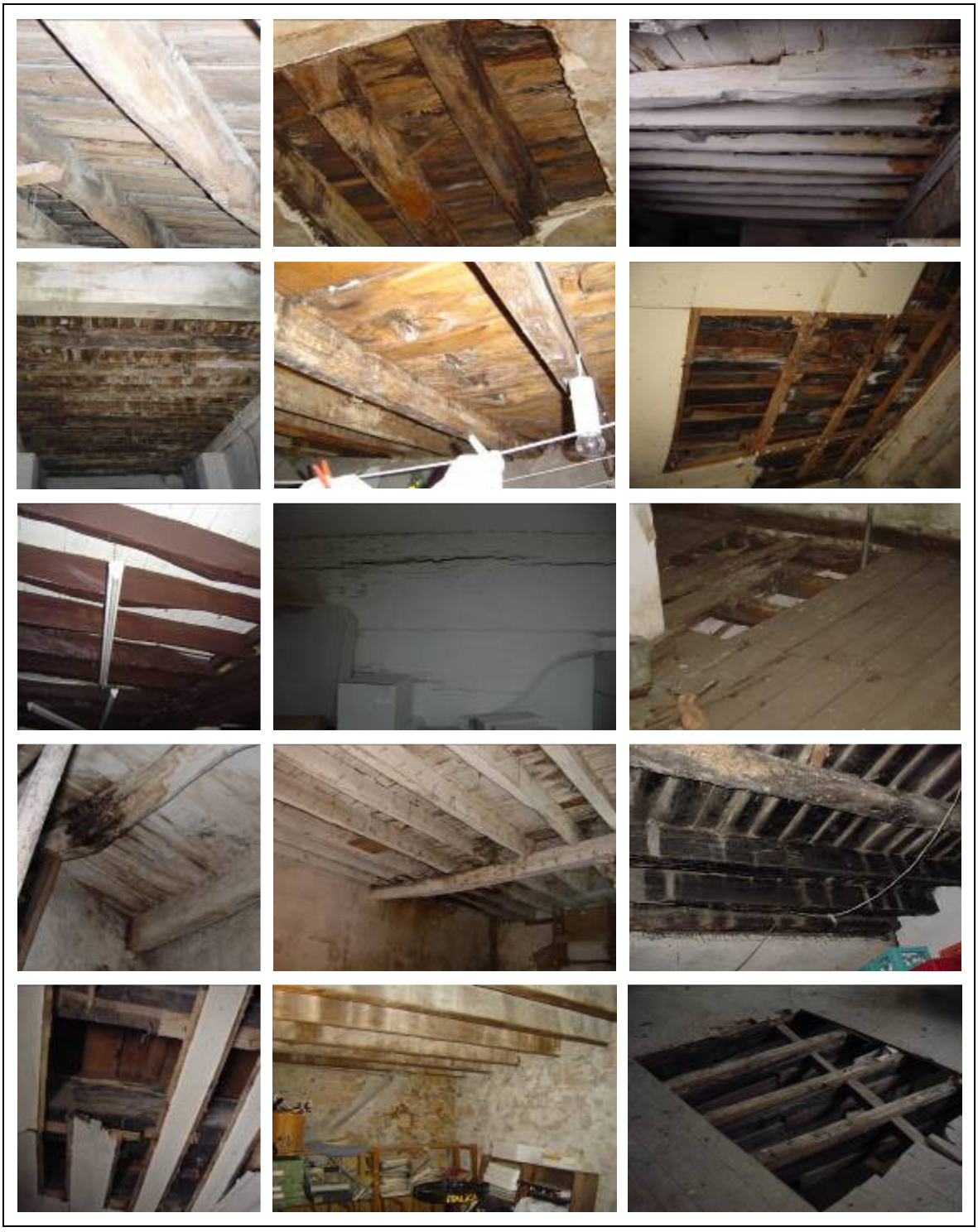
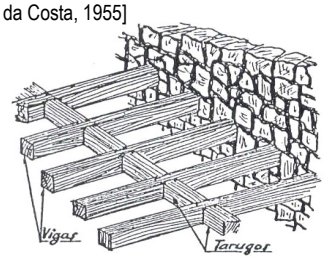


Figura 106: Pavimentos em madeira na Baixa de Coimbra

A forma de ligação mais simples dos pavimentos às paredes, consiste no encaixe do vigamento de madeira em aberturas dispostas nas paredes com as dimensões dos barrotes. Não é muito frequente a existência de um elemento de distribuição de carga, por exemplo, um frechal em madeira para evitar a concentração de tensões sobre a zona de entrega dos barrotes sobre a parede de alvenaria. Mais rara ainda, e apenas observado em casos pontuais, é a execução de uma ligação eficiente, garantindo a mobilização de um comportamento conjunto entre elementos resistentes horizontais e verticais, com recurso a elementos metálicos. Na Figura 107 ilustram-se os esquemas de ligação usuais entre os pavimentos e as estruturas de alvenaria: i) introdução do topo do barrote na parede; ii) recurso a frechal (embebido ou aparente); e, iii) recurso a frechais aparentes associados a tirantes ou cachorros de pedra.

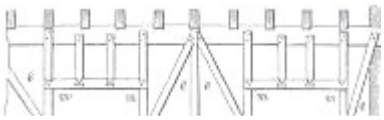
[Pereira da Costa, 1955]

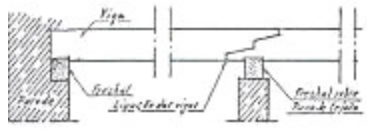




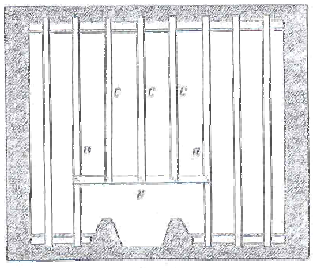


Vigamento introduzido na parede, sem frechal





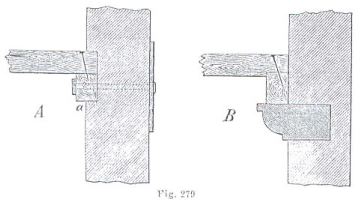
[Leitão, 1896]

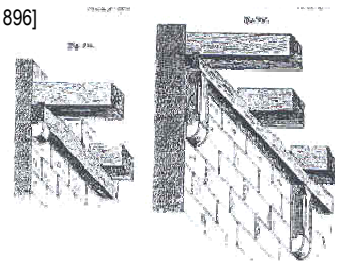




Vigamento assente na parede sobre frechal embebido

[Leitão, 1896]







Vigamento assente na parede sobre frechal com cachorros

Figura 107: Ligações entre pavimentos e paredes

Na Figura 108 apresentam-se exemplos de ligações pontuais com recurso a elementos metálicos que solidarizam as paredes de alvenaria com o vigamento em madeira, que raramente se observaram, uma vez que a foi difícil identificar estes pontos singulares da estrutura.

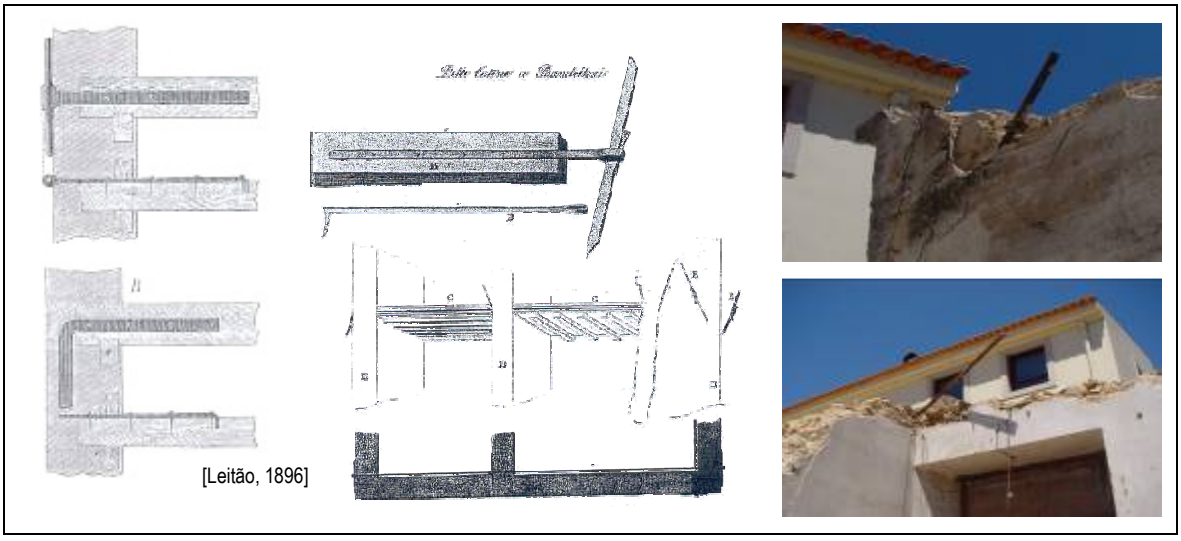


Figura 108: Ligações com elementos metálicos

As ligações parede-pavimento são de facto críticas, uma vez que a transferência de forças estáticas ou dinâmicas dos pavimentos para as paredes é garantida e mesmo condicionada, pelo seu grau de conexão. Refira-se que as condições de apoio simples dos barrotes sobre as paredes, podem motivar o colapso das paredes para fora do seu plano e ainda a queda parcial do pavimento, devido ao desenfiamento dos barrotes das paredes onde se apoiam.

A existência de pregos em ferro forjado de secção quadrada ou arredondada (ver Figura 109), designados por "pregos de galeota", permite, de forma indirecta, conhecer a data de construção do edifício, pois a sua utilização é anterior ao Séc. XVIII. Os pregos de ferro forjado eram utilizados na ligação de peças de madeira que suportariam grandes esforços.



Figura 109: Pregos de ferro forjado

Foram observados muitos casos de pavimentos que sofreram intervenções de reforço, com a intenção de controlar a deformação e permitir maior capacidade de carga (inserção de perfis metálicos na direcção longitudinal e transversal aos barrotes de madeira, criação de colunas de apoio intermédio, substituição de alguns barrotes e introdução de uma cofragem colaborante), como se ilustra na Figura 110.



Colunas de ferro fundido com perfis metálicos



Reforços metálicos



Substituição de barrotes com cofragem colaborante



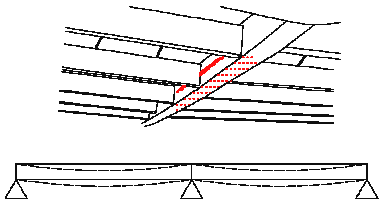
Introdução de elementos adicionais

Figura 110: Reforço de pavimentos de madeira

4.3.2 Identificação das principais anomalias dos pavimentos

Nos pavimentos de madeira os problemas são frequentemente associados à própria natureza do material e agravados pelo seu envelhecimento, degradação e efeito de fluência. Muitos edifícios apresentam peças de madeira muito deformadas ou empenadas, essencialmente pela acção dos ciclos de temperatura e humidade e ainda pelos efeitos de um processo de secagem não controlado. Apresentam-se nas Figuras 111 a 115 as principais anomalias observadas nos pavimentos de madeira, que cobrem a maioria dos casos de patologias observadas.

Deformação excessiva









Descrição

Deformação acentuada dos pavimentos com grandes flechas entre barrotes/vigas da estrutura de suporte do pavimento.

Causas e observações

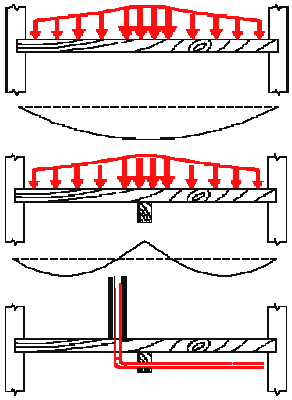
Reduzida dimensão das secções dos barrotes/vigas de madeira e ainda excessivo espaçamento entre eixos de barrotes/vigas principais, característicos destas construções, afectando a longo prazo a durabilidade dos pavimentos.

Podem ainda conduzir ou agravar as deformações: envelhecimento natural da madeira; empenos associados à falta de controlo do processo de secagem (muito comum no caso da madeira de pinho); supressão de paredes estruturais onde apoiam os pavimentos; falta de tarugamento do vigamento principal do pavimento de forma a melhorar o efeito membrana e a rigidez dos pavimentos.

A presença de água e o ataque xilófago constituem factores de agravamento deste problema.

Figura 111: Deformação excessiva

Interrupção de elementos estruturais e introdução de carga excessiva









Descrição

Deformação excessiva dos pavimentos

Causas e observações

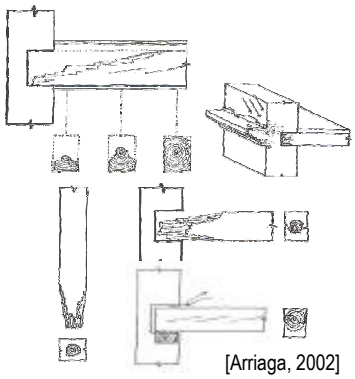
A adaptação do edifício a novos usos, isto é, novas exigências em termos de cargas, por vezes excessivas, que conduzem a níveis de deformação não recuperáveis, acelerando os efeitos diferidos de deformação no tempo.

É muito frequente os pisos superiores dos edifícios servirem de espaço de armazém dos espaços comerciais instalados no rés-do-chão (uma vez que são raros os edifícios com cave). Em muitos destes casos são depois introduzidos reforços (duplicação de vigas, novos elementos de madeira e introdução de perfis metálicos) após visíveis deformações do vigamento existente.

A adaptabilidade dos compartimentos de serviço, cozinhas e instalações sanitárias, implica a introdução de redes de águas e esgotos. Muitas vezes o seu traçado leva ao corte de elementos para passagem de tubagem, comprometendo a capacidade resistente, fragilizando localmente o pavimento e conduzindo a um risco de deformabilidade, associada ainda à betonagem parcial das lajes (ver Figura 115).

Figura 112: Interrupção de elementos estruturais e introdução de carga excessiva

Apodrecimento e fragilização (infiltrações)



[Arriaga, 2002]







Descrição

Apodrecimento da madeira nas zonas mais sensíveis, como são as "entregas" do vigamento de madeira sobre as paredes.

Causas e observações

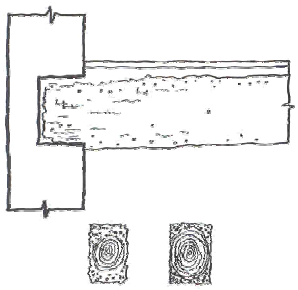
A capacidade resistente de peças de madeira, próximas da parede, são fragilizadas (desenvolvimento de fungos e podridão) pelas infiltrações que ocorrem através das paredes (fachada e meeiras), beirais, coberturas e caixilharias, conduzindo à desagregação da alvenaria e destruição da zona dos apoios, onde o esforço de corte também é maior, originando, em casos limite, o colapso dos barrotes/vigas e consequentemente do pavimento.

A partir de infiltrações que ocorrem essencialmente através das paredes, outros elementos em madeira também contactam com a água, como são soalhos e forros de tecto, nomeadamente nas zonas periféricas, junto das paredes.

A humidade ascensional, apesar de ter uma consequência mais directa sobre as alvenarias, também pode ascender ao nível dos pavimentos no caso de pisos semi-enterrados. A rotura de canalizações e outras causas fortuitas podem agravar este problema.

Figura 113: Apodrecimento e fragilização (infiltrações)

Ataque xilófago e degradação biológica da madeira



[Arriaga, 2002]







Descrição

Normalmente o ataque xilófago é visível pelo exterior das peças, apresentando sinais de perfuração de pequeno diâmetro, que pode atingir toda a secção da peça de madeira, favorecendo o desenvolvimento de bolores e podridão.

Este problema é particularmente sensível nas zonas de ligação e apoio.

Causas e observações

O ataque por fungos xilófagos ou insectos traduz-se, em termos estruturais, numa redução da secção útil resistente, o que é indesejável, uma vez que altera o comportamento da peça de madeira, tornando-a frágil.

A proliferação do ataque xilófago é principalmente originária dos insectos de ciclo larvar (caruncho, traça e gorgulho) e ainda de térmitas e formiga branca. O risco associado ao ataque xilófago é maior se a temperatura e o teor de água da madeira for estável e prolongado (ausência de ventilação).

A presença de um ambiente húmido e com estabilidade de temperaturas é favorável à proliferação de algumas espécies.

Algumas espécies de insectos sociais, sensíveis à luz, podem enfraquecer uma peça de madeira pelo seu interior, podendo o exterior apresentar bom aspecto.

Figura 114: Ataque xilófago e degradação biológica da madeira

Deformações associadas à deformabilidade da caixa de escadas e introdução de carga adicional



Descrição

Deformação excessiva da estrutura da caixa de escadas, distorcendo vãos e pavimentos na sua proximidade. Deformação do pavimento em zonas onde se introduziram lajes betão/betonilhas de argamassa corrente.

Causas e observações

A caixa de escadas tipicamente é constituída por uma estrutura de madeira que deforma por diversas razões: supressão de um elemento de apoio ao nível dos pisos inferiores; empeno e distorção das madeiras da estrutura das escadas; e, ainda, o inevitável efeito da fluência nas estruturas de madeira com mais de um século de aplicação sem cuidados de inspecção e de reforço.

Na perspectiva de melhorar as condições de habitabilidade e higiene são introduzidas instalações hidráulicas, nomeadamente redes de drenagem para servir cozinhas e novas instalações sanitárias. Esta intervenção exige a criação de uma camada de enchimento sobre o pavimento em madeira existente, para envolver a tubagem e ainda impermeabilizar o pavimento nesta área com um revestimento cerâmico sem nenhuma preocupação de reforço da estrutura subjacente.

Para além da carga adicional introduzida pelo pavimento pesado, o problema de deformação é agravado pela rotura de tubagens, quer de distribuição de águas, quer de drenagem de esgotos, que passam a proporcionar um humedecimento permanente da estrutura de madeira subjacente. A carga introduzida pela betonagem, mesmo que feita numa pequena área e espessura, irá despoletar redistribuições de esforços nos pavimentos e consequentemente nas paredes.

Por vezes estes dois problemas (deformabilidade da caixa de escadas e a introdução de carga adicional) estão associados à proximidade das instalações sanitárias e cozinha com a caixa de escadas.

Figura 115: Deformações associadas à deformabilidade da caixa de escadas e introdução de carga adicional

O envelhecimento natural referido em praticamente todos os casos expostos, constitui um factor agravante, particularmente, no caso das deformações. Pequenos defeitos e irregularidades inerentes ao próprio material, como a nodosidade da madeira, defeitos de secagem, empenos naturais (inclinação do fio), fendas e outras alterações, influenciam a qualidade e resistência mecânica dos elementos de madeira, contribuindo para os problemas de deformações, fluência e rotura de ligações.

Outros agentes atmosféricos como os raios ultravioletas e agentes químicos alcalinos (por exemplo, a cal apagada), produzem alterações que são apenas superficiais, como é o caso da alteração da cor, mas pode também afectar, a longo prazo, a resistência mecânica [Amorim, 2002].

Faz-se ainda uma breve referência aos problemas de acções acidentais e naturais, como são a acção do fogo e do sismo. No caso de um pavimento sujeito a uma acção dinâmica, especial cuidado deve ser dado à forma de ligação do vigamento principal do pavimento com as paredes e ainda outros elementos, como já exposto na Secção 4.3.1. No caso do fogo, apesar da lenta combustão da madeira, as ligações, que normalmente são metálicas, são os pontos mais frágeis. Por último, referem-se mais três problemas que se observaram ao nível dos pavimentos e que se ilustram na Figura 116.

- A adopção/substituição de pavimentos pré-esforçados de vigotas e abobadilhas, que introduzem uma carga adicional em cerca de 150% superior à solução de pavimento de vigamento de madeira com soalho e forro de tecto em madeira;

- Com muito menor expressão, dado o reduzido número de situações observadas: a utilização de vigas de ferro é sensível aos problemas de corrosão. O processo de oxidação ocorre nos locais em que possa haver contacto com água, nomeadamente junto às paredes de alvenaria, originando a expansão e consequente fendilhação e desagregação dos materiais mais próximos;

- O impulso provocado pelos pavimentos sobre as paredes, que agravam o abaulamento que a parede de fachada apresenta ou a curvatura natural, resultante do processo construtivo.



Lajes aligeiradas pré-esforçadas



Corrosão de vigas de ferro



Impulso dos pavimentos sobre as paredes

Figura 116: Outros problemas dos pavimentos de madeira

4.4 Caracterização das coberturas com estrutura em madeira

4.4.1 Materiais, soluções e tecnologia construtiva

As estruturas das coberturas são quase na totalidade em madeira, existindo muito poucos casos de coberturas com estrutura metálica, coberturas planas ou outras geometrias. Esta secção debruça-se sobre as coberturas inclinadas com estrutura em madeira, por representarem mais dos 95% das coberturas do perímetro de estudo da Baixa de Coimbra. Observaram-se diferentes soluções estruturais de coberturas, ao nível da configuração das asnas, dos elementos de contraventamento, das mansardas, lanternins, etc. Após observação de centenas de coberturas, verificou-se a recorrência de soluções estruturais elementares, com casos pontuais de estruturas muito mais complexas [GECoRPA, 2000; Tratado de Rehabilitacion, 2000] (ver Figura 117).

O facto de muitos edifícios estarem construídos em banda e terem uma largura reduzida, conduz a que as soluções de telhado com duas águas sejam as mais utilizadas: i) a solução estrutural é muito simples e consiste em vigas/barrotes principais de madeira paralelos à fachada, descarregando sobre as paredes meeiras ou meãs; ii) estrutura de barrotes que descarrega sobre um lintel no topo das paredes de fachada e uma viga de cumeeira, como se fossem asnas desprovidas de escoras, pendural e linha; e ainda, iii) solução com uma geometria de asna fechada simples (ver Figura 118).

Nos casos de coberturas de grandes dimensões (maiores vãos e número de vertentes), a solução estrutural torna-se mais complexa em termos das suas ligações e geometria dos elementos de madeira. As asnas mais complexas foram observadas nos edifícios mais nobres. As asnas compostas, asnas de lanternim e asnas de mansarda foram observadas em edifícios mais altos, que normalmente recorrem, em geral, a melhor técnica construtiva. Foram ainda observados casos singulares de geometria não convencional.

Relativamente às dimensões das peças de madeira inferiores a 4 metros (vigas, barrotes, linhas, pernas, madres), a secção transversal destas peças é baseada em critérios empíricos. No caso de serem superiores a esta dimensão teriam que respeitar dimensões indicadas por tabelas de cálculo [Pereira da Costa, 1955].

A inclinação das águas revelou-se por vezes insuficiente, o valor aceitável para edifícios antigos seria em média, 26º a 27º para as vertentes principais (valor usual para a inclinação das pernas das asnas), sendo ainda mais inclinada no Norte de Portugal do que no Sul. Actualmente, sabemos que a escolha destes valores é dependente de vários factores, desde a acção combinada do vento e precipitação, ao conceito de exposição e ao tipo de telha e seu encaixe [MATC, 1998].

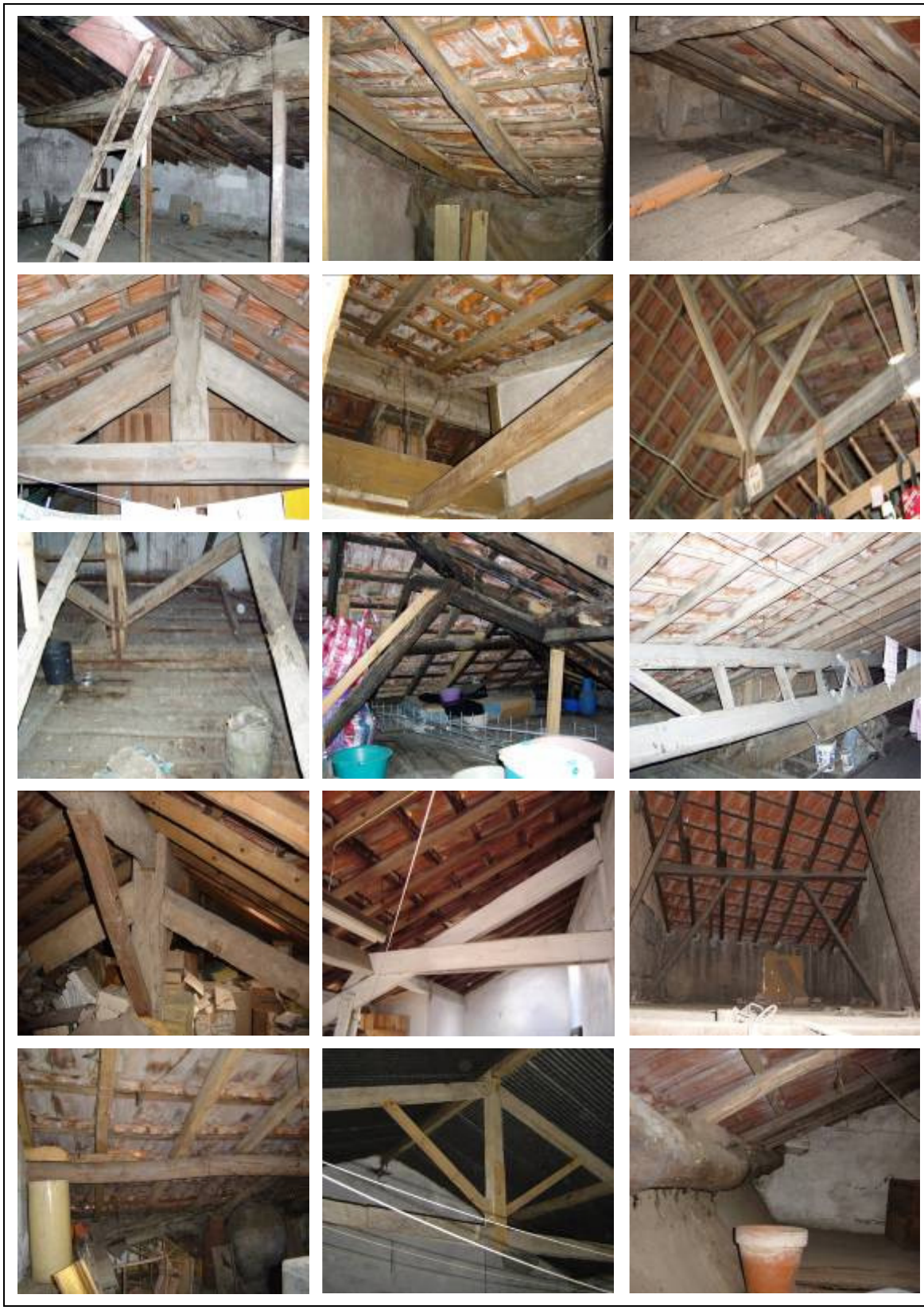


Figura 117: Exemplos de coberturas observadas na Baixa de Coimbra



Figura 118: Geometria e constituição da estrutura de suporte das coberturas da Baixa de Coimbra

As ligações, na sua maioria, são pregadas, mas nem sempre apresentam cuidados de samblagem entre as peças de madeira e uso de ferragens (ver Figura 119). As ligações com ferragens são apenas observadas em asnas de coberturas mais complexas e consequentemente de maior vão. A dimensão destas ligações, suportada por critérios empíricos, pode variar entre larguras de 3 a 6cm e espessuras de 0.5 a 1.2cm, determinada pela dimensão da estrutura.

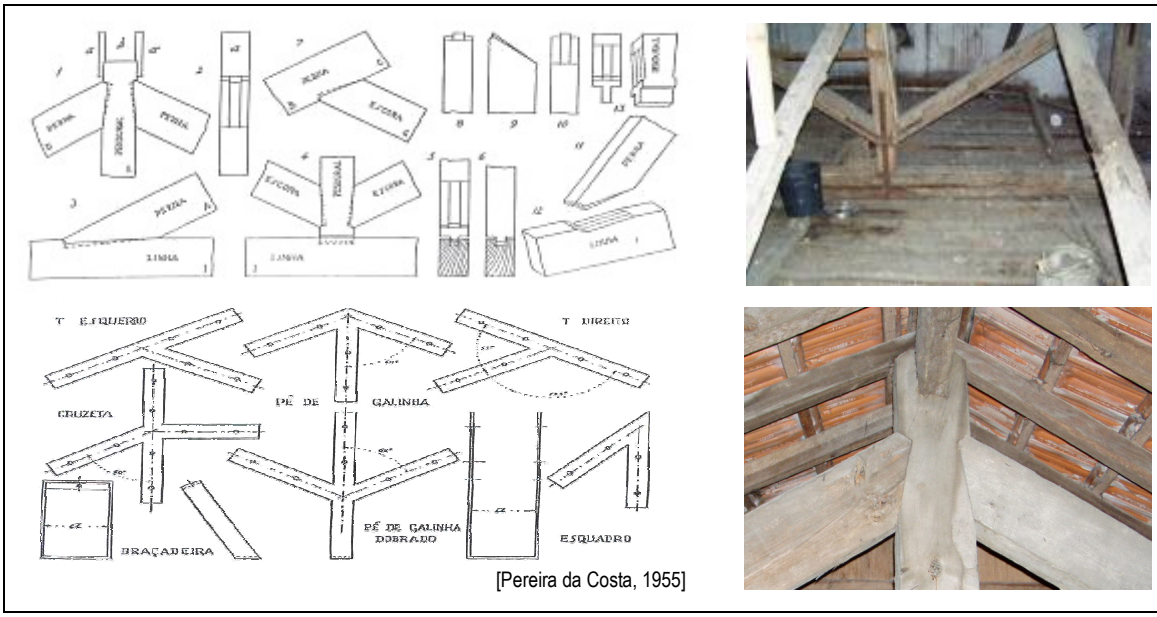


Figura 119: Ligações entre elementos da estrutura das asnas de cobertura (samblagens e ferragens)

Tal como exposto no Capítulo 3, predominam as coberturas revestidas a telha cerâmica. A telha do tipo marselha e a telha do tipo lusa representam a maioria das soluções, com predominância para esta última (ver Figura 120). As coberturas revestidas com telha canudo, na sua maioria argamassadas, apresentam um estado de degradação muito avançado. Os revestimentos de telhado em telha de canudo (também designada por "telha portuguesa") têm desaparecido, representando hoje uma pequena minoria (ver Figura 121-a). Existem diversas formas de assentamento para este tipo de telha (mouriscado, meio mouriscado, cravado e valladio), no entanto, a forma de assentamento mais observada é do tipo "valladio" com duplo coberto, sem juntas argamassadas e do tipo cravado, com argamassa na zona da boca das telhas. As zonas de beirado e cumeeira são sempre assentes com argamassa.

A heterogeneidade de materiais e soluções é muito grande em alguns casos, podendo observar-se em situações singulares, três a quatro tipos de revestimento diferentes (ver Figura 121-b). É evidente, mas lamentável, o facto de intervenções ao nível da reparação e conservação da cobertura, na maioria dos casos, não se estenderem à zona dos beirados, onde claramente se observam duas a três fiadas de telhas de meia-cana originais (ver Figura 121-c).



Figura 120: Vistas aéreas da Baixa de Coimbra



Figura 121: Revestimentos de coberturas inclinadas: a) Cobertura em telha tipo canudo com assentamento do tipo "valladio"; b) Heterogeneidade de soluções; c) Coberturas com cuidados exclusivos na zona corrente

Os beirais têm sempre uma quebra de inclinação (contrafeito) obtida através de um elemento de madeira (ponta de vara) que é pregado a um frechal sobre a parede e em outros casos, devido à existência de um algeroz de recolha de água pluvial. Existem ainda alguns casos em que o beirado é o prolongamento da vertente.

Na reabilitação de coberturas, incluindo a sua substituição, há novas preocupações, nomeadamente a colocação de isolamento térmico, a ventilação e a definição do sistema adequado de recolha de águas, que fazem com que muitas destas intervenções prolonguem a vida útil destas construções, quando devidamente enquadradas e compatibilizadas com a estrutura existente. No entanto, os remates e os pontos singulares são sempre zonas de maior complexidade e, por isso, geralmente menos cuidados (ver Figura 122).



Figura 122: Exemplos de soluções de revestimentos de coberturas inclinadas na Baixa de Coimbra

As intervenções ao nível dos revestimentos consistem, essencialmente, na resolução das infiltrações, recorrendo à substituição das telhas (em geral, adaptando telhas do tipo lusa ou marselha) e à aplicação de telas e sistemas de subtelha (ver Figura 123). Muitas destas intervenções constituem uma oportunidade para substituir alguns dos elementos de madeira mais degradados e ainda reconstruir a estrutura da cobertura parcialmente ou até de forma integral, se necessário.



Figura 123: Uso de subtelha

As medidas de reforço e reparação observadas são diversas: tirantes, perfis metálicos, escoras nas zonas de apoio e outros tipos de elementos metálicos usados em reforços locais (ver Figura 124). É frequente observar reforço local de secções e escoramento com outras peças de madeira, mas a execução destas intervenções é, em geral, pouco cuidada e com carácter pouco duradouro.



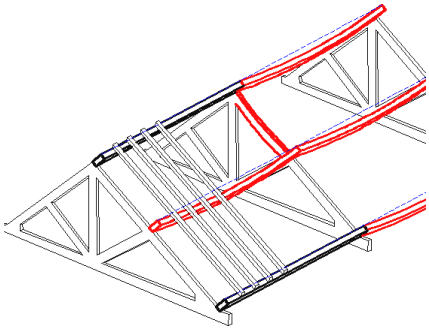
Figura 124: Exemplos de sistemas de reforço observados na Baixa de Coimbra

4.4.2 Identificação das principais anomalias das coberturas

As anomalias mais comuns das coberturas em estrutura de madeira, são essencialmente consequentes da deformação progressiva das suas estruturas, devido principalmente a três problemas fundamentais: o processo de degradação e envelhecimento natural da madeira do sistema de suporte da cobertura; a distorção e empeno significativo dos elementos da estrutura primária (asnas e madres); e a infiltração de água da chuva que agrava e condiciona todo o sistema da cobertura, desde o revestimento até ao topo das paredes de alvenaria, onde descarregam as estruturas de suporte das coberturas.

Da Figura 125 à Figura 128 apresentam-se os problemas mais importantes e recorrentes que afectam as coberturas.

Deformabilidade excessiva da estrutura de suporte da cobertura









ERROR: undefined
OFFENDING COMMAND: ‘~

STACK:

Capítulo 5

Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias tradicionais da Baixa de Coimbra

Capítulo 5 Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias tradicionais da Baixa de Coimbra

5.1 Enquadramento, objectivos e descrição geral dos ensaios

5.1.1 Enquadramento e objectivos dos ensaios

5.1.2 Campanha de ensaios realizados

5.1.3 Princípios e condicionantes de ensaio

5.2 Ensaios simples

5.2.1 Descrição geral dos ensaios simples

5.2.2 Estimativa das tensões instaladas

5.3 Ensaios duplos

5.3.1 Descrição geral dos ensaios duplos

5.3.2 Resultados em termos de deformabilidade e resistência

5.3.3 Estimativa do módulo de elasticidade

5.3.4 Comparação dos valores de tensão instalada, cedência e rotura

5.4 Comentários finais

5. Ensaios de caracterização mecânica das alvenarias tradicionais da Baixa de Coimbra

5.1 Enquadramento, objectivos e descrição geral dos ensaios

5.1.1 Enquadramento e objectivos dos ensaios

A definição da estratégia e de soluções de reabilitação de edifícios antigos, com paredes de alvenaria resistente, exige uma adequada caracterização prévia dos seus materiais constituintes, bem como das soluções construtivas existentes. A falta de conhecimento do comportamento das construções antigas conduz, por vezes, a intervenções que recorrem a técnicas exageradamente intrusivas, descaracterizando a autenticidade do património construído e, em certos casos, até incompatíveis mecanicamente com o existente. Neste capítulo apresentam-se os resultados de uma série de ensaios de caracterização do comportamento mecânico das alvenarias representativas dos edifícios da Baixa de Coimbra, incentivando a sua preservação, consolidação e reforço com técnicas adequadas. Esta campanha de ensaios é uma acção complementar relevante da informação recolhida nas inspecções aos edifícios e registada nas fichas, que servirá de apoio na avaliação da segurança estrutural e na definição das intervenções de reabilitação e reforço.

Com os ensaios de macacos planos obtém-se informação acerca do estado de tensão instalada nas paredes, a sua resistência à compressão, o módulo de elasticidade, todos estes, parâmetros fundamentais na análise de segurança estrutural das construções antigas. Definiu-se uma campanha de ensaios de caracterização mecânica das alvenarias, procurando conhecer melhor a capacidade mecânica e o comportamento das paredes resistentes. Procura-se assim criar uma base de informação que permita a sustentação e promoção das acções de reabilitação e renovação necessárias e adequadas para as paredes existentes, sensibilizando os técnicos para a preservação das suas características estruturais de comportamento e respeito pelas técnicas construtivas originais dos edifícios.

5.1.2 Campanha de ensaios realizados

As paredes de alvenaria foram caracterizadas numa primeira fase do ponto de vista morfológico aquando a inspecção visual detalhada dos edifícios. Nas secções seguintes serão expostos e discutidos os resultados da campanha de ensaios semi-destrutivos de caracterização de comportamento mecânico com recurso a macacos planos.

Dois tipos de ensaios foram realizados de forma etápica com recurso a macacos planos: ensaios simples e

ensaios duplos. O ensaio simples, utilizando um macaco plano, serve essencialmente para estimar a tensão instalada nas paredes de alvenaria. No ensaio duplo, a utilização de dois macacos permite caracterizar o comportamento mecânico das paredes, obtendo resultados sobre a sua resistência e deformabilidade. Note-se que não foram controladas as condições de humidade a que estavam sujeitas as paredes, aquando da realização dos ensaios, reconhecendo-se que o seu controlo poderá influenciar os resultados.

Nas Figuras 130 e 131 indica-se a localização dos seis edifícios onde se realizaram os ensaios (cinco dentro do perímetro da Baixa de Coimbra, e um localizado na área de intervenção do gabinete do centro histórico, na Alta de Coimbra). As paredes ensaiadas foram seleccionadas usando essencialmente três critérios:

i) Apenas se realizaram ensaios em edifícios ocupados ou degradados, mas nunca em estado de pré-ruína ou em mau estado de conservação;
ii) As zonas ensaiadas das paredes de alvenaria são representativas do tipo de alvenaria mais comum nas construções da Baixa de Coimbra (refira-se que para este efeito foram observadas muitas alvenarias numa primeira fase, identificando o tipo de materiais, o arranjo das pedras, a qualidade do assentamento e a geometria. De entre estas, foi seleccionado um grupo representativo);
iii) Apenas se ensaiavam zonas sãs, isto é, que oferecessem condições óptimas à utilização desta técnica de ensaio e à aplicabilidade definida pelas normas ASTM C1196-91 [1991a] e RILEM LUM.D.2 [1990a].



Figura 130: Localização dos nove ensaios realizados (seis edifícios)

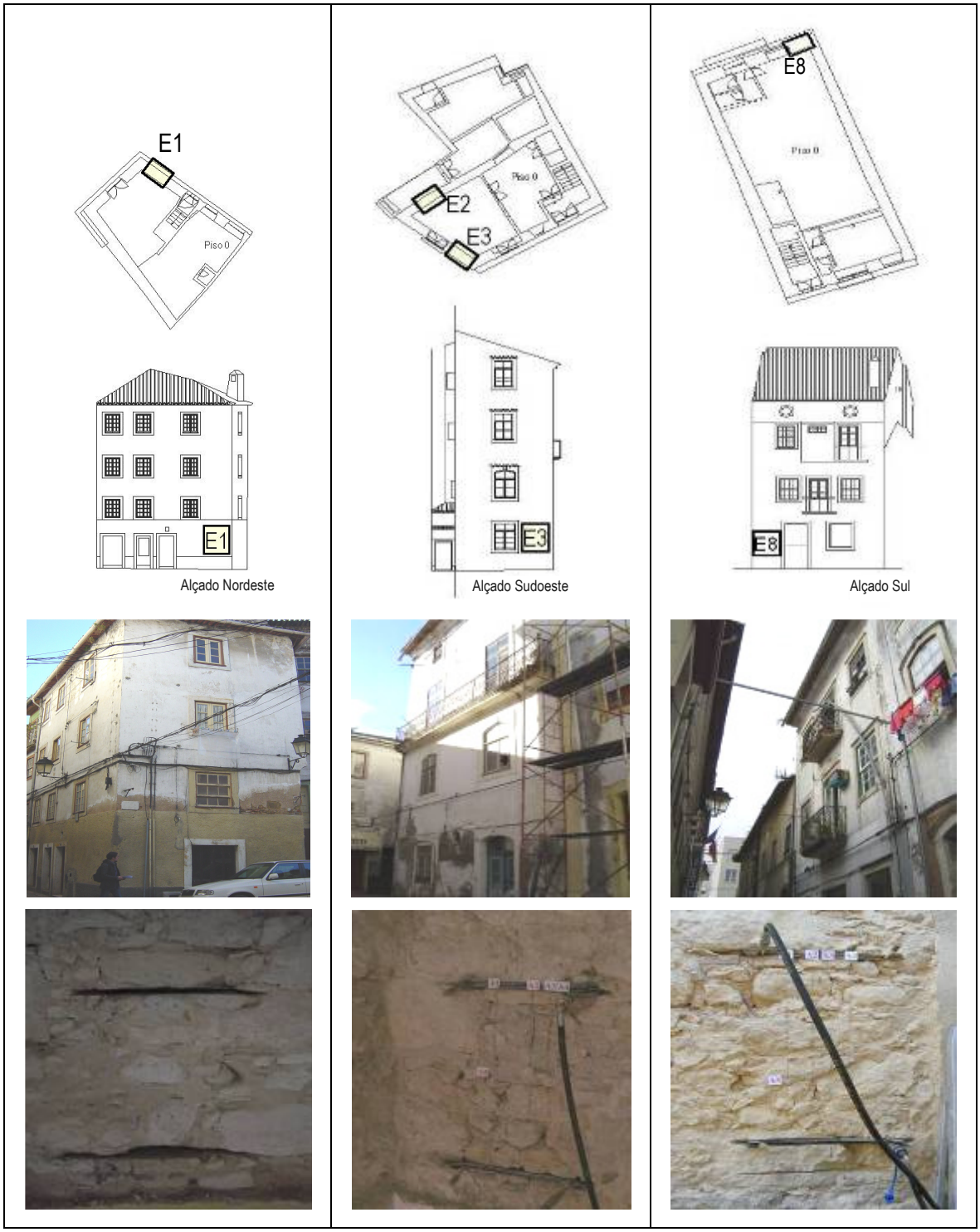


Figura 131: Localização da zona estudada das paredes com macacos planos (1, 2, 3 e 8)

Na Tabela 21 está indicada a localização e as zonas de paredes de alvenaria ensaiadas. A informação relativamente à zona de parede ensaiada é especialmente importante na interpretação de alguns dos resultados obtidos nos ensaios simples.

Tabela 21: Localização e zona das paredes de alvenaria ensaiadas

Ensaio	Localização do edifício	Parede ensaiada
1	Rua Direita, 85-89	Face interior, junto ao cunhal
2	Largo do Romal, 26	Face interior, parede meeira
3	Largo do Romal, 26	Face interior, junto ao cunhal
4	Beco de São Cristovão	Face exterior, junto a um vão de porta
5	Beco de São Cristovão	Face exterior, zona corrente
6	Rua Direita, 50-54	Face interior, nembo de parede entre aberturas
7	Rua Arco do Ivo, 5-7	Face exterior, nembo de parede entre aberturas
8	Rua da Moeda, 80-82	Face exterior, parede próxima de uma janela
9	Largo do Romal, 26	Face interior, parede meeira

5.1.3 Princípios e condicionantes de ensaio

Referem-se de seguida alguns princípios e condicionantes associados a estes ensaios particulares de paredes de alvenaria de pedra, quer para os ensaios simples, quer para os ensaios duplos [Pagaimo, 2004]:

- O estado de tensão inicial instalado nas paredes de alvenaria é de compressão e é uniforme ao longo da sua espessura, não considerando a possibilidade de existência de estados de tensão diferentes numa e noutra face da parede, nem a existência de um núcleo menos rígido;
- A alvenaria na vizinhança do rasgo é homogénea;
- A alvenaria deforma-se simetricamente em relação ao eixo dos rasgos horizontais, assumindo que as deformações inelásticas são distribuídas ao longo do comprimento do rasgo;
- A tensão aplicada pelos macacos à alvenaria é considerada uniforme;
- Na alvenaria deve estar instalado, antes do ensaio, um estado de tensão que não ultrapasse o limite linear elástico. Este aspecto é possível confirmá-lo por observação da curva tensão-deformação registada durante o ensaio simples.

As condicionantes experimentadas e reconhecidas dos ensaios simples e duplos estão, fundamentalmente, relacionadas com:

- Confiança nos resultados para valores de carga muito baixos, dado o nível baixo de deformação imposta;
- Apoio deficiente ou carga insuficiente sobre a zona da parede em ensaio, com vista a garantir as condições de reacção necessárias à pressão introduzida pelo macaco plano;
- Fiabilidade da interpretação dos resultados em situações de material muito fraco, muito heterogéneo e solto;

- A tensão estimada nas paredes podem não corresponder às tensões efectivamente instaladas na alvenaria, devido a uma distribuição assimétrica de tensões, uma vez que a morfologia heterogénea das alvenarias permite que se estabeleçam caminhos preferenciais de concentração de tensões;
- Registo da área de carregamento efectivo dos macacos, durante o ensaio, para vários níveis de tensão e área de carregamento final (para isto é fundamental que se faça a troca de papel químico do ensaio simples para o duplo);
- Influência nos resultados em função das zonas ensaiadas devido à proximidade de pontos singulares da alvenaria (aberturas, cunhais, mudanças de espessura das paredes);
- Planeza e espessura do corte, que por vezes, exige o calçamento do macaco de forma diferenciada ao longo do rasgo (por exemplo, se o rasgo intersectar parcialmente pedra, a argamassa na vizinhança fragiliza-se com muita facilidade);
- Respeito pelas normas, relativamente à localização e distância das miras de controlo de deformação em relação ao rasgo e entre si, de acordo com as disposições regulamentares. São altamente condicionadas pela localização das pedras (criação dos alinhamentos verticais para medição com a colocação das miras sobre as pedras).

De entre todas estas hipóteses simplificativas e condicionantes, a área carregada (de contacto entre o macaco e a parede) é a mais importante e condicionante. Esta área de contacto tende a crescer durante o desenvolvimento do ensaio. Na Figura 132 observa-se o exemplo de contornos de área de contacto entre o macaco e a parede, que foi possível registar pela interposição de uma folha de papel químico entre o macaco e o rasgo, como já realizado anteriormente por Lourenço e Gregorczyk, [2000]. Com este procedimento consegue-se determinar um factor de correcção, k_a, que representa o quociente entre a área do rasgo e a área efectivamente carregada da parede [ASTM C1197-91, 1991]. Como se observa para os exemplos da Figura 132, a área efectiva de contacto é cerca de 60 a 70% da área total do macaco. É assim possível para cada ensaio estimar o coeficiente de correcção, k_a.

Note-se ainda que esta situação poderia introduzir maior complexidade se a área carregada associada a cada um dos quatro alinhamentos do ensaio estivesse sujeita a valores de correcção diferentes, pela observação das áreas efectivas de carregamento por área de influência de cada um dos alinhamentos.

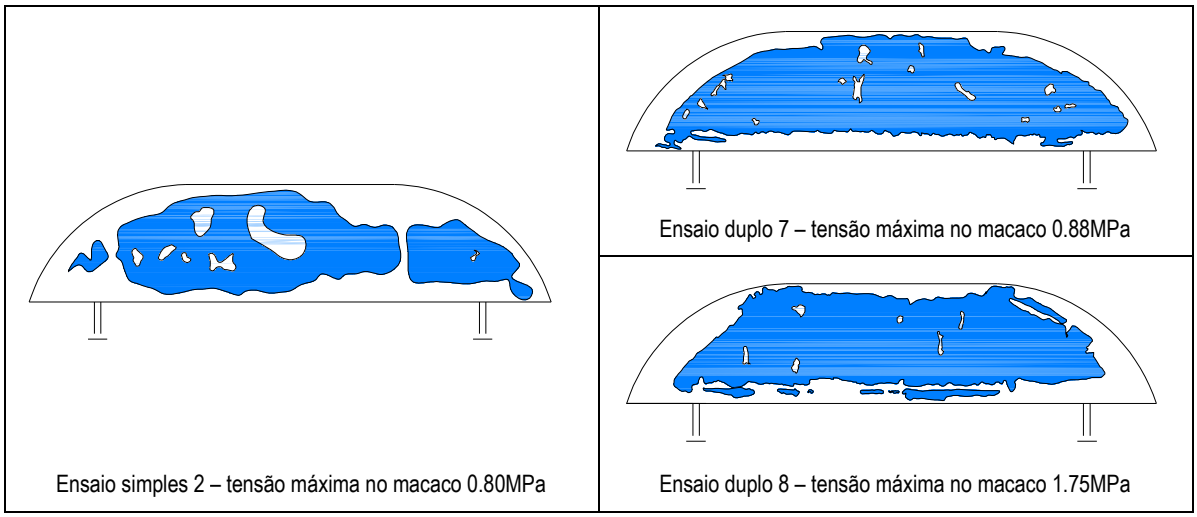


Figura 132: Área de contacto entre o macaco e a parede: exemplo de ensaios

5.2 Ensaios simples

5.2.1 Descrição geral dos ensaios simples

O equipamento necessário para efectuar ensaios com recurso a macacos planos é composto por:

- Uma máquina de corte, com disco ou serra de corte apropriado ao tipo de alvenaria e ao formato do macaco plano a utilizar (neste caso foi usado um disco diamantado);
- Sistema transmissor de altas pressões, constituído por uma bomba com registo de pressão (manómetro);
- Tubagem flexível que liga as "almofadas de aço", isto é, os macacos planos;
- Sistema de medição de deformações (colocação de miras e alongâmetro de medição).

Na Figura 133 ilustra-se o esquema e procedimento seguido na realização de um ensaio simples.



Figura 133: Ensaio simples: macaco plano semi-rectangular, abertura do rasgo e medição entre miras

Relativamente ao sistema de pressurização, foi utilizada uma bomba ENERPAC®, com a referência P-80, no qual foram acoplados dois manómetros com válvula de precisão de leitura distinta. As tubagens que ligam a bomba aos macacos planos permitem a sua conexão com um sistema de acoplamento rápido. Foram utilizados macacos planos semi-rectangulares, com dimensões de 400x100mm^2 e com 4mm de espessura (quando despressurizados), dimensões bem adaptadas ao rasgo efectuado com a máquina de corte. Todos os macacos foram calibrados antes dos ensaios e verificados após o seu uso, com auxílio de uma prensa AMSLER®, para ter em conta a rigidez do cordão de soldadura e deformabilidade das duas folhas de aço que constituem o macaco plano e ainda o atrito do circuito de óleo.

As distâncias entre miras foram controladas com alongâmetros digitais, de 100 e 200mm de comprimento e com 0.001mm de precisão. A precisão recomendada pelas normas ASTM C1196-91 [1991b] e RILEM LUM.D.3 [1990b] é assim garantida. No que diz respeito à distância entre miras no registo da deformação, as disposições indicadas nas normas referidas foram respeitadas em quase todas as situações. Por vezes, limitações de geometria das pedras nas zonas ensaiadas levaram a opções diferentes dos critérios estabelecidos nas normas. O ensaio simples consiste em:

1) Registar as distâncias iniciais entre miras de controlo, dispostos perpendicularmente e simetricamente antes de proceder à abertura do rasgo na parede (a colagem das miras é feita com uso de cyano-acrilato);
2) Feita a libertação do estado de tensão, através da realização de um corte profundo na parede de alvenaria que provoca o fecho do corte, registam-se novamente as distâncias entre miras após remover o material do rasgo;
3) Posteriormente é inserido um macaco plano no corte e este é pressurizado gradualmente, com níveis de carga de incremento constante, até à reposição da leitura inicial da distância entre miras, atingindo o chamado "ponto de equilíbrio" ou de restabelecimento da tensão inicial (condições iniciais da alvenaria).

O valor da tensão, σ_m, na parede de alvenaria é estimado a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_m = k_m \times k_a \times p \tag{5.1}$$

em que:

k_m - coeficiente (adimensional) que reflecte a rigidez do macaco plano e o atrito do sistema hidráulico, determinado no procedimento de calibração (de acordo com a norma ASTM C1197-91 [1991b]);

k_a - coeficiente (adimensional) que traduz a relação entre a área do macaco e a área do rasgo;

p - pressão (em MPa), medida no manómetro da bomba que pressuriza os macacos;

σ_m - tensão (corrigida com os coeficientes, k_m e k_a) (em MPa).

Após realização dos ensaios simples, os macacos planos podem permanecer inseridos na alvenaria durante o período desejado, funcionando como células de carga que registam a evolução da tensão instalada durante um certo período de observação, como foi, por exemplo, realizado no processo de reabilitação da Catedral de Pavia [Macchi, 2005]. Nesta obra, a monitorização da tensão instalada com recurso a macacos planos foi utilizada para avaliar a eficiência das soluções de reabilitação adoptadas para os pilares de pedra centrais.

5.2.2 Estimativa das tensões instaladas

Nas Figuras 134 e 135, relativas aos ensaios simples 6 e 9, respectivamente, observa-se a evolução do perfil de deslocamentos relativos (evidenciando se o ensaio decorre de uma forma correcta) e a evolução destes deslocamentos em função da tensão aplicada pelo macaco plano. Os resultados relativos aos restantes ensaios realizados apresentam-se, de forma exaustiva, no Anexo B, Secção B2.

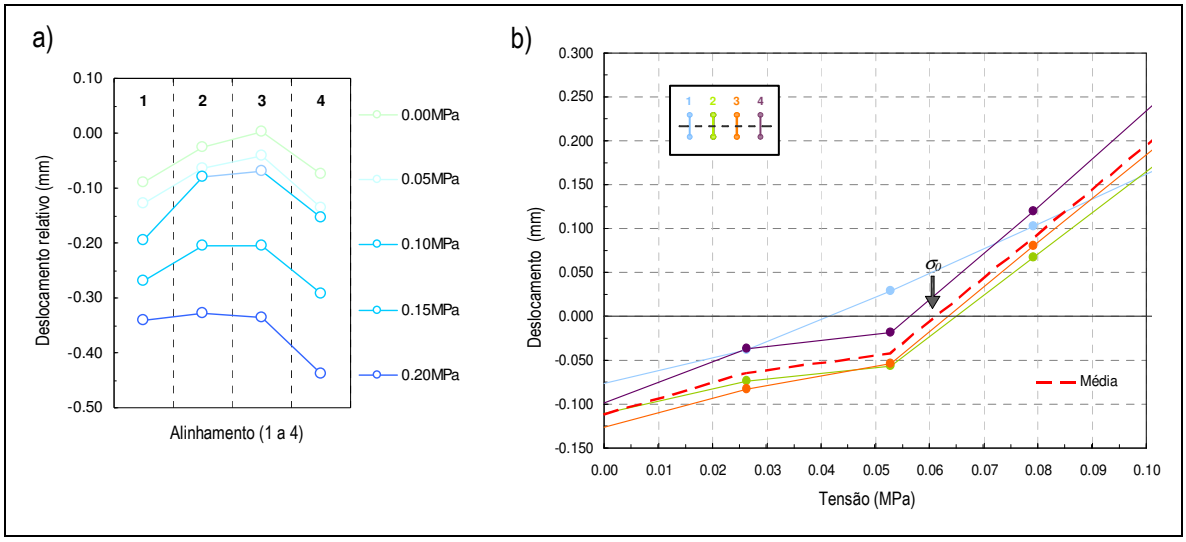


Figura 134: Resultados do ensaio simples 6: a) Evolução dos deslocamentos nos alinhamentos; b) Evolução dos deslocamentos relativos em cada alinhamento e valor inicial estimado na obtenção da tensão instalada

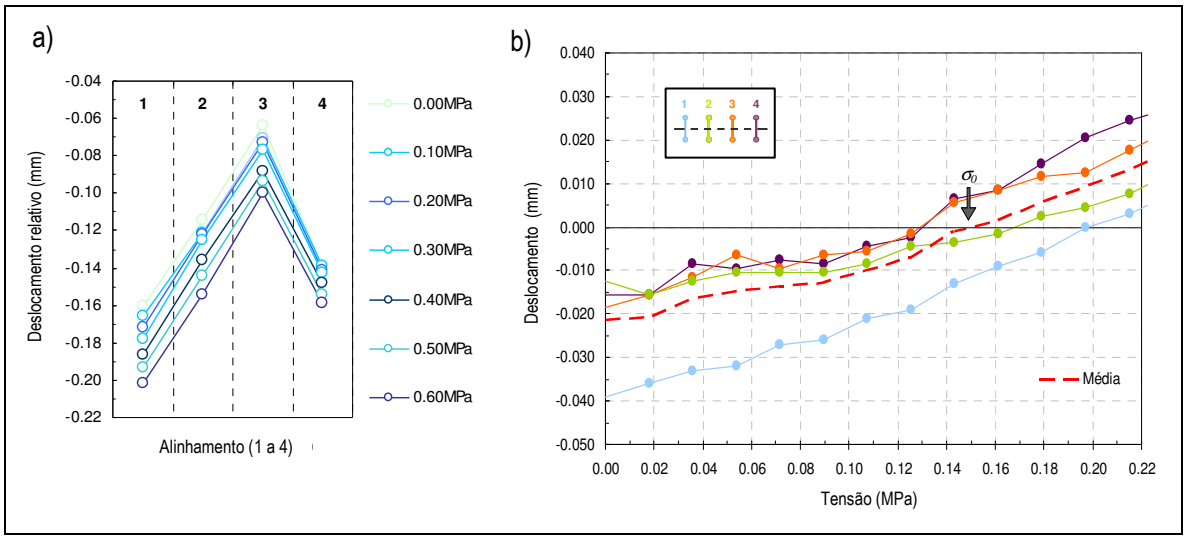


Figura 135: Resultados do ensaio simples 9: a) Evolução dos deslocamentos nos alinhamentos; b) Evolução dos deslocamentos relativos em cada alinhamento e valor inicial estimado na obtenção da tensão instalada

A partir dos resultados em termos de deslocamento, é estimada a tensão instalada na parede ao nível da secção ensaiada pela média dos quatro registos de deformação dos alinhamentos. No entanto, em alguns ensaios, foram excluídos os registos de alinhamentos que apresentavam um comportamento desviante da tendência do conjunto em termos de reposição de tensões, essencialmente pela fragilização da alvenaria nas extremidades dos rasgos e em casos com muito baixo nível de tensão instalada, afectando os registos dos alinhamentos mais externos, resultando na inconsistência das leituras durante o ensaio.

Na Tabela 22 resumem-se os valores das tensões estimadas com base em cálculos expeditos, com apoio nos registos geométricos e nas tensões estimadas resultantes dos ensaios simples realizados, fazendo-se ainda algumas observações particulares a cada ensaio. A variação observada entre os valores de tensão estimada é muito elevada, podendo ser justificada por várias razões, nomeadamente: i) as inerentes ao próprio ensaio (porque a distribuição de tensão nas paredes não é uniforme), associado à excentricidade de carga introduzida pela existência de momentos flectores e a constituição de caminhos preferenciais de carga, atenuando consequentemente outras; e, ii) qualidade, heterogeneidade e constituição da alvenaria, pela existência de um núcleo menos resistente, constituído por material mais solto e fraco, resultando na falta de homogeneidade da distribuição de tensões por toda a espessura e solicitando normalmente mais as faces exteriores das paredes.

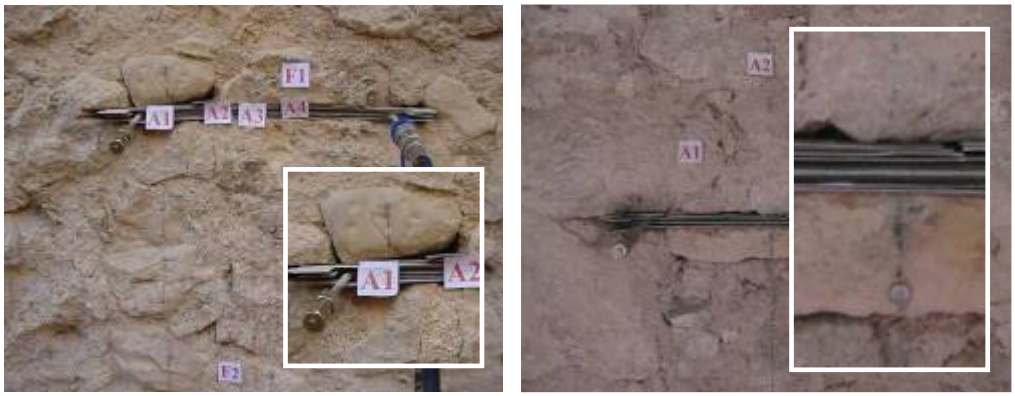
Note-se que as dimensões das pedras e o seu aparelho criam caminhos de força alternativos e preferenciais que podem comprometer a fiabilidade dos resultados. Ainda devido aos efeitos locais e às singularidades das paredes junto a zonas ensaiadas, resultou por vezes um valor de tensão local e não um valor de tensão médio, como pretendido.

Tabela 22: Tensão estimada nos nove ensaios realizados

Ensaio	Tensão estimada por cálculo	Tensão estimada pelo ensaio	Variação (%)	Observações
1	0.193	0.360	-46%	Este ensaio foi efectuado na proximidade de um cunhal. Esta zona é mais solicitada por ser mais rígida, daí que o valor estimado tenha sido inferior ao medido.
2	0.242	0.258	-6%	Valor muito semelhante, dentro da variância aceitável, ±24%.
3	0.246	0.145	+70%	Este facto pode resultar da elevada percentagem de argamassa da zona ensaiada em relação à zona corrente vizinha.
4	0.178	0.081	+119%	Este ensaio foi efectuado num nembo de parede entre aberturas, associado à relevante percentagem de argamassa e de vazios, e que justifica o baixo valor registado durante o ensaio. Note-se que o ensaio 5 efectuado na mesma parede em zona corrente registou um valor de tensão muito superior.
5	0.178	0.240	-26%	Valor próximo, dentro da variância aceitável, ±24%.
6	0.110	0.062	+77%	Este ensaio foi efectuado num nembo de parede entre aberturas desconhecendo se existiria elementos de madeira embebidos ao nível do piso que pudessem alterar o nível de tensão. É por esta razão, associada à relevante percentagem de argamassa e de vazios da secção ensaiada, que se justifica o baixo valor registado no ensaio.
7	0.110	0.139	-21%	Valor próximo, dentro da variância aceitável, ±24%.
8	0.178	0.111	+60%	Neste caso a limitação física que levou a ensaiar uma zona próxima de uma abertura poderá justificar o mais baixo valor registado em ensaio em relação à zona corrente de parede vizinha.
9	0.227	0.162	40%	Este ensaio foi efectuado na vizinhança do ensaio 2.

Na Figura 136, a título de exemplo, ilustram-se algumas situações que inviabilizaram o uso dos registos de determinados alinhamentos. É que após os ensaios é necessário controlar visualmente a área da parede circundante ao rasgo, pois as deformações inelásticas poderão ocorrer de forma mais pronunciada nos alinhamentos de miras mais interiores e ao meio do rasgo. Em muitos estudos, por exemplo, Noland *et al.*, [1990] e Binda *et al.* [2003], este assunto é largamente discutido e assume-se como valor de tensão de

equilíbrio, o valor associado ao deslocamento residual (correspondendo ao ponto de intersecção dos registos dos alinhamentos). Nestes ensaios, usou-se a média dos registos nos quatro alinhamentos, excluindo registos absurdos que correspondessem a situações de fissuração localizada, movimentos das pedras e destacamento precoce de argamassa (por exemplo, no caso do ensaio 7, dois dos registos não foram considerados, uma vez que se verificou a fragilidade do rasgo aberto nos ditos alinhamentos). Refira-se que normalmente, o ensaio simples desenvolve-se em regime elástico de comportamento.



Descalçamento ou fissuração local que influência o carregamento imposto pelos macacos

Proximidade entre a mira e o rasgo

Figura 136: Zonas fragilizadas

Na Tabela 23 indicam-se os valores dos coeficientes de correcção utilizados na estimativa da tensão aplicada de acordo com a expressão 5.1. Como se pode observar na Tabela 23, os valores dos coeficientes de correcção, k_m, associados à rigidez dos macacos, é bastante uniforme relativamente ao coeficiente de correcção de área efectiva, k_a, que apresenta uma variabilidade elevada, devido ao tipo de pedra e argamassa ao nível do preenchimento das juntas e estado de conservação da parede na zona ensaiada.

Tabela 23: Coeficientes de correcção, k_a e k_m para os ensaios simples

Ensaio	Macaco plano (Superior)	k_a	k_m
1	M6S	0.708	0.870
2	M8S	0.529	0.861
3	M5S	0.412	0.873
4	M8S	0.613	0.861
5	M1S	0.609	0.840
6	M1S	0.629	0.840
7	M6S	0.572	0.877
8	M5S	0.723	0.873
9	M8S	0.416	0.861

5.3 Ensaios duplos

5.3.1 Descrição geral dos ensaios duplos

A realização do ensaio duplo, após o ensaio simples no mesmo local, permite aproveitar o macaco já inserido e ligado do ensaio simples prévio e ainda alguns pontos de mira. Portanto, nos pontos onde se fez um ensaio simples, fez-se posteriormente um ensaio duplo. O procedimento do ensaio duplo consiste em:

1) Após a abertura do primeiro rasgo para o ensaio simples é aberto o segundo rasgo para proceder ao ensaio duplo, nesta fase e antes do corte do primeiro rasgo, a localização e colagem das miras já terá sido feita. Os macacos planos inseridos na parede na posição horizontal são distanciados no máximo de vez e meia o comprimento dos macacos, o que neste caso representa 600mm. A distância entre miras deve ser no mínimo de 400mm, permitindo com isto abranger pelo menos duas juntas de argamassa, satisfazendo as recomendações das normas ASTM C1197-91 [1991b] e RILEM LUM.D.3 [1990b] relativamente à distância entre miras para medição da deformação. O alongâmetro utilizado é de 200mm, daí que foi necessário, para cada alinhamento, instalar 3 miras alinhadas na vertical, controlando duas distâncias (ver Figura 137). Refira-se ainda que a localização dos alinhamentos de controlo de deformação foi a melhor possível, tendo em consideração a morfologia da zona da parede ensaiada e as recomendações patentes nas normas indicadas.

2) Em cada zona de ensaio são inseridos os dois macacos planos, ligados em paralelo ao sistema de pressurização, aplicando incrementos constantes de pressão uniaxial de 0.05MPa num primeiro ciclo e, posteriormente, aumentando os incrementos de carga para os ciclos seguintes (na ordem dos 0.10 a 0.20MPa). Durante os vários ciclos carga/descarga vão sendo realizadas leituras da deformação para cada incremento de tensão. O carregamento, quando possível, é levado até à rotura da alvenaria, que se verifica pelo relaxamento (ausência de reacção à aplicação de pressão nos macacos).

Este ensaio permite a caracterização do comportamento mecânico da alvenaria, entre os macacos planos, reproduzindo condições de ensaio análogas à de um ensaio uniaxial convencional de um provete de parede. Estes ensaios permitem estimar para a alvenaria valores do módulo de elasticidade, da resistência à compressão, entre outras características e parâmetros do comportamento mecânico que se expõem de seguida.

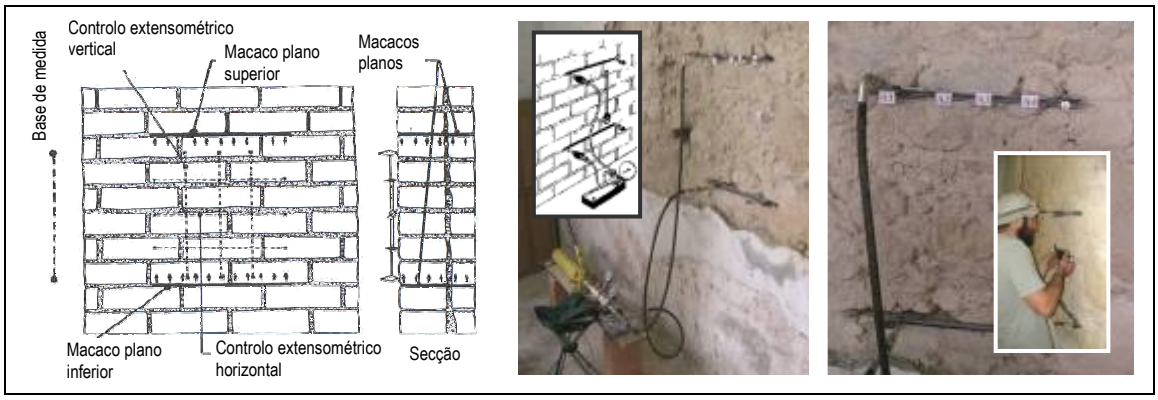


Figura 137: Esquema do ensaio duplo e monitorização da distância entre miras

Na Tabela 24, indicam-se os valores dos coeficientes de correcção (k_a, k_m) utilizados na estimativa da tensão aplicada de acordo com a expressão 5.1. Os valores dos coeficientes de correcção, k_m, apresentam-se, mais uma vez, bastante uniformes. Porém, em relação aos valores do coeficiente de correcção de área efectiva, nota-se uma diferença significativa entre a área de carregamento para o ensaio simples e para o ensaio duplo (este com valores de pressão 3 a 4 vezes superiores à pressão aplicada nos ensaios simples), ascendendo a diferenças na ordem dos 37%.

Tabela 24: Coeficientes de correcção, k_a e k_m para os ensaios duplos

Ensaio	Macaco plano (S – Superior; I - Inferior)	k_a	k_m
1	M6S	0.708	0.870
	M2I	0.659	0.864
2	M8S	0.659	0.861
	M2I	0.625	0.864
3	M5S	0.563	0.873
	M1I	0.565	0.840
4	M8S	0.613	0.861
	M6I	0.658	0.870
5	M1S	0.712	0.840
	M5I	0.703	0.873
6	M1S	0.629	0.840
	M7I	0.674	0.829
7	M6S	0.572	0.877
	M5I	0.628	0.939
8	M5S	0.723	0.873
	M7I	0.695	0.829
9	M8S	0.662	0.861
	M2I	0.620	0.864

Na Tabela 25 resumem-se algumas características em termos de constituição e morfologia aparente das paredes ensaiadas. As áreas indicadas na Tabela 25 foram obtidas pela vectorização de fotografias das zonas ensaiadas entre os macacos, constituindo uma estimativa muito fiável, mas não isenta de erro, da constituição das paredes. Da análise da Tabela 25 depreende-se que o valor médio da percentagem de argamassa e vazios nas paredes ensaiadas é cerca de 38%. Seria também relevante fazer a caracterização morfológica em termos de secção transversal das paredes. Na Figura 138 observam-se exemplos de constituição das paredes ensaiadas.

Tabela 25: Localização e constituição das paredes de alvenaria ensaiadas

Ensaio	Localização do edifício	Parede ensaiada	% pedra	% argamassa	% vazios
1	Rua Direita, 85-89	Face interior, junto ao cunhal	64.99	35.01	0.00
2	Largo do Romal, 26	Face interior, parede meeira	58.72	40.53	0.75
3	Largo do Romal, 26	Face interior, junto ao cunhal	61.20	36.07	2.73
4	Beco de São Cristovão	Face exterior, junto a um vão de porta	66.32	32.70	0.98
5	Beco de São Cristovão	Face exterior, zona corrente	61.26	37.69	1.05
6	Rua Direita, 50-54	Face interior, nembo de parede entre aberturas	60.46	36.33	3.21
7	Rua Arco do Ivo, 5-7	Face exterior, nembo de parede entre aberturas	63.18	31.78	5.04
8	Rua da Moeda, 80-82	Face exterior, parede próxima de uma janela	66.97	33.03	0.00
9	Largo do Romal, 26	Face interior, parede meeira	59.02	40.98	0.00
		Média:	62.46%	36.01%	1.53%

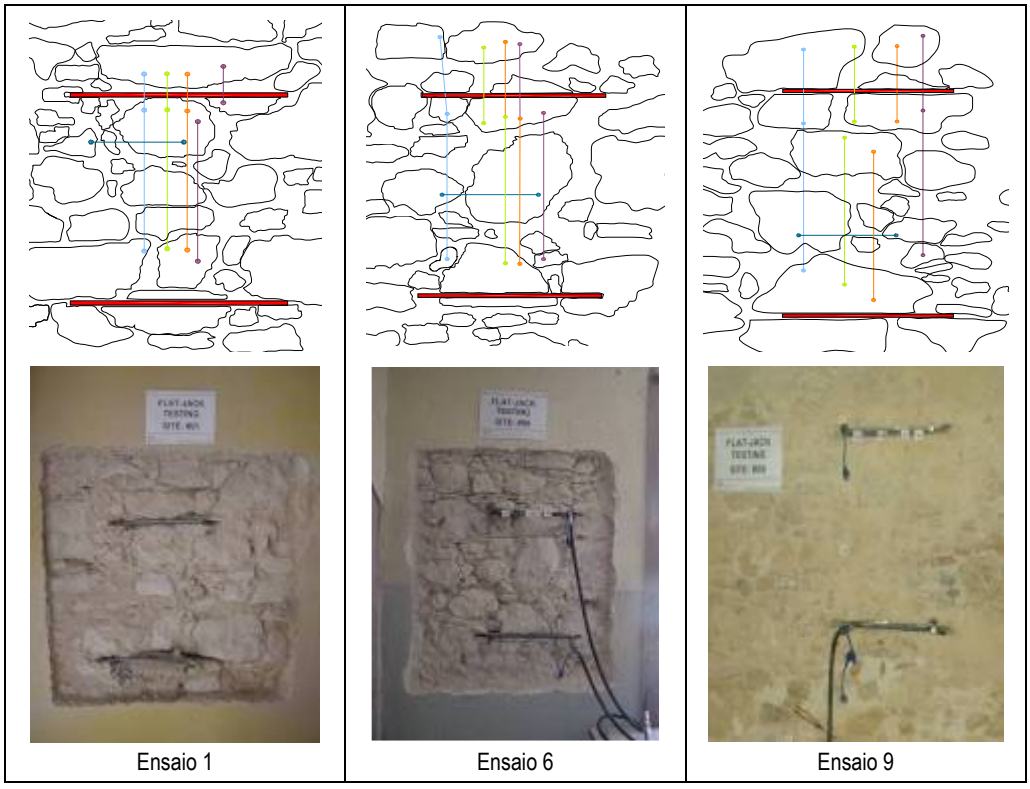


Figura 138: Constituição das paredes - janelas de ensaio

Em cada zona de ensaio, o macaco plano superior foi previamente utilizado tanto para o ensaio simples, como para o ensaio duplo, tendo-se no entanto substituído o papel químico em praticamente todos os ensaios.

5.3.2 Resultados em termos de deformabilidade e resistência

Cada ensaio duplo realizado foi executado em três ciclos de carga-descarga. A partir dos registos dos quatro alinhamentos, foi calculada a deformação média para ter em conta a deformabilidade global da secção da parede estudada. Verifica-se, pela observação da Figura 139, que a alvenaria do ensaio 2 é mais deformável e menos resistente do que a alvenaria do ensaio 4 (com ε_L: extensão lateral e ε_V: extensão vertical). Todos os resultados dos restantes ensaios realizados podem ser consultados no Anexo B, Secção B3.

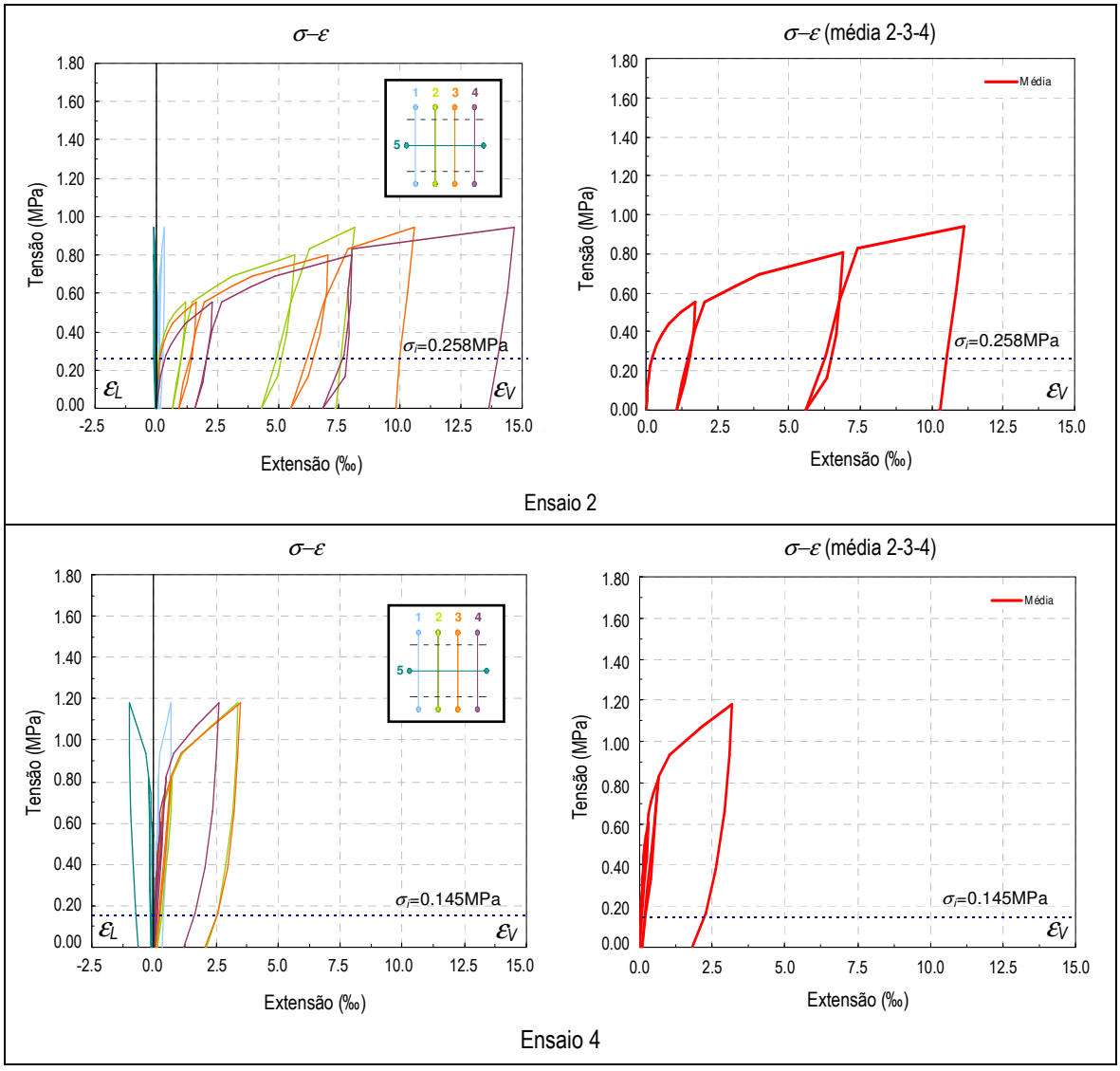


Figura 139: Registos em termos de tensão-extensão nos ensaios duplos 2 e 4

Na Figura 140 ilustram-se as relações tensão-extensão média dos quatro alinhamentos obtidas a partir da relação pressão-deformação dos ensaios 1 a 9. Da observação da Figura 140 constata-se que, geralmente, a tensão instalada estimada pelo ensaio simples é muito inferior à tensão máxima registada nos ensaios cíclicos.

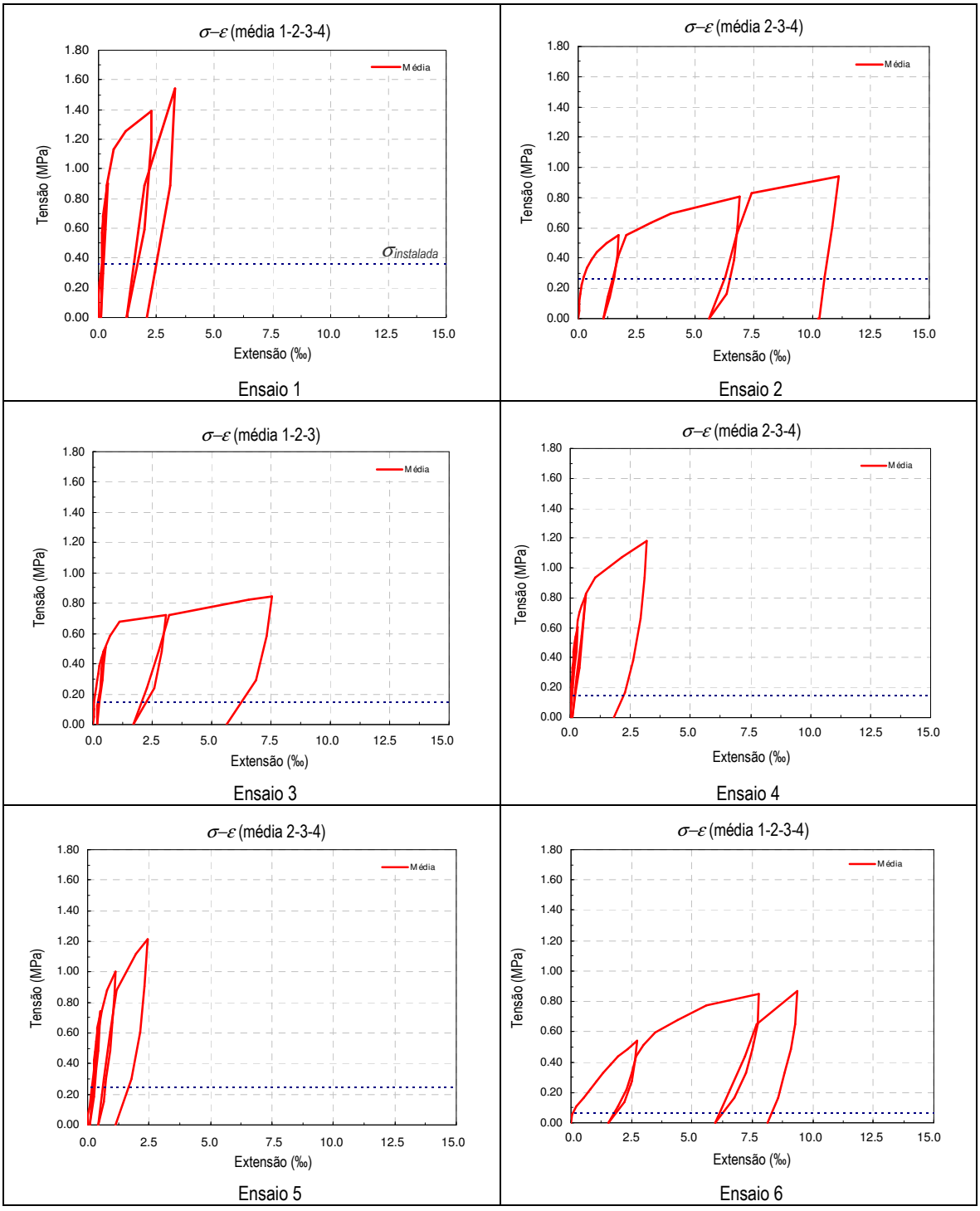


Figura 140: Relações tensão-extensão média obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos 1 a 9 (...)

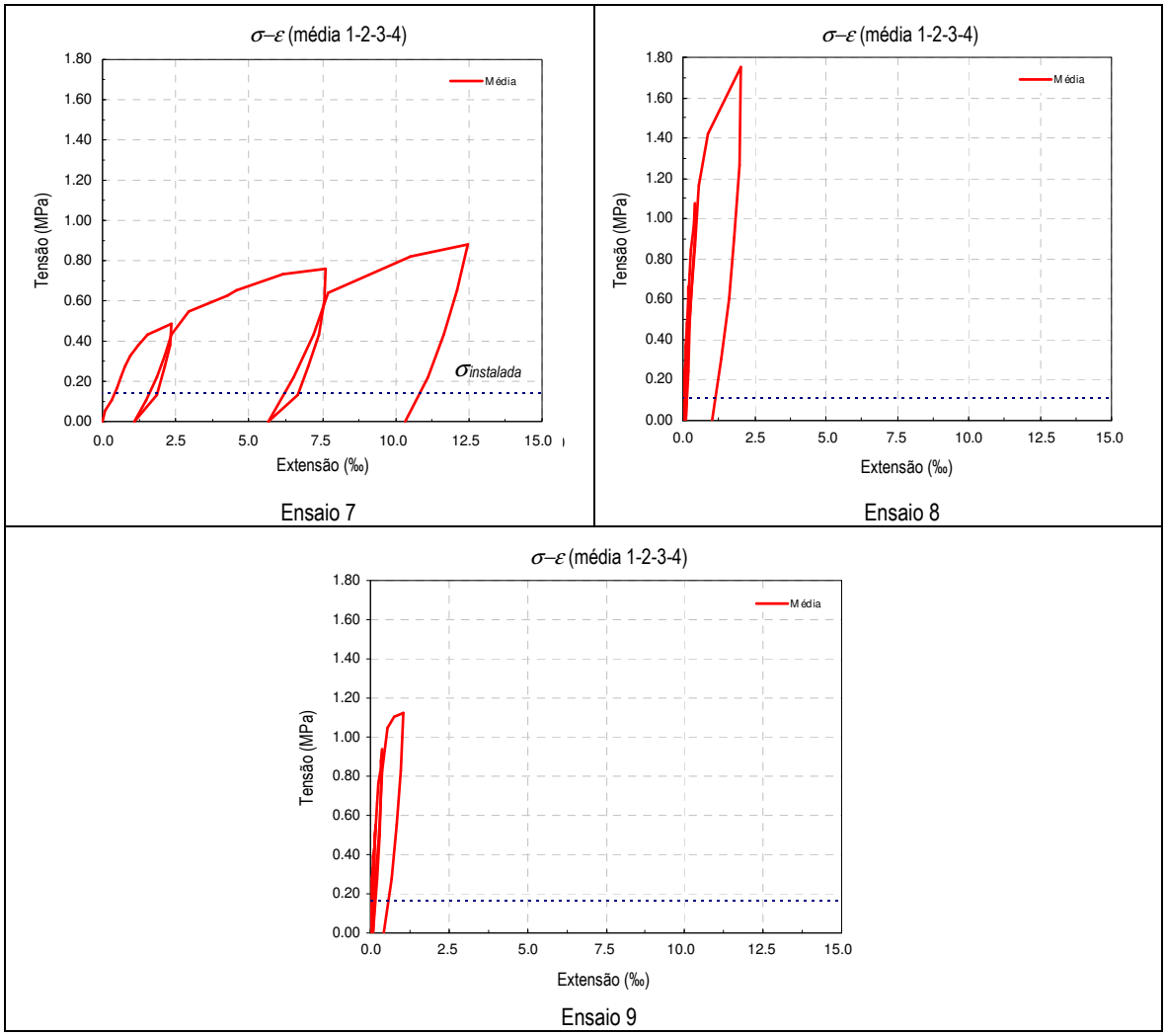


Figura 140: (...) Relação tensão-extensão média obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos 1 a 9

Para os ensaios 2, 3, 6 e 7, pela observação da configuração das curvas de ensaio, é perceptível que a alvenaria atinge níveis de tensão próximos dos valores de rotura, enquanto que para os restantes ensaios os valores máximos da tensão aplicada, indiciam cedência (relaxação do macacos planos e do sistema de pressurização), mas não é claro o valor da tensão de rotura. Na Tabela 26 indicam-se os resultados mais importantes dos ensaios realizados, nomeadamente: a tensão instalada *in-situ*, a tensão máxima atingida, o módulo de elasticidade inicial e a estimativa do coeficiente de *Poisson*.

Tabela 26: Principais resultados dos ensaios duplos 1 a 9

	Ensaio								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Tensão *in-situ*, $\sigma_{instalada}$ (kPa) (resultante do ensaio simples)	360	250	140	90	255	60	143	110	185
Tensão máxima atingida, $\sigma_{máxima}$ (kPa)	1547	942	894	1186	1219	870	878	1755	1124
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	3371	1205	1783	2941	1493	214	341	3126	3659
Coef. de *Poisson*, ν (regime elástico)	0.158	0.040	0.080	0.210	0.120	0.060	0.200	0.180	0.120

Na Figura 141 representam-se todos os ensaios duplos realizados (de 1 a 9). Para melhor interpretar os resultados, separaram-se os registos em 3 grupos, que partilham semelhante comportamento e valores de tensão máxima atingida.

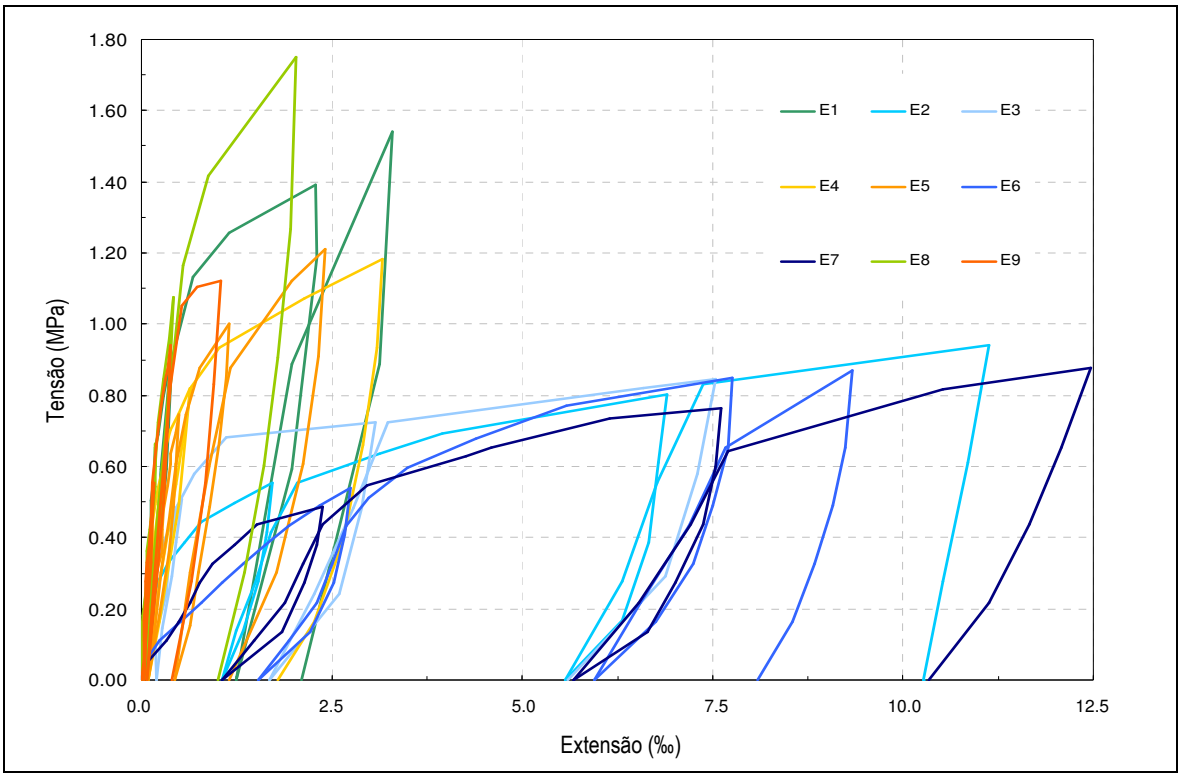


Figura 141: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (todos os ensaios, 1 a 9)

Para os ensaios 2, 3, 6 e 7, a tensão máxima atingida varia entre 0.55 e 0.80MPa (ver Figura 142). Estes valores máximos são considerados muito próximos da rotura ou representam mesmo a rotura. No entanto, note-se que os registos dos ensaios 6 e 7 apresentam um ajustamento inicial, para um valor muito baixo da tensão (cerca de 0.05). Nestes casos e apesar das grandes dimensões das pedras, o valor baixo dever-se-á à elevada percentagem de vazios (zonas não preenchidas com argamassa), permitindo o movimento e rotação das pedras ou a cedência da argamassa junto às zonas não preenchidas. Os valores baixos de resistência verificados nos ensaios 2 e 3 resultam, essencialmente da elevada percentagem de argamassa, como apresentado na Tabela 25 (as argamassas empregues nestes dois casos são muito porosas e pouco resistentes).

No caso dos ensaios 4, 5 e 9, não foi atingida a rotura e podem-se prever valores de resistência entre os 1.00 e 1.40MPa (ver Figura 143). Note-se que, nestes três ensaios, a alvenaria apresenta elevada percentagem de pedra na zona ensaiada e ainda um aparelho mais bem "embricado", ainda que realizado com pedras irregulares e de pequena dimensão.

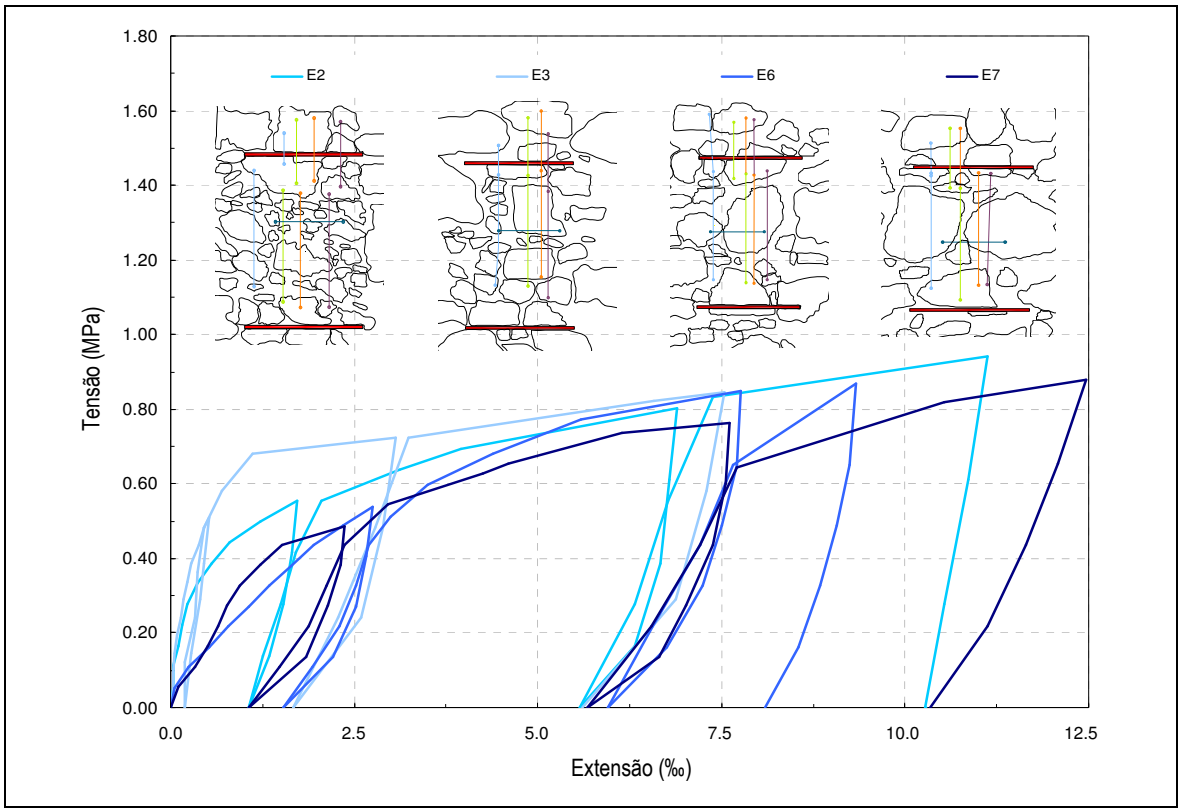


Figura 142: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (ensaios 2, 3, 6 e 7)

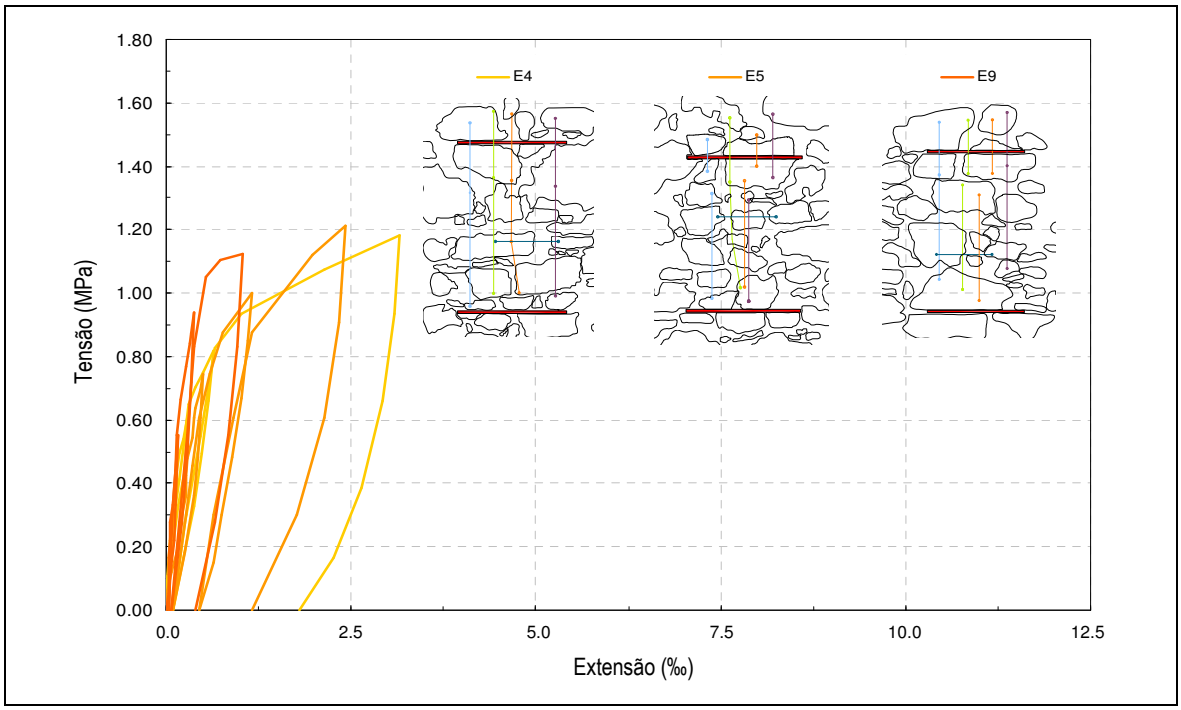


Figura 143: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (ensaios 4, 5 e 9)

Nos ensaios 1 e 8, a elevada percentagem de pedra justifica o elevado valor encontrado em termos de tensão resistente. Para o ensaio 8, verifica-se a existência de pedras na proximidade do rasgo com dimensões na ordem dos 40 a 50cm. Os valores da tensão de rotura estimam-se entre 1.40 e os 2.00MPa (ver Figura 144).

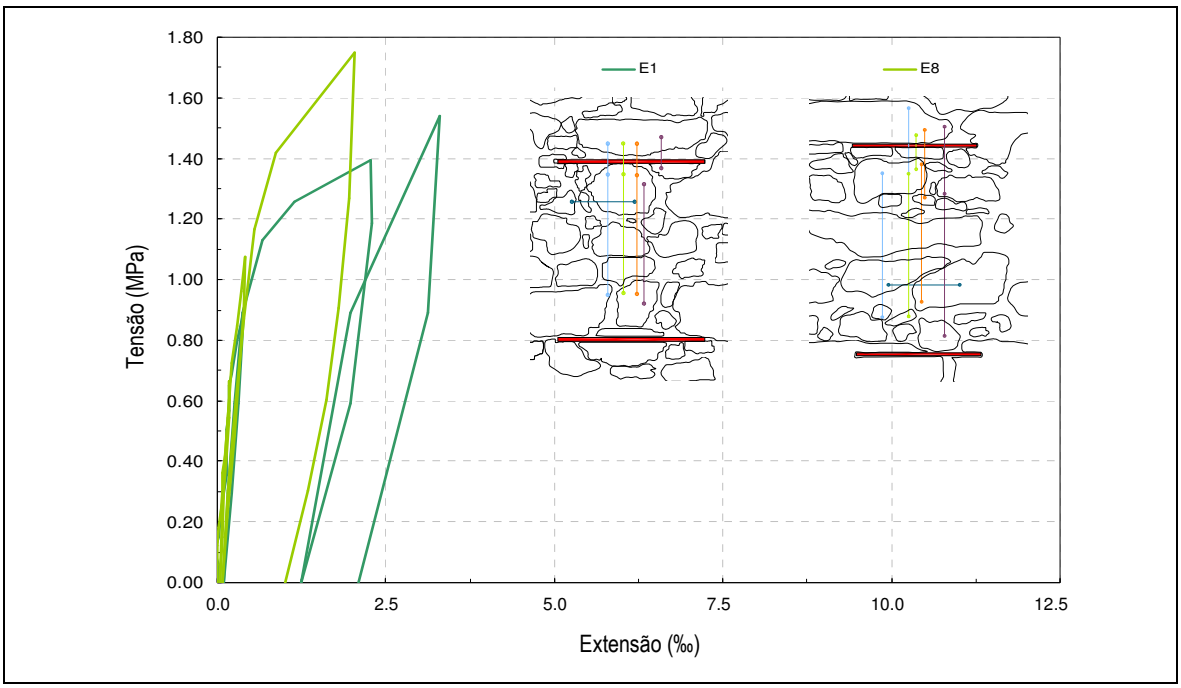


Figura 144: Curvas de tensão-extensão médias obtidas a partir dos resultados dos ensaios duplos (ensaios 1 e 8)

5.3.3 Estimativa do módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade médio da alvenaria é estimado a partir da curva tensão-extensão obtida nos ensaios duplos. A pressão registada no manómetro é corrigida tendo em conta os factores k_a e k_m, como referido anteriormente. A extensão média correspondente a cada ponto onde a deformação foi monitorizada, é calculada através da seguinte formula:

$$\varepsilon = \frac{L_f - L_i}{L_i} \tag{5.2}$$

em que:

ε - extensão média estimada;

L_f - distância final medida entre pontos de controlo (mm);

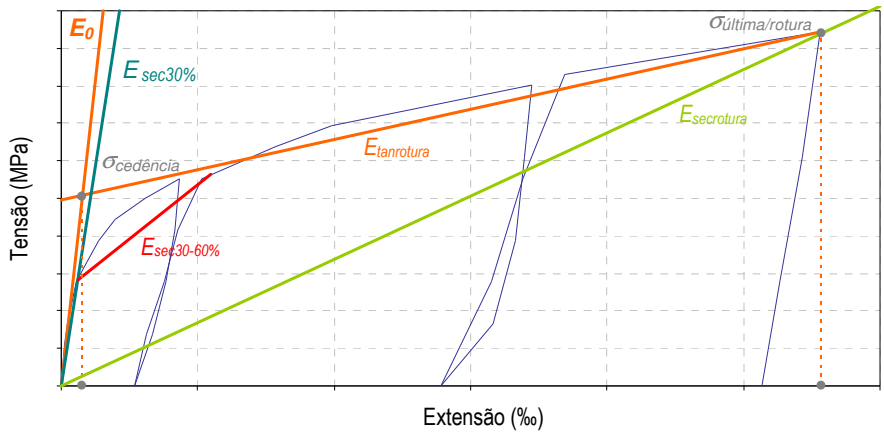
L_i - distância inicial medida entre pontos de controlo (mm).

Na Tabela 27 resumem-se os parâmetros mecânicos retirados das curvas tensão-extensão obtidas experimentalmente. No gráfico associado à Tabela 27 ilustra-se o significado de cada um dos parâmetros extraídos de cada ensaio. Dos resultados, constata-se que existe uma dispersão significativa do módulo de elasticidade, *E*, como é de esperar nestas alvenarias, devido às características morfológicas das alvenarias ensaiadas e ainda ao modesto número de resultados obtidos (seria desejável um maior número de ensaios e o seu agrupamento em função das suas características e valores obtidos).

Os valores obtidos para os vários módulos de elasticidade são valiosos no sentido de constituírem valores de referência que são utilizáveis no apoio em modelações numéricas e na verificação da segurança das construções.

Tabela 27: Valores dos diferentes módulos de elasticidade

Ensaio	E_0 (MPa)	$E_{sec30\%}$ (MPa)	$E_{sec30\text{-}60\%}$ (MPa)	$^*E_{secrotura}$ (MPa)	$^*E_{tanrotura}$ (MPa)	$1000x\sigma_{última}$ (MPa)
1	3370.69	3309.35	1660.64	467.03	167.03	----
2	1204.82	1197.44	144.40	84.68	40.45	941.98
3	1782.53	1718.52	624.91	118.41	39.43	893.63
4	2941.17	3084.16	1244.48	373.79	139.82	----
5	1492.53	1356.48	1698.77	500.57	182.60	----
6	214.28	260.86	159.65	93.13	32.04	869.56
7	340.90	346.39	125.06	70.42	28.03	877.54
8	3125.86	3409.33	2050.92	857.98	331.02	----
9	3659.30	4061.19	2669.89	1081.26	217.76	----
Média:	2014.68	2082.64	1153.19	405.25	130.35	895.68



*Nota: O módulo de elasticidade secante na rotura e o módulo de elasticidade tangente têm como referência a tensão máxima atingida no caso dos ensaios 2, 3, 6 e 7.

O EC6 [CEN, 2005] propõe que o módulo de elasticidade pode ser estimado, de forma simplificada, como sendo $1000 \cdot f_k$, em que f_k representa o valor característico da resistência à compressão. Com os resultados dos quatro ensaios que aparentemente atingiram valores de tensão próximos da rotura (2, 3, 6 e 7),

consideram-se os valores nominais máximos da tensão atingida, de forma simplificada, valores de tensão última, $\sigma_{últ}$. De acordo com as recomendações do EC8 [CEN, 2004], o valor de f_k pode-se obter por multiplicação do valor médio por um factor de 0.7, no entanto, a norma indica que o valor nominal determinado para a resistência à compressão, pode ser tomado como valor de cálculo, no caso de estruturas antigas de alvenaria. Obtêm-se assim, o valor de $1000 \cdot f_k$, constante na Tabela 27.

Observando a Figura 145, nota-se que apesar da elevada dispersão dos valores obtidos para o módulo de elasticidade inicial, o seu valor médio é próximo do valor estimado com a expressão proposta no EC6 [CEN, 2005]. Pela análise dos valores máximos atingidos em todos os ensaios, a relação $1500 \cdot f_k$ apresenta-se como uma relação melhor ajustada para este tipo de alvenaria, tendo ainda em conta que o valor da tensão de rotura não foi atingido em 5 dos 9 ensaios, resultando num maior declive devido a estes resultados correspondentes aos ensaios em que não foi atingido uma tensão próxima da rotura.

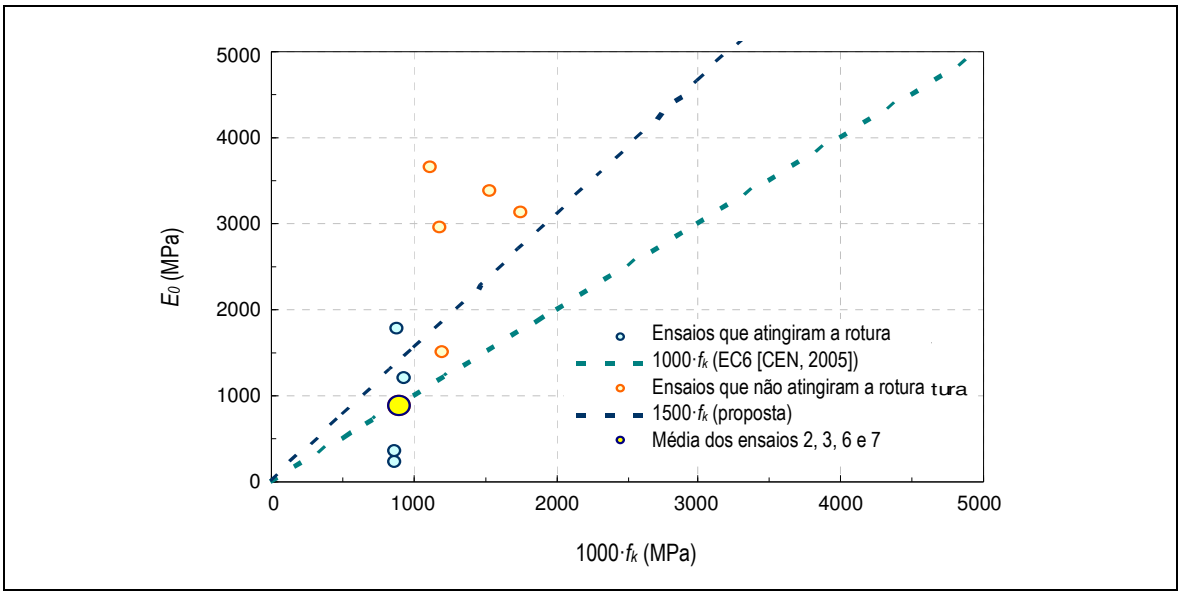


Figura 145: Correlação entre o módulo de elasticidade obtido a partir dos ensaios e o valor obtido com a expressão do EC6 [CEN, 2005]

Em relação aos valores obtidos dos ensaios, quer para tensão, quer para módulo de elasticidade, salvaguarde-se a existência de coeficientes de variação sobre as estimativas dos valores obtidos a partir dos ensaios realizados, devido essencialmente às condições de confinamento lateral. Na Tabela 28 estão indicadas algumas considerações relativamente à variância dos resultados da tensão de rotura e do módulo de elasticidade. Na Figura 146 apresenta-se a lei de comportamento bilinear (no formato σ–ε), ajustada aos resultados dos quatro ensaios que atingiram a rotura.

Tabela 28: Resultados dos ensaios: tensão de rotura e módulo de elasticidade

	Tensão *in-situ*	Tensão de rotura	Módulo de elasticidade
ASTM STANDARD C1197-91 [1991]	Variância na ordem dos 24%	--------	*Sobrestima o valor em 15%
RILEM, TC 76-LUM [1988]	--------	*Sobrestima o valor em 15%	*Sobrestima o valor em 10%
Noland *et al.* [1990]	**Variância na ordem dos 24%	--------	***Sobrestima o valor em 15 a 20%

* - É citado que nos registos dos alinhamentos centrais o efeito do confinamento lateral é negligenciável.
** - O valor em ensaios de laboratório poderá ascender aos 20%.
*** - Refira-se que seria desejável conduzir 3 a 5 testes por zona de interesse.

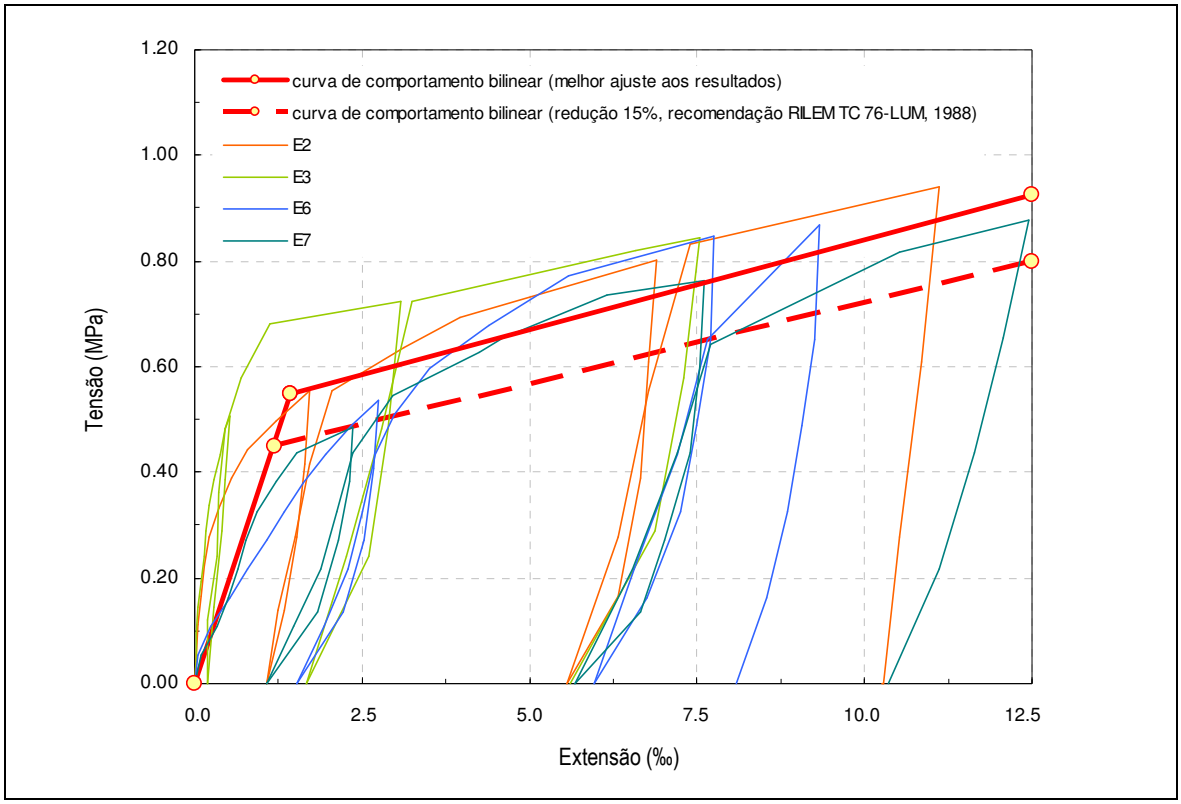


Figura 146: Lei de comportamento bilinear (melhor ajuste aos resultados dos ensaios 2, 3, 6 e 7)

5.3.4 Comparação dos valores de tensão instalada, cedência e rotura

De seguida expõe-se a relação entre as tensões instaladas, as tensões estimadas *in-situ*, as tensões de cedência e máximas atingidas nos ensaios (ver Tabela 29). Estes resultados indicam indirectamente o nível de segurança destas alvenarias relativamente às acções verticais.

Dos resultados apresentados na Tabela 29 e na Figura 147-a e 147-b, verifica-se que para as paredes de alvenaria ensaiadas, o valor determinado da tensão de cedência é consideravelmente superior à tensão instalada nas paredes, associando um coeficiente de segurança às acções verticais elevado, característico destas estruturas de alvenaria (o menor valor encontrado é de 2.89).

Tabela 29: Valores de tensão obtidos nos ensaios e relações entre estes

Ensaio	$\sigma_{máxima}$ (MPa)	$\sigma_{instalada}$ (MPa)	$\sigma_{cedência}$ (MPa)	$\sigma_{ced} / \sigma_{inst}$	$\sigma_{máx} / \sigma_{inst}$	% pedra	% argamassa	% vazios
1	1.547	0.360	1.040	2.89	4.27	64.99	35.01	0.00
2	0.942	0.250	0.509	4.00	3.77	58.72	40.53	0.75
3	0.894	0.140	0.608	4.34	6.38	61.20	36.07	2.73
4	1.186	0.090	0.775	8.61	13.14	66.32	32.70	0.98
5	1.219	0.255	0.877	3.44	4.75	61.26	37.69	1.05
6	0.870	0.060	0.671	11.18	14.49	60.46	36.33	3.21
7	0.878	0.143	0.574	4.03	6.16	63.18	31.78	5.04
8	1.755	0.110	1.202	10.93	15.91	66.97	33.03	0.00
9	1.124	0.185	0.953	5.15	6.07	59.02	40.98	0.00
Média:	1.157	0.177	0.801	6.06	8.33	62.46%	36.01%	1.53%

Em relação a esta conclusão, salvaguarde-se o facto de as paredes ensaiadas serem consideradas sãs, pelo que em outras situações poderão não ser tão elevados estes coeficientes de segurança. Observando a Figura 147-c e 147-d, verifica-se uma correlação expectável entre a percentagem de pedra da parede ensaiada e a tensão última ou máxima atingida no ensaio, o mesmo se constata relativamente à área de argamassa e vazios.

As paredes com menor percentagem de argamassa e vazios registaram valores mais altos de tensão de rotura e módulo de elasticidade, exceptuando os ensaios 2 e 9 efectuados sobre a mesma parede, em que as alvenarias apresentavam uma argamassa aparentemente forte e uma forma de assentamento mais irregular da pedra.

Na Tabela 30 faz-se a comparação dos valores obtidos nos ensaios realizados, com os valores obtidos por outros autores em ensaios sobre alvenarias semelhantes em termos de composição e morfologia.

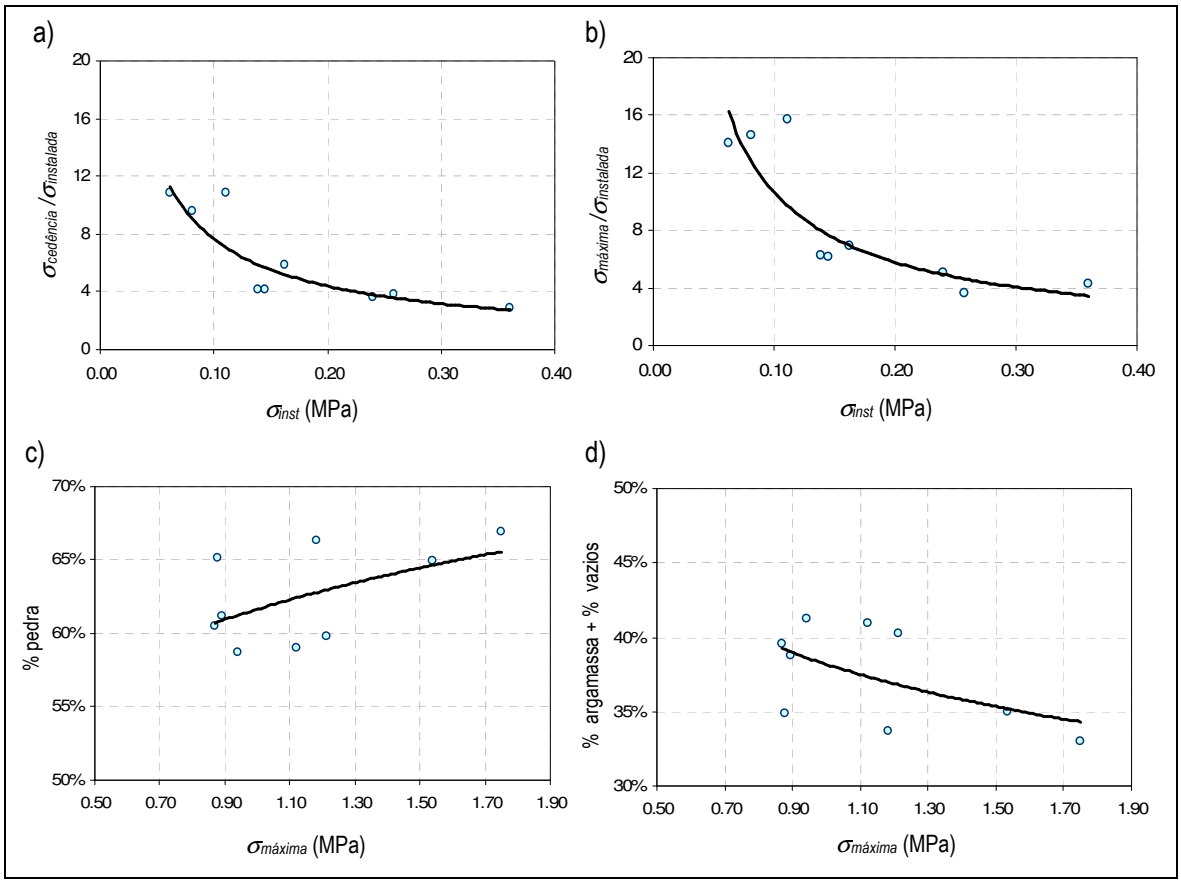


Figura 147: Relações entre resultados obtidos para as paredes ensaiadas: a) e b) Coeficientes de segurança e a tensão instalada; c) e d) Tensão máxima atingida nos ensaios e a constituição das paredes de alvenaria

Tabela 30: Valores de tensão de rotura e módulo de elasticidade obtidos por outros autores

Autores/trabalhos	Tensão de rotura, σ_{rot} (MPa)	Módulo de elasticidade, E_0 (MPa)
Ensaios deste estudo	*0.76 (valor médio)	**1713 (valor médio)
Catania [2000]	2.37 (valor médio)	3767 (valor médio)
Pagaimo [2004]	0.7 (valor característico)	320 (valor médio adoptado)
Pinho [2003]	0.438 (ensaio laboratório)	------
Roque [2002]	0.49 (valor característico)	1000
Tomaževič [1999]	0.3-0.9	200-1000
Binda *et al*. [2003]	0.6-1.0	900
OPCM 3274 [2003]	1.1-2.0	1020-1980

* - Valor médio dos ensaios que atingiram a rotura aplicando uma redução de 15%.
** - Valor médio de *E* de todos os ensaios aplicando uma redução de 15%.

Com os resultados produzidos, em termos de tensões verticais, nomeadamente conhecendo os níveis de tensão instalada *in-situ*, faz-se de seguida uma estimativa da capacidade em corte para as alvenarias ensaiadas. Vários autores têm proposto relações para determinar a resistência ao corte [Turnšek e Čačovič, 1971; Hendry *et al.*, 1997; Lei de Coulomb].

Assim dos resultados obtidos dos ensaios, a partir dos valores de tensão *in-situ*, efectua-se uma estimativa da resistência ao corte da alvenaria usando a expressão seguinte [OPCM 3274, 2003]:

$$\tau_u = L \times e \times \frac{1.5 \times \tau_0}{b} \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \times \tau_0}} \tag{5.3}$$

em que:

- τ_u - resistência ao corte máxima (MPa);
- L - comprimento da parede (m);
- e - espessura da parede (m);
- τ_0 - resistência ao corte de referência (tensão normal nula);
- b - coeficiente correctivo associado à distribuição de tensão em função da esbelteza da parede, assumido como o quociente entre a altura do pano da parede *h* e o respectivo comprimento L;
- σ_0 - tensão normal vertical média instalada (MPa).

Para estimar a resistência ao corte máxima, considerou-se uma parede com espessura representativa da média das paredes da Baixa de Coimbra com 67cm de espessura (ver resultados da Secção 3.2.3 no Capítulo 3) e uma resistência ao corte de referência de 0.030MPa (valor consultado do OPCM 3274 [2003]), obtendo-se valores na gama dos 0.046 a 0.090MPa. Refira-se que o valor médio da tensão resistente ao corte de 0.060MPa foi o valor utilizado para o cálculo de um dos parâmetros mais importantes da metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica proposta e apresentada no Capítulo 6.

5.4 Comentários finais

Os ensaios realizados com macacos planos permitem retirar informação relativa às propriedades mecânicas das alvenarias para a análise estrutural, mesmo reconhecendo as limitações e cuidados necessários na interpretação de resultados.

Os ensaios com macacos planos podem ser considerados um dos melhores ensaios semi-destrutivos que permitem fazer medições sobre uma amostra não alterada com dimensões suficientes para representar o comportamento *in-situ* do material. O grau de rigor obtido por um ensaio desta natureza é claramente compatível com a informação necessária para calibrar os modelos de análise e para apoiar as acções de reabilitação e reforço, pela definição de níveis de intervenção das várias técnicas de reforço das alvenarias. Considera-se assim um teste simples e útil de custos associados reduzidos.

No entanto, os ensaios de macacos planos requerem um nível de perícia e experiência, já que muitas são as condicionantes e problemas que poderão influenciar a obtenção de resultados fiáveis. O ensaio permite avaliar uma fracção de parede até uma profundidade de 10cm, mas que não poderá ser representativa das propriedades da parede de uma forma global, isto é, no caso de paredes de constituição muito heterogénea, em que o interior da parede poderá ter propriedades significativamente diferentes das faces exteriores, não se verifica uma distribuição uniforme de tensões.

Reconhece-se que seria necessário um maior número de ensaios para obter resultados mais fiáveis associados à morfologia e aspectos de assentamento das alvenarias estudadas e estado de conservação, bem como, para o estabelecimento de correlações entre as grandezas e propriedades resistentes, como o módulo de elasticidade, constituição (% pedra, argamassa e vazios), coeficiente de *Poisson*, etc.

A complementaridade com outros ensaios, como os testes sónicos, ensaios de corte, ensaios no plano e fora do plano da parede, ensaios de caracterização físico-química, etc., deverá ser considerado quando se pretende um grau de conhecimento mais aprofundado, assim como a realização de ensaios complementares na outra face da parede. Este exercício de complementaridade com outros ensaios não destrutivos na definição de metodologias de avaliação, nomeadamente para avaliação estrutural e de danos de construções históricas, tem sido desde 2003 estudado por um grupo de investigação [ONSITEFORMASONRY, 2003].

Os ensaios comprovaram que estas paredes de alvenaria têm capacidade de carga, podendo suportar cargas de pavimentos aligeirados em estrutura de aço, ou outras soluções leves, desde que devidamente consolidadas e criados elementos de distribuição da força vertical (preparação dos topos da paredes). Chama-se à atenção que esta hipótese é aceitável se as paredes forem consideradas sãs com espessuras acima dos 50cm, apresentando um grau de conservação aceitável, constituição e aparelho bom e que não sofram de problemas de desagregação, de teor de humidade elevado ou de outros problemas.

A catalogação das alvenarias é fundamental no contexto da reabilitação e reforço das paredes de alvenaria, registando as suas características morfológicas baseadas na observação, como ainda valores de resistência mecânica, módulo de elasticidade, modos de rotura típicos e mecanismos de fissuração. O conhecimento mais aprofundado constitui uma “mais valia” em qualquer nível de avaliação da vulnerabilidade sísmica e no auxílio de interpretação de danos e problemas estruturais. Esta campanha de ensaios revelou que existem muitas estruturas de alvenaria em boas condições e com capacidade resistente para as acções verticais, e forneceu informação acerca das suas características resistentes, podendo indicar valores de referência para utilização em acções de verificação da segurança sobre construções semelhantes.

Capítulo 6

Avaliação da vulnerabilidade sísmica

Capítulo 6 Avaliação da vulnerabilidade sísmica

6.1 Introdução

6.2 Risco sísmico: conceitos gerais

6.3 Metodologia de avaliação do risco sísmico

6.4 Mitigação do risco sísmico: criação de cenários de dano e perda

6.5 Definição e vantagens de uma ferramenta SIG

6.6 Sismicidade do território nacional e da região de Coimbra

6.7 Caracterização geológica da Baixa de Coimbra

6.8 Metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica

- 6.8.1 Vulnerabilidade sísmica
- 6.8.2 Classificação e descrição das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica
  - 6.8.2.1 Generalidades
  - 6.8.2.2 Classificação segundo Corsanego e Petrini
  - 6.8.2.3 Outras propostas de classificação
  - 6.8.2.4 Síntese final
- 6.8.3 Quantificação da vulnerabilidade sísmica

6.9 Avaliação da vulnerabilidade do edificado antigo da Baixa de Coimbra

- 6.9.1 Enquadramento: definição e escolha da metodologia adoptada
- 6.9.2 Implementação de um sistema integrado: desenvolvimento e operacionalidade
- 6.9.3 Metodologia proposta – Índice de vulnerabilidade
- 6.9.4 Validação da metodologia proposta
  - 6.9.4.1 Metodologia baseada em danos observados - GNDT II
  - 6.9.4.2 Metodologia macrossísmica
  - 6.9.4.3 Confronto entre a metodologia GNDT II e a metodologia macrossísmica
- 6.9.5 Complementar a avaliação da vulnerabilidade

6.10 Análise de resultados

- 6.10.1 Vulnerabilidade do edificado da Baixa de Coimbra
- 6.10.2 Análise dos resultados dos parâmetros avaliados
- 6.10.3 Fragilidades estruturais
- 6.10.4 Grau de confiança
- 6.10.5 Estimativa de danos
  - 6.10.5.1 Distribuição e cenários de dano
  - 6.10.5.2 Curvas de fragilidade
- 6.10.6 Avaliação de perdas
  - 6.10.6.1 Colapso e inutilização dos edifícios
  - 6.10.6.2 Perdas humanas e desalojamento
  - 6.10.6.3 Perdas económicas e estimativa de custos de reparação

6.11 Comentários finais

Capítulo 6 Avaliação da vulnerabilidade sísmica

6.1 Introdução

Sismos ocorridos na Roménia e na Ex-Yugoslávia, em 1977 e 1979 respectivamente, incentivaram na década de 80 por toda a Europa vários estudos, projectos e desenvolvimento de novas linhas de investigação na área da mitigação do risco sísmico. O risco sísmico das regiões edificadas está associado à perigosidade local, à vulnerabilidade do edificado e ao grau de exposição (ver Figura 148). Dos três aspectos referidos, a vulnerabilidade é aquela que assume uma grande importância, não apenas devido às óbvias consequências físicas sobre o edificado na ocorrência de um evento sísmico, mas porque intervindo com adequadas soluções de reforço é possível melhorar as condições de segurança e comportamento estrutural das construções existentes, reduzindo o nível de vulnerabilidade sísmica e, consequentemente, o nível de eventual dano físico e perda, quer de natureza económica, quer de natureza humana.

Nas últimas décadas, a avaliação do risco associado à acção sísmica, tal como a outros fenómenos naturais (por exemplo: cheias, tornados, incêndios florestais, etc.), despoletaram uma preocupação crescente, sendo hoje em dia considerados aspectos essenciais na definição das estratégias de planeamento do território e de gestão urbana. Como já foi referido no Capítulo 4, a Baixa de Coimbra foi objecto de uma exaustiva inspecção das construções antigas em alvenaria e a informação recolhida tem sido utilizada para diversos objectivos, particularmente neste trabalho para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do edificado antigo em alvenaria.

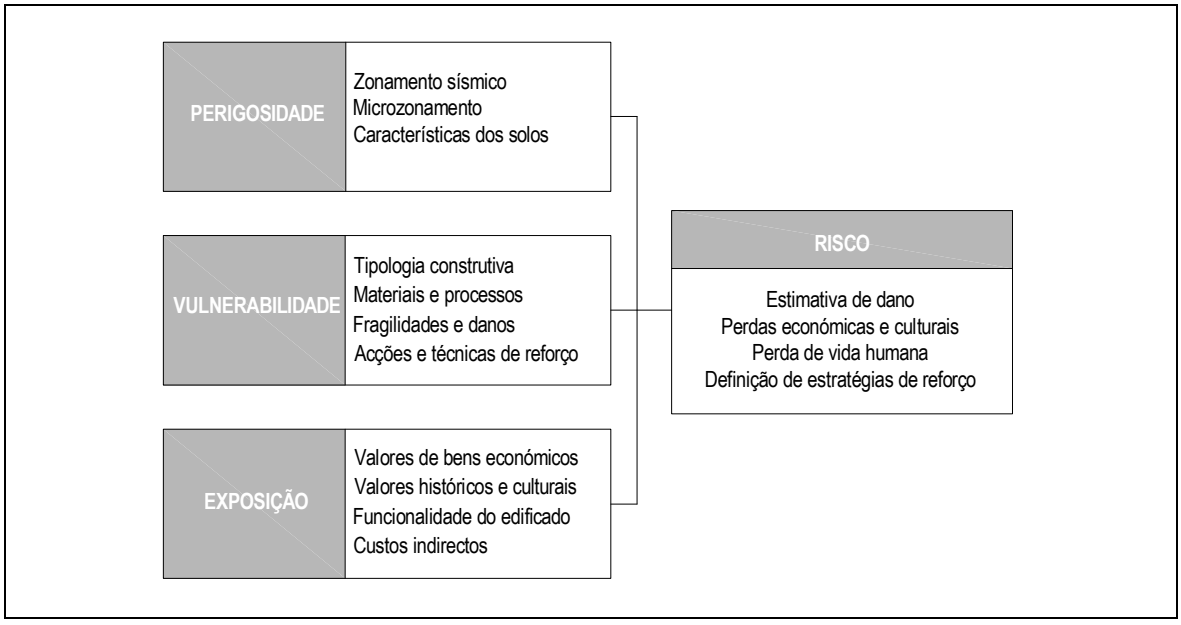


Figura 148: Sistematização dos aspectos a considerar na avaliação do risco sísmico [Vicente *et al.* 2005c]

Neste capítulo são inicialmente expostos os principais conceitos e definições na temática da avaliação do risco, e descritas as metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica, particularmente as metodologias designadas na bibliografia como *first level approaches for vulnerability assessment*.

De seguida é proposta uma nova metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica. Esta metodologia é aplicada ao caso de estudo do centro histórico da Baixa de Coimbra. Os resultados da avaliação da vulnerabilidade, de acordo com esta nova metodologia são apresentados e, em consequência, são construídos cenários de dano e de perdas, integrados num ambiente SIG.

6.2 Risco sísmico: conceitos gerais

Num sentido lato, o risco sísmico pode ser entendido como uma medida do potencial de perda, como nível de destruição ou dano, em consequência da ocorrência de um determinado evento sísmico. Os conceitos principais empregues nos estudos de risco associado a fenómenos naturais, baseiam-se nas definições fornecidas em 1979 pela *United Nations Disaster Relief Office* neste domínio, conduzindo a uma formulação e definição matemática internacionalmente reconhecida do risco.

Na sequência de muitos trabalhos de avaliação do risco sísmico, conduzidos por diversos autores [Coburn e Spence, 1992; Caicedo *et al.*, 1994; Cardona, 2001; McGuire, 2004], convenciona-se que o risco absoluto pode ser expresso como o resultado da convolução matemática entre a perigosidade, *H*, vulnerabilidade, *V*, e a exposição, *E*, como definido em seguida:

$$R_{ie} \mid_T = \mid (H_i \otimes V_e) \otimes E \mid_T \tag{6.1}$$

em que:

$R_{ie} \mid_T$ é a probabilidade de excedência de um determinado valor de perda absoluta de um elemento exposto, *e*, em consequência da ocorrência de um determinado evento sísmico de intensidade *i*, em determinada zona ou local, para um tempo de exposição específico, *T*, em função da perigosidade, *H*, vulnerabilidade, *V*, e exposição, *E*, dos elementos em risco;

H é a probabilidade de excedência de um determinado nível de intensidade sísmica, *i*, que caracteriza a severidade do evento sísmico, para um certo período de retorno, *T*, em determinada zona ou local;

V_e, é uma propriedade intrínseca de um determinado elemento, isto é, a predisposição do elemento sofrer dano resultante de um evento sísmico de determinada intensidade, *i*;

$E|_T$ é a exposição dos elementos em risco, reflectindo o valor do elemento (*e*), exposto;

$\otimes$ – operação de convolução.

Face a esta formulação, e com base em alguns estudos recentes de risco sísmico, por exemplo: Campos-Costa e Sousa [1998] para a área Metropolitana de Lisboa, The Catania Project [Catania, 2000], *Mitigazione del rischio sísmico dei centri storici e degli edifici di culto dell'area del'Matese nella Regione Molise* [Molise, 2002], desenvolvidos pelo GNDT, em Itália, o risco sísmico absoluto é definido como o resultado da convolução do risco específico, *S*, e exposição, *E*, sendo:

$$\begin{aligned} R &= S \otimes E \\ S &= H \otimes V \end{aligned} \qquad (6.2)$$

em que:

S - risco específico;
E - exposição;
R - risco absoluto;
H - perigosidade;
V - vulnerabilidade;
$\otimes$ - operação de convolução.

Barbat e Pujades [2004] e Sousa [2006] definem o risco específico, *S*, do ponto de vista matemático, como a convolução das distribuições de probabilidade da perigosidade sísmica, *H* (ocorrência de eventos sísmicos de várias intensidades possíveis) e da vulnerabilidade do edificado, *V*. Entende-se assim o risco sísmico específico como a probabilidade de um edifício, ou classe tipológica de edifícios, em risco, sofrer um determinado grau de dano, num determinado período de exposição considerado.

A exposição, *E*, como já definida nas expressões 6.1 e 6.2, traduz o valor dos elementos em risco, proveniente dos custos directos dos elementos estruturais e não estruturais, bem como dos custos indirectos associados à interrupção de serviços, comunicações e ainda custos sociais e de tempo. A exposição depende essencialmente da localização, acessibilidades, nível e tipo de ocupação, função do edificado,

existência de bens económicos e valor histórico/cultural. Por exemplo, uma zona com densa ocupação humana de pronunciada actividade comercial e de serviços, ou uma zona de elevado interesse patrimonial e cultural, terá associado um nível de exposição, *E*, elevado, e que necessariamente deve ser traduzido por uma medida quantificada. Um baixo nível de exposição poderá corresponder a uma zona com reduzida actividade comercial e social ou sem significativos valores patrimoniais.

De forma a lidar com a mitigação do risco sísmico de uma região ou zona, é necessário avaliar o risco, com o objectivo de o minimizar através da diminuição da perigosidade, *H*, da vulnerabilidade, *V*, ou da exposição, *E*. Com base na definição de risco exposta na expressão 6.1, é oportuno comentar cada um dos aspectos que possam influenciar numa perspectiva de redução do risco, pela eventual actuação sobre a perigosidade, vulnerabilidade e exposição. Efectivamente, a ideia de actuar sobre a perigosidade não se afigura frequentemente como uma medida interessante do ponto de vista técnico-económico, devido aos custos e à complexidade associada a uma acção neste sentido, por exemplo, recorrendo ao melhoramento das condições do solo. O que é possível, para as construções novas, é definir a localização das zonas edificáveis considerando as condições do terreno, evitando as zonas sismogenéticas de natureza geológica e neotectónica mais perigosas, a proximidade de falhas activas, solos com potencial de liquefacção ou vulneráveis a assentamentos ou escorregamentos consideráveis.

No que diz respeito à vulnerabilidade, *V*, podem-se analisar duas frentes: sobre a construção nova e sobre a construção existente. Na concepção de uma estrutura nova, a minimização da vulnerabilidade associada a essa construção passa pelo respeito das normas e códigos sismo-resistentes, no projecto e na execução, melhorando o seu desempenho estrutural. No caso do edificado existente, é essencial o desenvolvimento de estudos de vulnerabilidade, estimando o grau de dano expectável, associado a um determinado nível de acção sísmica. Posteriormente, deve ser desenvolvida uma análise custo-benefício, que ditará a necessidade e urgência de possíveis acções de reforço, substituição ou até demolição se tecnicamente justificável.

Sobre a exposição, *E*, é muito difícil actuar de forma eficaz, quando se consideram exclusivamente perdas económicas. No entanto, quando se trata de perda de vidas humanas, é possível investir em campanhas de sensibilização, preparação e educação a grande escala para o perigo. Os custos associados a estas operações será muito mais baixo em comparação com as perdas produzidas por sismos futuros. Neste contexto, a utilização de verbas na criação de comissões de estudo de ordenamento urbano e do edificado, no que diz respeito a acessibilidades, concentração populacional, funções dos edifícios que reduzam ou evitem situações de risco, tal como a criação de centros e equipas de protecção civil, provarão que os benefícios produzidos superam os custos.

6.3 Metodologia de avaliação do risco sísmico

Nesta secção pretende-se descrever a modelação e avaliação probabilística do risco sísmico seguida neste trabalho. Na sua essência, a modelação matemática do risco sísmico é precedida por uma análise probabilística da perigosidade sísmica. De seguida, interpreta-se o nível de dano esperado condicionado a um determinado nível de severidade da acção, ou evento sísmico, e finalmente traduz-se o nível de dano em estimativa de perda (introduzindo o conceito de factor de dano em correspondência com cada grau de dano, permitindo a sua conversão), sejam estas económicas ou de outra natureza.

Na Figura 149 apresenta-se a esquematização e interpretação matemática do processo de avaliação probabilística do risco. Primeiramente é definida uma função densidade de probabilidade associada à perigosidade sísmica. Para um dado valor da perigosidade (a severidade da acção pode ser de forma simplificada, traduzida por um parâmetro como, por exemplo, a intensidade macrossísmica, *I*, ou aceleração de pico do solo, PGA) e conhecendo a vulnerabilidade, *V*, de uma tipologia construtiva (de um grupo de edifícios ou de um edifício isolado), obtém-se um valor médio do dano sobre a função de vulnerabilidade ($E(D|h)_v$) e uma dispersão fornecida pelas curvas de fragilidade sísmica para a classe de vulnerabilidade da tipologia dos edifícios ou edifício de vulnerabilidade *V*.

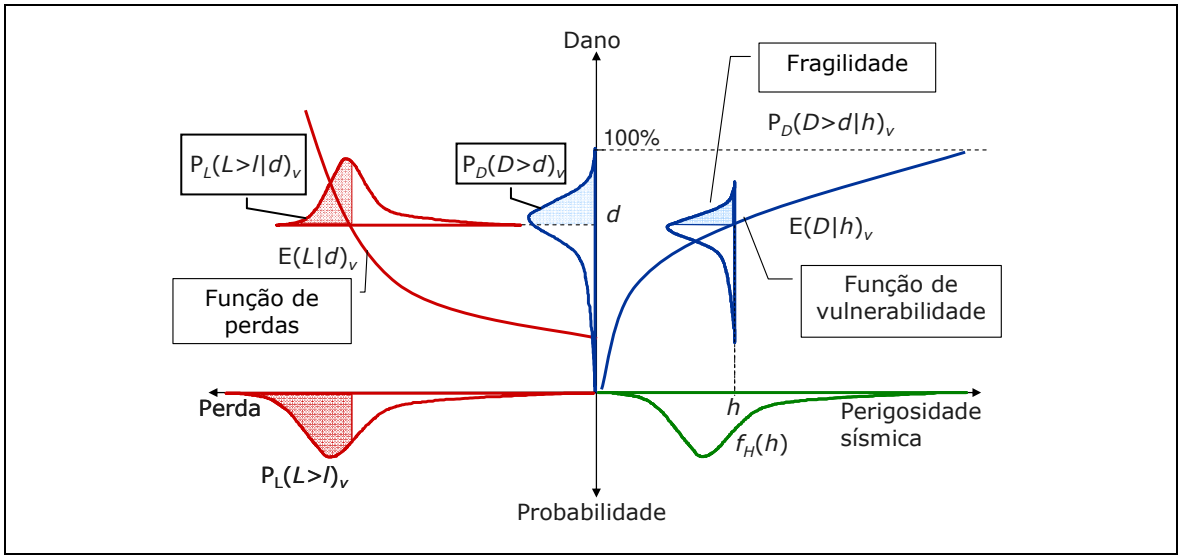


Figura 149: Esquema para a avaliação do risco sísmico de uma tipologia construtiva de vulnerabilidade *V* [Campos Costa, 2004]

As curvas de fragilidade são definidas pelas funções de densidade de probabilidade condicional do dano. Procedendo à integração da probabilidade condicional do dano para toda, a possível, gama de variação da

perigosidade sísmica e para uma dada tipologia construtiva com vulnerabilidade *V* (dada por $P_D(D > d|h)_v$), obtém-se a função de densidade de probabilidade:

$$P_D(D > d)_v = \int_h P_D(D > d|h)_v \, f_H(h) dh \tag{6.3}$$

em que: $f_H(h)$ é a função de densidade de probabilidade da perigosidade sísmica; $P_D(D > d)_v$ é a função de densidade de probabilidade condicional de dano, resultante da integração da probabilidade condicional do dano para todos os valores de perigosidade sísmica, e à luz da definição apresentada na Secção 6.2 é denominado de risco específico, *S*.

Finalmente, para avaliar o risco absoluto, isto é, para estimar o valor das perdas é necessário converter danos em perdas, utilizando factores de dano, que simplesmente permitem a conversão através da correspondência com cada grau de dano, condicionada à perigosidade sísmica. Por exemplo, na estimativa das perdas económicas, associa-se um custo de reparação a cada estado de dano, utilizando um factor de dano (grandeza adimensional) definido como o quociente entre o custo de reparação e o custo de reposição. Assim, convertem-se os indicadores de dano em perdas usando uma função de perdas ($E(L|d)_v$), e por fim, a distribuição de probabilidade das perdas é obtida e descrita pela sua função de densidade de probabilidade, $P_L(L > l)_v$, definida como:

$$P_L(L > l)_v = \int_d \int_h P(L > l|d)_v \, P(D > d|h)_v \, f_H(h) \, dh \, dd \tag{6.4}$$

em que: $f_H(h)$ é a função de densidade de probabilidade da perigosidade sísmica; $P_L(L > l)_v$ é a função de densidade de probabilidade de perda, resultante da integração da probabilidade condicional da perda e do dano para todos os valores de perigosidade sísmica, e que à luz da definição apresentada na Secção 6.2, pode ser denominado de risco absoluto, *R*.

6.4 Mitigação do risco sísmico: criação de cenários de dano e perda

As operações de convolução necessárias para avaliar o risco sísmico são complexas e só com recurso à computação se tornam executáveis dada a exigência de cálculo e a manipulação de um grande número de dados, e também pela gestão e apresentação dos resultados produzidos. Os sistemas de informação geográfica (SIG) apresentam-se como ferramentas muito úteis, não apenas pela garantia de uma análise e

visualização espacial da informação, mas pela possibilidade de integração de potencialidades programadas para a resolução de operações matemáticas complexas.

Independentemente da escala de avaliação do risco sísmico, deve-se discretizar a área, catalogando informação sobre as suas características geológicas, a topografia, informação acerca de macro e microzonificação, das tipologias estruturais existentes e do seu valor económico. É necessário ainda conhecer as funções de vulnerabilidade para as diferentes classes tipológicas de edifícios, ou seja, as relações entre o dano (expresso, por exemplo, com recurso ao índice de dano) e a severidade da acção sísmica (expresso, por exemplo, pela intensidade macrossísmica).

Com esta informação e através de algoritmos de cálculo matemático é possível obter saídas gráficas na forma de mapas, de modo a permitir uma análise espacial das perdas ou danos sofridos, para um determinado evento sísmico (com um dado período de retorno ou intensidade), denominando-se cenário de risco sísmico (ver Figura 150).

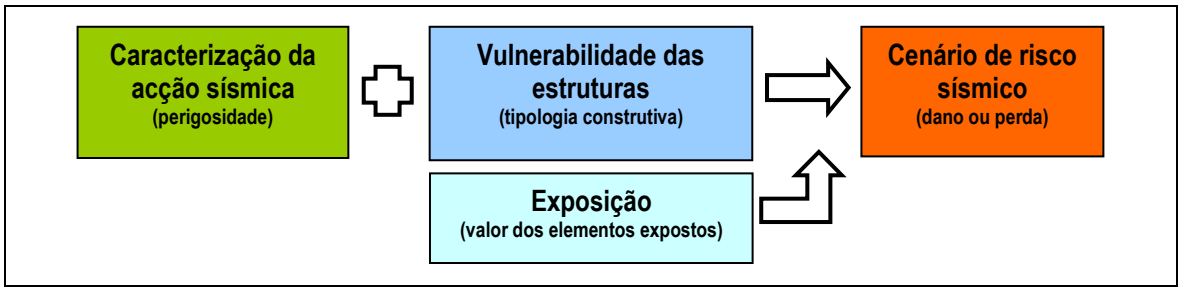


Figura 150: Processo de obtenção de cenários de risco

Com o estabelecimento destes mapas associados a cenários de risco é possível desenvolver critérios de decisão no apoio a planos de minimização do risco sísmico, permitindo identificar zonas e edifícios mais vulneráveis e ainda definindo prioridades de intervenção ou planeamento de emergência. Nesta dissertação segue-se uma abordagem determinística no que diz respeito à caracterização da perigosidade sísmica, e probabilística no que diz respeito à estimativa de danos e, consequentemente, na avaliação de perdas, como expor-se-á adiante nas Secções 6.9 e 6.10.

6.5 Definição e vantagens de uma ferramenta SIG

Em meados dos anos 70, um grande número de geógrafos criaram um sistema de armazenamento e de organização de informação espacial. Mas só no início da década passada é que este projecto começou a ser conhecido como Sistema de Informação Geográfica, desenvolvendo aplicações importantes, tais como: a cartografia de alta resolução, a planificação do uso do solo, a gestão de recursos naturais, as comunicações,

a avaliação e planificação ambiental, a investigação ecológica e demográfica e as aplicações relacionadas com negócios, particularmente com importância crescente para a gestão do risco [SERGISAI, 2000]. Os sistemas de informação geográfica são hoje ferramentas indispensáveis no que diz respeito à organização de dados, sua manipulação matemática e, ainda, à visualização de resultados. Existem actualmente projectos e ferramentas informáticas baseadas em SIG, como o caso do projecto EURORISK [2007] e do procedimento estabelecido na metodologia do FEMA-NIBS [HAZUS 1999].

Apesar de ser uma ferramenta relativamente nova, o SIG tem evoluído rapidamente graças à inovação em diversas áreas como, por exemplo, Geografia, Cartografia, Fotogrametria, Topografia, Geodesia, Ciências da Computação, Inteligência Artificial, Demografia, Sismologia, entre muitos outros ramos das ciências e da engenharia. Deste modo, devido à quantidade de sistemas desenvolvidos e à variedade de aplicações, é difícil ter uma definição única para o SIG. Contudo, a *Environmental Systems Research Institute* (ESRI) usa a seguinte definição:

"*O SIG é um sistema organizado de equipamento informático, software, dados geográficos e descritivos, bem como de desenhos personalizados, para tornar mais eficiente a procura, armazenamento, actualização, manipulação, análise e revelação de todas as formas de informação geo-referenciada*". SIG é um acrónimo de três palavras básicas: Sistemas, Informação e Geográfica, cuja definição se apresenta de seguida:

- Sistemas - Este termo surge como meio de representar os subsistemas que integram o SIG. É um ambiente de trabalho complexo, que se divide em diferentes componentes de forma a facilitar a interpretação e utilização;
- Informação - Esta palavra representa a grande quantidade de dados que normalmente se requer e que se manipula dentro do SIG. Ou seja, todos os objectos do "mundo real" têm o seu grupo de características ou atributos descritivos em forma alfanumérica não espacial, formando assim a parte fundamental da informação de cada elemento geográfico que se encontre em estudo;
- Geográfica - Este termo é a base do SIG, dado que trata cada elemento do "mundo real" de uma forma geográfica ou espacial, tornando estes elementos referenciados ou relacionados com uma posição específica no espaço. Por exemplo, os elementos de um mapa são uma representação gráfica dos objectos espaciais do "mundo real", bem como os símbolos, cores e tipos de linhas que se utilizam para representar a duas ou três dimensões os diferentes elementos espaciais de um mapa.

Desta forma, a geografia e a informação associada aos elementos (*attributes*) são a parte fundamental desta ferramenta. O SIG permite representar as diferentes características, propriedades e atributos dos elementos

em estudo, em várias *layers*, como por exemplo a hidrografia, a topologia, o tipo de solo, a demografia, etc. O SIG é um sistema que integra um grupo de subsistemas/componentes essenciais para um correcto funcionamento. Dentro destes subsistemas tem-se: o equipamento informático, o software correspondente ao sistema, a informação geo-referenciada dos elementos em estudo, bem como seus atributos descritivos. A Figura 151 esquematiza os principais componentes e a forma como interactuam [ArcGis 9.2, 2005].



Informação geo-referenciada. Através de equipamento informático e software específico, são introduzidos elementos que formam o "mundo real", atribuindo-lhes uma referência espacial. Isto é possível graças à inter-relação de diferentes campos, tais como: a topografia, a cartografia, o levantamento de dados, a fotogrametria, o processamento de imagens, etc.

Dados (Atributos). Estes correspondem à informação que cada elemento tem, podendo estar representados por pontos, linhas ou polígonos, diferenciados apenas pelos seus atributos. Estes são armazenados numa tabela que se relaciona com o elemento por meio de um indicador ou código único.

Equipamento informático (Hardware). Este corresponde à parte física do sistema formando a parte medular de um SIG.

Software. Fornece funções e ferramentas necessárias para o armazenamento, análise e interpretação da informação. Existem diversos módulos, contudo destacam-se: ARCVIEW, ARCINF, ARCMAP.

Pessoas. Obviamente que esta ferramenta não poderia existir sem o trabalho prévio, de pessoas dedicadas ao planeamento dos projectos. Fazem parte essencial da estrutura uma vasta equipa pluridisciplinar (geólogos, engenheiros, geógrafos, informáticos).

Métodos de análise. Para tirar partido de toda a informação relativa à base de dados é necessário visualizá-la de forma que a sua interpretação seja útil e de fácil compreensão. Recorre-se assim à programação e criação de algoritmos de análise que facilitem as pesquisas e análises espaciais.

Figura 151: Principais componentes de um Sistema de Informação Geográfica

Um SIG é uma ferramenta analítica com a qual se pode realizar operações espaciais ou geográficas, baseadas em conceitos matemáticos. Dentro das inúmeras vantagens que um sistema SIG apresenta, destaca-se a discretização da informação em sistemas de pequenas unidades gráficas que podem armazenar-se numa base de dados dividida em dois principais grupos: por um lado a informação referente à localização geo-referenciada dos elementos em estudo, e por outro lado, a informação de diversas características em formato tabelar (ver exemplo da Figura 152). Assim, é possível representar graficamente elementos referentes a diferentes temas como, por exemplo, um elemento geométrico geo-referencial que representa uma cidade, pode ser acompanhado de informação em forma de tabelas, contendo o uso do solo, população, geologia, topografia, etc., sendo toda esta informação relacionada por um único indicador comum. Também a título de exemplo, salienta-se a capacidade de obter e apresentar os resultados de um estudo geográfico em mapas temáticos, nas áreas de planeamento, urbanismo e gestão de risco. O SIG é um instrumento essencial na área de planeamento e gestão de recursos urbanos, que tem vindo a ser utilizado em larga escala em várias cidades do país, referindo-se particularmente, o exemplo da Baixa Pombalina de Lisboa, com o intuito de preservar e valorizar o património histórico e arquitectónico da cidade, permitindo definir estratégias de salvaguarda e requalificação socio-urbanísticas.

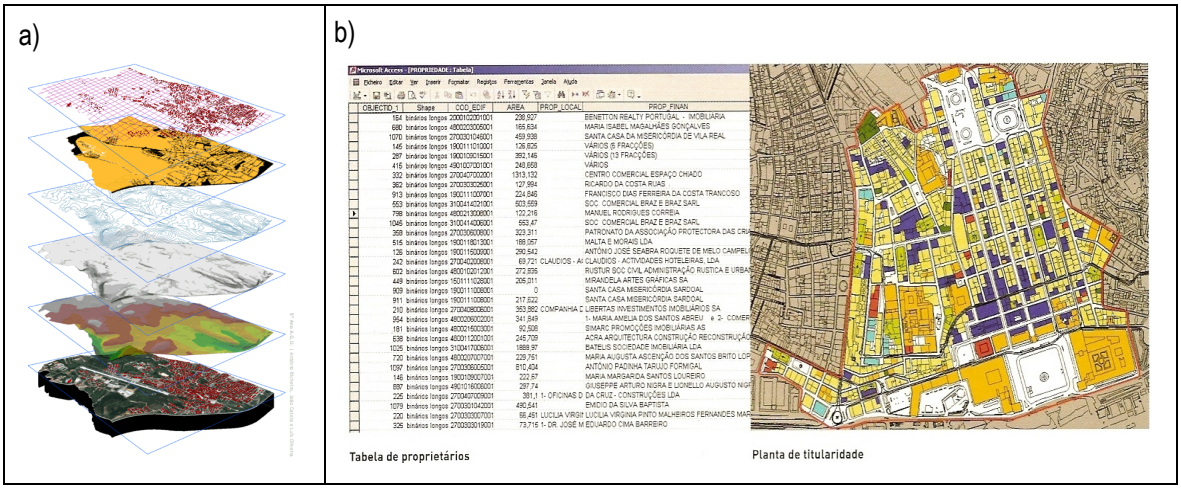


Figura 152: Exemplos do uso de um SIG: a) Representação espacial de informação [ArcGis 9.2, 2005]; b) Instrumento de planeamento [CML, 2005]

6.6 Sismicidade do território nacional e da região de Coimbra

A informação disponibilizada pelo Instituto de Meteorologia revela que a actividade sísmica do território nacional resulta essencialmente de fenómenos de fractura entre a placa euro-asiática e a placa africana (interplaca), que se desenvolve desde os Açores e se prolonga até ao estreito de Gibraltar, e fenómenos localizados no interior da placa euro-asiática (intraplaca). Devido a este contexto tectónico, o território português constitui uma zona de sismicidade importante.

Relativamente ao primeiro fenómeno, o movimento interplaca caracteriza-se pelo deslocamento da Placa Africana para Norte e pelo movimento divergente de direcção E-W na dorsal atlântica. Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar (FAG) encontra-se a junção tripla dos Açores. A Sudeste da Ilha de S. Miguel esta fractura toma a direcção E-W, com movimento de desligamento e é conhecida por falha da Glória (ver Figura 153). Um pouco mais para Oriente, na zona do Banco de Gorringe, o movimento de desligamento passa a cavalgamento da placa Euro-Asiática sobre a placa Africana. Para Oriente abandona-se o domínio oceânico e entra-se no domínio continental com convergência continente-continente [Carvalho, 2001]. Este tipo de movimentos deu origem aos sismos fortes, que afectaram Portugal Continental, como foi o sismo destruidor de 1755 e o sismo de 1969, bem sentido a Sul do rio Tejo. Por outro lado, o sismo de Benavente de 1909, e ainda o de 1531, na região de Vila Franca de Xira foram originados em falhas no interior da placa Euro-Asiática. A consulta de catálogos de sismicidade evidencia que a actividade originada em movimentos interplacas caracteriza-se por sismos de magnitude elevada a grande profundidade, e a sismicidade intraplaca é caracterizada pela sua baixa a moderada intensidade de característica mais difusa, sendo difícil a relação directa entre as falhas existentes e os epicentros dos sismos.

O arquipélago dos Açores merece uma breve referência à sua sismicidade, com origem não apenas na actividade tectónica, mas também na actividade vulcânica. O arquipélago tem sido fustigado por um número de eventos sísmicos de elevada magnitude. De entre as mais recentes crises sísmicas do Séc. XX, destacam-se os sismos de Novembro de 1973 nas ilhas do Pico e Faial, de Janeiro de 1980 nas ilhas Terceira, S. Jorge e Graciosa e, mais recentemente o sismo de 9 de Julho de 1998, ainda presente na memória das populações que afectou as ilhas do Pico, Faial e S. Jorge [Oliveira *et al.*, 1999].

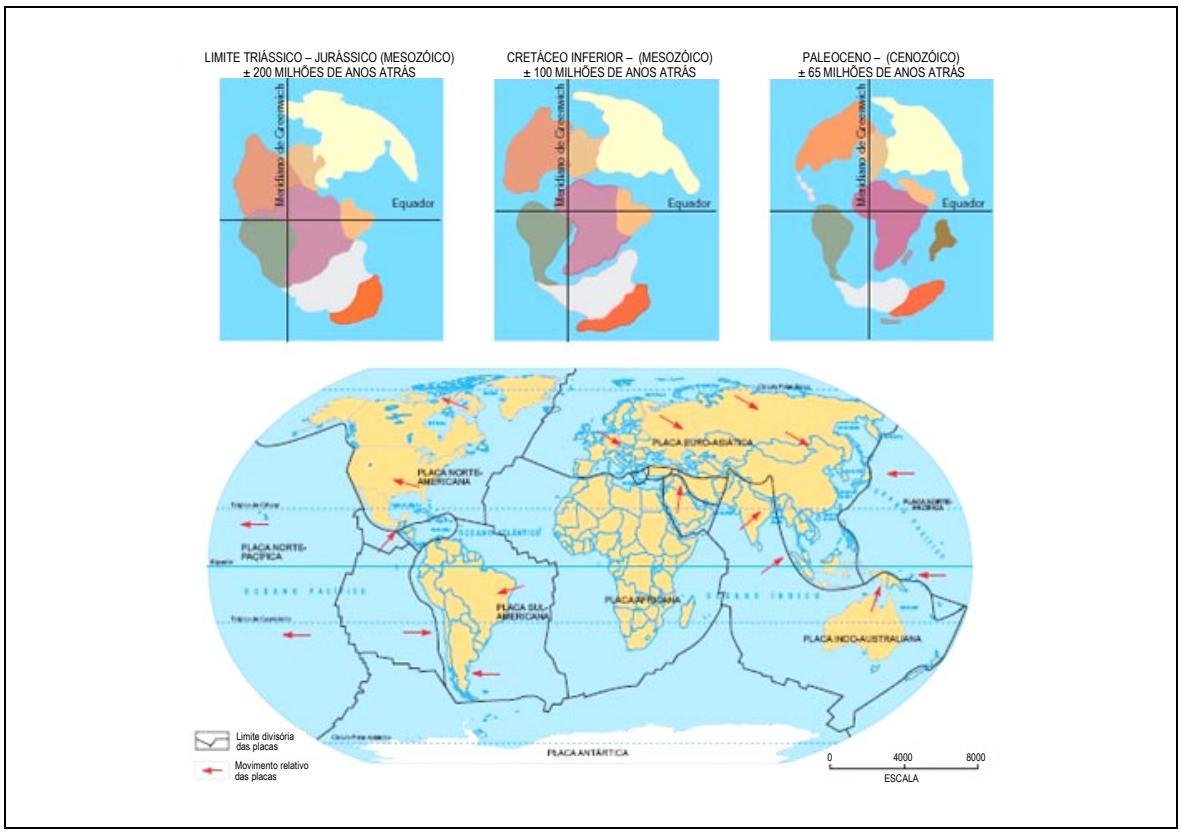


Figura 153: Placas tectónicas [BR, 2007]

Após a determinação da intensidade de um sismo em diferentes locais da região afectada, e após a localização do seu epicentro, pode obter-se uma carta de isossistas, traçando em torno do epicentro, linhas que unem os pontos onde o sismo atingiu a mesma intensidade (ver Figura 154). A perigosidade sísmica no território nacional é considerada de intensidade moderada a elevada. Esta perigosidade é um dos factores que contribui para o risco sísmico em Portugal para além de outros factores como os elementos expostos do edificado e sua vulnerabilidade associada, como já referido na Secção 6.2.

Segundo o actual zonamento sísmico, o distrito de Coimbra encontra-se numa zona de risco médio de acordo com a avaliação integrada e resultante da análise do Anexo Nacional para o EC8 [CEN, 2008]. O distrito de Coimbra, no que respeita à intensidade sísmica, de acordo com informação em registos históricos,

encontra-se numa zona caracterizada pela intensidade VII na escala de Mercalli modificada, que corresponde ao valor máximo registado. A ocorrência de um sismo devastador tem uma baixa probabilidade associada, correlacionando a sismicidade histórica e actual com a dinâmica geotectónica existente neste distrito, cuja actividade é importante no contexto geomorfológico.

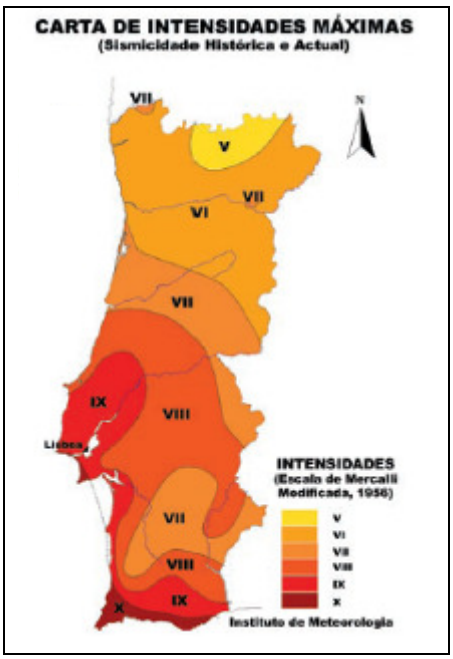


Figura 154: Carta de intensidades máximas [IM, 2007]

Recentemente foi descoberto um documento inédito do Frei João do Monte Calvário, superintendente do Colégio de Santa Rita de Coimbra e testemunha directa da catástrofe de 1755. Este documento agora divulgado, esclarece algumas dúvidas acerca das réplicas que se fizeram sentir nas horas e dias seguintes ao sismo, bem como outros eventos até ao ano de 1764. O mesmo documento refere outros eventos sísmicos sentidos em Coimbra: "*Em 1756 houve um terramoto em 6 de Março, das 6h00 para as 7h00 da manhã, e atemorizou tanto a gente de Coimbra que muitas pessoas saíram para fora das suas casas; em quinta-feira, 11 do mesmo mês, esteve em Coimbra movendo-se a terra por algum tempo, brandamente, e quando foram 10h00 para as 11h00 da noite desfechou com uma concussão impetuosa que durou pouco tempo; e logo pela meia-noite houve outro tremor acompanhado da mesma violência. Em 25 do mesmo mês, das 2h00 para as 3h00 da madrugada, tremeu a terra, e pelo seu impulso ser grande atemorizou a todos, durou quase uma Ave Maria, tendo precedido um trovão subterrâneo, e estando actualmente chovendo e em tanta quantidade que encheu o rio Mondego*" [NS, 2008].

Na Tabela 31 enumeram-se os sismos sentidos no distrito de Coimbra e arredores, com magnitude local superior a 2.0, desde 1996 [IM, 2007].

Tabela 31: Sismos sentidos no distrito de Coimbra e arredores desde 1996 [IM, 2007]

Ano	Data	Local	Magnitude local (Grau)
1996	25 de Março	Pombal	2.4
1996	25 de Junho	Pampilhosa da Serra	2.5
1996	31 de Dezembro	Anadia	3.0
1997	9 de Março	Figueira da Foz	2.3
1997	27 de Agosto	Porto de Mós	2.3
1997	1 de Setembro	Pombal	2,0
1997	1 de Novembro	Figueira da Foz	2.8
1998	11 de Fevereiro	Pombal	2.0
1998	1 de Março	Soure	2.5
1998	25 de Abril	Leiria	2.3
1998	19 de Agosto	Leiria	2.2
1998	3 de Setembro	Leiria	2.4
1999	30 de Abril	S. Pedro de Moel	4.5 (IV/V)
1999	28 de Junho	Pombal	2.0
1999	18 de Agosto	Pombal	2.1
1999	22 de Setembro	Porto de Mós	3.4 (III)
2001	10 de Abril	Leiria	4.1 (IV)
2001	1 de Novembro	Mira	2.0
2003	14 de Março	Pombal	2.1
2005	1 de Dezembro	Soure	3.8 (III)
2005	23 de Abril	Anadia	2.4
2007	18 de Agosto	Pombal	2.1

Relativamente à existência e actividade de falhas, refere-se que a sismicidade em Portugal Continental é originada numa multitude de acidentes neotectónicos destacando-se, entre estes, as falhas da Vilariça, Verin-Régua-Penacova, Seia-Lousã, Porto-Coimbra-Tomar, do Vale do Tejo e da Messejana.

Para o caso da região de Coimbra, um estudo efectuado pelo Instituto do Ambiente e Desenvolvimento [IDAD 2003] identifica a existência de falhas, como se visualiza na Figura 155.

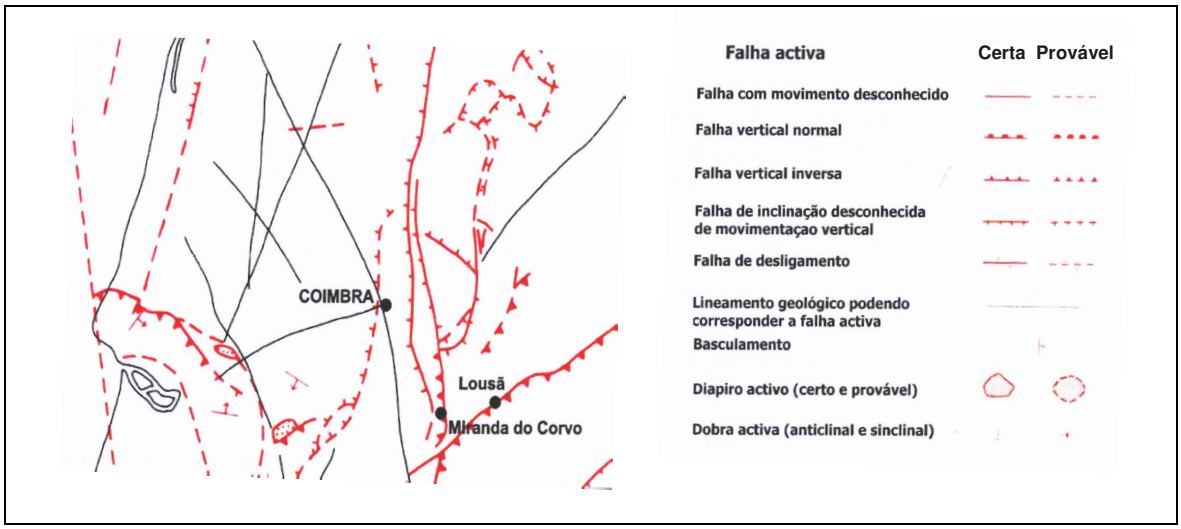


Figura 155: Extracto da carta neotectónica de Coimbra [IDAD, 2003]

6.7 Caracterização geológica da Baixa de Coimbra

Decorrente do estudo para o metro ligeiro de superfície na zona da Baixa de Coimbra, foi efectuada uma campanha de sondagens para a caracterização geológica-geotécnica, no âmbito do programa de ensaios sísmicos do tipo "CROSS HOLE" [IPN, 2003]. Esta campanha revelou que o dispositivo geológico-geotécnico, é constituído quase exclusivamente por depósitos aluvionares recentes de elevada heterogeneidade, compostos por areias e cascalheiras (ver Figura 156). Cronoestratigraficamente, o dispositivo geológico-geotécnico interessado pela campanha de sondagens é constituído, de cima para baixo, por [IPN, 2003]:

- Aterros: Areias de granulometria extensa, com calhaus, blocos de calcário e resíduos de construção (entulho). As sondagens revelam uma possança uniforme dos aterros que varia entre 2 e 3m com tendência a aumentar de espessura com a aproximação ao Rio Mondego;

- Depósitos aluvionares: de natureza muito heterogénea essencialmente arenosos, que atingem uma profundidade de cerca de 17m, nas proximidades do actual curso do Rio Mondego. Este depósito, composto fundamentalmente por material arenoso mais ou menos grosseiro, com calhau de forma lenticular, é característico de um depósito de enchimento de planície. Estas características denotam a dinâmica fluvial dum regime relativamente irregular. O regime quase semi-torrencial do Rio Mondego, responsável pelas intensas inundações dos campos, a par duma grande disponibilidade em materiais areno-cascalhentos mobilizáveis, foi certamente responsável por um rápido enchimento desta planície. A não intersecção do depósito aluvionar mais grosseiro na sondagem efectuada na zona da Praça 8 de Maio e a elevada espessura deste depósito nas outras sondagens (Rua Nova e "Bota-Abaixo") sugere a existência de uma bacia de deposição fluvial na zona destas duas últimas sondagens, a que poderá estar associado, eventualmente, um antigo meandro do Rio Mondego;

- Substracto sedimentar: nas sondagens realizadas foi identificado por volta dos 10 e 20m respectivamente, um substrato sedimentar constituído por siltes argilosos e argilas siltosas intercaladas com bancadas de calcário dolomítico de espessura variável, de escala centimétrica a métrica. Este substrato sedimentar não foi identificado numa das sondagens efectuadas por esta ter terminado aos 18m de profundidade, no entanto, não estará muito abaixo da profundidade atingida. A forte concentração e diâmetro do seixo encontrado, impediu a continuação da furação por rotação. Não foi utilizada furação destrutiva numa das sondagens (Rua Nova), dadas as características do parque edificado na zona envolvente.





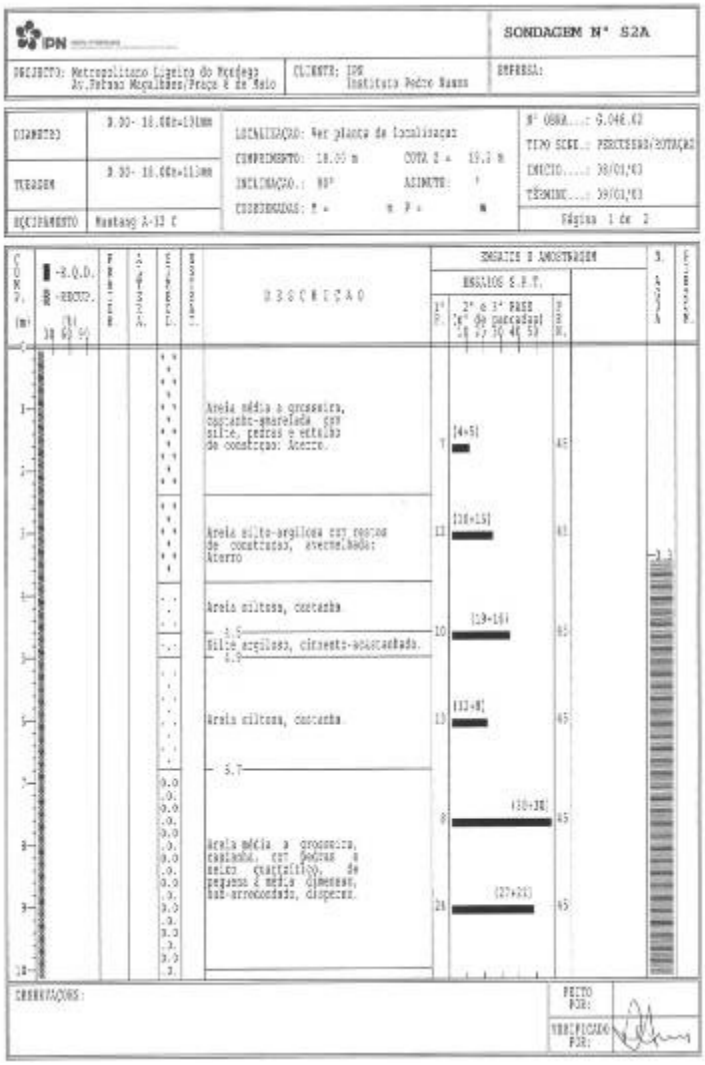


Figura 156: Localização das sondagens e *log* de uma sondagem efectuada [IPN, 2003]

6.8 Metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica

6.8.1 Vulnerabilidade sísmica

A vulnerabilidade é uma propriedade ou característica intrínseca das construções, dependente da forma como estas foram concebidas e executadas e independente da perigosidade do local de implantação destas construções.

Segundo Sandi [1996], a vulnerabilidade sísmica é uma propriedade intrínseca das estruturas, uma característica do seu próprio comportamento quando sujeito à acção sísmica, descrita através de uma lei causa-efeito, em que a causa é o sismo e o efeito é o dano. Barbat [2003] define a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura, grupo de estruturas ou de uma região, como a predisposição intrínseca de sofrer dano mediante a ocorrência de um movimento sísmico, dano este associado directamente com as características físicas e estruturais das construções.

Dependendo das características do uso, tipo e valor do edificado, os diferentes níveis de avaliação da vulnerabilidade assumem uma importância relativa. Isto é, tanto os objectivos da avaliação da vulnerabilidade como a profundidade com que é conduzida esta avaliação, serão sempre em função da exposição e das preocupações socioeconómicas. Por um lado, para o edificado com carácter residencial, a avaliação da sua vulnerabilidade estrutural é determinante uma vez que a prevenção do seu colapso (e consequente perda de vida humana) é o objectivo fundamental dessa avaliação. Por outro lado, os edifícios considerados essenciais (como por exemplo: hospitais, quartéis de bombeiros, esquadras de polícia, escolas, edifícios onde estão instalados centros de decisão, etc.), têm associados exigências ao nível das condições de funcionalidade e operacionalidade na resposta a uma crise sísmica, devendo conhecer-se as consequências inerentes a uma acção sísmica, mesmo que sofrendo dano estrutural, através da avaliação da sua vulnerabilidade funcional.

A vulnerabilidade, no seu sentido abrangente, é sempre uma propriedade de um elemento ou sistema. De seguida, descrevem-se sumariamente os três principais níveis de vulnerabilidade que interessam no domínio dos edifícios, nomeadamente vulnerabilidade estrutural, vulnerabilidade não estrutural e vulnerabilidade funcional:

i) A ***vulnerabilidade estrutural*** está associada à susceptibilidade dos elementos ou componentes que compõem o sistema resistente sofrerem determinado grau de dano. A natureza do dano pode ser descrito de forma quantitativa ou qualitativa. Do ponto de vista qualitativo, baseia-se normalmente na observação visual

e descrição de danos característicos após um evento sísmico. Do ponto de vista quantitativo e utilizando parâmetros definidores da resposta estrutural (como é o caso de distorções, deformações, exigência de ductilidade, energia dissipada etc.), é possível definir índices de dano [Yépez *et al*., 1995];

ii) A ***vulnerabilidade não estrutural*** está associada à susceptibilidade dos elementos arquitectónicos (paredes interiores, portas, janelas, varandas, platibandas, elementos decorativos, etc.) e das componentes do edifício (tubagens, instalações e outros equipamentos) [ATC-29-1, 1998]. Refira-se que em sismos intensos, como o de Loma Prieta em 1989, e Northridge em 1994, ambos nos EUA, onde, apesar do comportamento satisfatório do ponto de vista estrutural, os danos não estruturais sofridos comprometeram a funcionalidade e reocupação de muitos edifícios [Oliveira *et al.*, 1995];

iii) A ***vulnerabilidade funcional*** define-se como o potencial de perturbação de funcionamento de uma instalação em consequência do aumento da exigência sobre os serviços prestados. Trata-se de avaliar a incapacidade de resposta após uma emergência ou crise sísmica dos edifícios considerados essenciais e sobre os quais é exigida a manutenção de funções. Este nível de avaliação da vulnerabilidade é dependente dos outros níveis de avaliação enunciados. A funcionalidade dos edifícios essenciais depende de alguns factores [OPS, 1993], tais como: a inadequada distribuição de actividades dentro dos espaços do edifício, a ausência de um plano de emergência e de evacuação, os inadequados meios de resposta a situações de emergência e ainda dos sistemas de comunicação, sinalização e acessibilidades. Refira-se ainda que a vulnerabilidade funcional é um conceito extensível a outras infra-estruturas básicas como é o caso das redes de distribuição (abastecimento de gás e água), mobilidade (rede viária, pontes, via férrea) e de centrais de produção de energia.

Neste trabalho dar-se-á maior relevo ao estudo da vulnerabilidade estrutural. Assim, no que se segue será tratado em detalhe apenas este nível de vulnerabilidade. O nível de dano que pode sofrer o edificado sujeito à acção sísmica está relacionado com o comportamento local dos componentes e com o comportamento global do sistema. Por exemplo, ao nível local analisam-se fragilidades, tais como: desenfiar do vigamento de madeira do pavimento, queda de elementos não estruturais (parapeitos, beirais) ou, ainda, o nível de conexão entre paredes ortogonais ou a eventual existência de impulso sobre as paredes. A verificação da possibilidade de ocorrência destes mecanismos locais consiste essencialmente na verificação das condições de ligação que condicionam o potencial de dano ou até o colapso parcial ou total dos mesmos (ver Figura 157). Em relação ao comportamento global, este é governado por uma análise de conjunto, sendo que as fragilidades locais contribuem para a vulnerabilidade global.

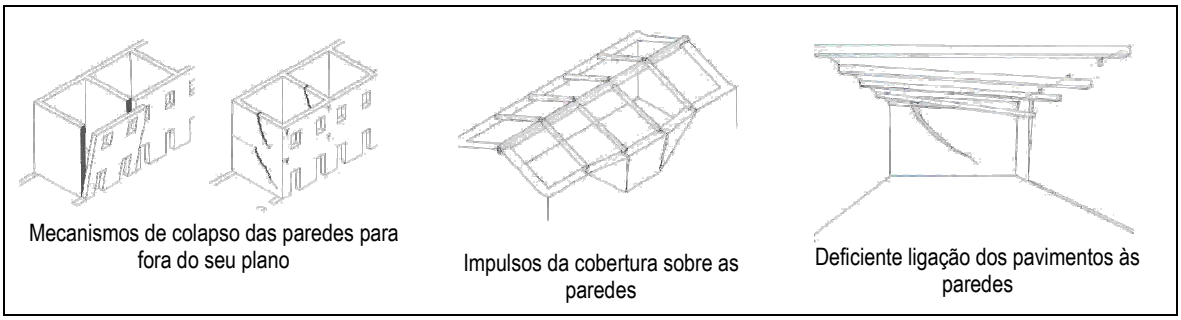


Figura 157: Mecanismos de colapso parciais [Ortigia, 2000]

Poder-se-á hierarquizar a avaliação da vulnerabilidade estrutural dos edifícios em meio urbano em três níveis, recorrendo aos índices de vulnerabilidade: a) um primeiro índice para avaliar o edifício de forma integral; b) um segundo índice para a avaliação de um elemento construtivo considerado crítico, como é o caso das paredes de fachada; c) um terceiro índice para avaliar um conjunto de edifícios (agregado estrutural, quarteirão) se existir condições de interacção entre estes. Reconhece-se que estes três níveis propostos são inter-relacionáveis entre si, servindo objectivos distintos no que diz respeito à avaliação de perdas (ver Figura 158):

a) Edifício – Quando o objectivo é avaliar a vulnerabilidade estrutural do sistema resistente de um edifício, implicitamente avaliando o desempenho de todos os componentes e materiais estruturais do edifício, nomeadamente a eficácia das suas ligações;

b) Parede de fachada – Danos observados em sismos recentes demonstraram que a parede de fachada é um elemento que apresenta fragilidades acrescidas, pelo processo de construção, graus de conexão e ligação ao restante sistema resistente. Daí se justifica a importância de desenvolvimento de uma metodologia para avaliar a vulnerabilidade apenas deste elemento construtivo;

c) Quarteirão (ou agregado estrutural) – A avaliação a este nível serve para identificar situações de risco induzidas pela interacção entre construções vizinhas ou por outros mecanismos de rotura mais complexos. Como exemplo refira-se: desalinhamentos de edifícios, paredes e aberturas, posicionamento dos edifícios e as irregularidades estruturais (em planta ou em altura) que poderão amplificar ou atenuar a vulnerabilidade do edifício devido ao efeito do conjunto.

No entanto, a metodologia proposta na Secção 6.9, pretende a avaliação apenas ao nível do edifício. Porém, a avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada e, ainda, ao nível do quarteirão são acções complementares interessantes.

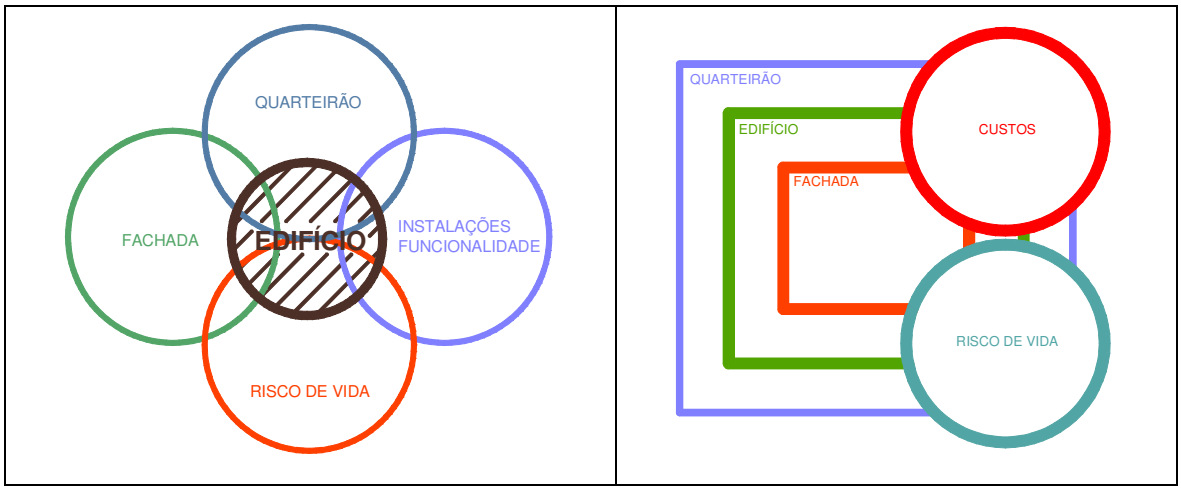


Figura 158: Relações possíveis entre os níveis de avaliação da vulnerabilidade sísmica

6.8.2 Classificação e descrição das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica

6.8.2.1 Generalidades

A uniformização na classificação das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica não é consensual. Neste contexto, será descrito de forma sumária, a natureza das metodologias existentes em função da sua génese e da natureza de critérios. Referir-se-ão várias metodologias propostas na bibliografia da especialidade e descrever-se-ão apenas as metodologias mais relevantes, que de alguma forma marcaram pelo contributo na evolução das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica e pela sua vasta utilização.

Quando se prepara uma acção de avaliação da vulnerabilidade sísmica é essencial estabelecer os objectivos que se pretendem alcançar, isto é, considerar a adaptabilidade da estratégia e operacionalidade à escala de avaliação. Inicialmente, é necessário conhecer e compreender as diferenças entre as metodologias de avaliação disponíveis e relacionar o grau de profundidade da avaliação com a escala de estudo. Por exemplo, no estudo de um pequeno grupo de edifícios, o recurso a uma metodologia detalhada exigirá um maior esforço na recolha de dados e ferramentas mais sofisticadas, porém, a confiança nos resultados produzidos é superior. No entanto, se a escala de estudo é muito grande, na ordem das centenas de edifícios (cidade, distrito ou região), o uso de metodologias menos sofisticadas, que envolvam menos dados, recursos e ferramentas de inspecção e registo, poderão ser mais adequadas. Nestes últimos casos, alerta-se que a avaliação é baseada em pouca informação, de natureza qualitativa, da observação do comportamento das estruturas e danos sofridos em sismos ocorridos, sendo sempre interpretadas com base probabilística.

Independentemente das metodologias e das propostas de classificação por diversos autores [Corsanego e Petrini, 1990; Dolce *et al.* 1994], há um conceito que estratifica a profundidade com que se aborda a avaliação da vulnerabilidade sísmica e as estratégias utilizadas na sua quantificação. Os projectos recentemente desenvolvidos [RISK-UE, 2004; LESSLOSS, 2007], por um conjunto de vários grupos de investigação de universidades e laboratórios europeus sobre diferentes tópicos no âmbito da mitigação do risco sísmico e avaliação de perdas, indicam particularmente em relação à avaliação da vulnerabilidade, que as metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica podem ser agrupadas em três categorias de acordo com o seu nível de detalhe, escala de operacionalidade e recursos disponíveis (*first, second and thrid level approaches*).

As metodologias de primeiro nível (*first level approaches*) usam um nível considerável de informação qualitativa, são ideais para uma avaliação à escala de centros urbanos, desenvolvendo-se com recursos limitados. As metodologias de segundo nível (*second level approaches*) são baseadas em modelos mecânicos sustentados por informação de melhor qualidade, nomeadamente no que diz respeito a aspectos construtivos, caracterização dos materiais e fundamentalmente de informação geométrica rigorosa. Por último, um terceiro nível de metodologias (*third level approaches*) que recorre à modelação numérica rigorosa que exige uma completa inspecção e caracterização da construção.

6.8.2.2 Classificação segundo Corsanego e Petrini

Das várias propostas de classificação das metodologias, aquela que mais consenso recolhe é a primeira proposta atribuída a Corsanego e Petrini [1990], que dividem as diferentes técnicas, de acordo com o resultado que produzem, em quatro grandes grupos: directas, indirectas, convencionais e híbridas.

1. Técnicas directas: Estimam directamente o dano causado numa estrutura por um sismo a partir de dois tipos de métodos:

1a) Métodos tipológicos

Consideram a estrutura pertencente a uma classe tipológica (definidos por materiais, técnicas e outros factores que influenciam a sua resposta sísmica). A avaliação da probabilidade de um grupo ou tipo de edifícios sofrer determinado nível de dano, baseia-se nos danos observados e registados em levantamentos pós-sismo. Esta foi a primeira forma de avaliar a vulnerabilidade e consequente dano para diferentes tipologias construtivas aplicadas por organismos de protecção civil, investigadores e companhias de seguros.

A partir desta informação desenvolveram-se matrizes de probabilidade de dano, as quais expressam de uma forma discreta a probabilidade condicional de obter um determinado nível de dano, para uma determinada intensidade sísmica. Refira-se que, dependendo da forma como se expressa a vulnerabilidade sísmica na avaliação do risco, podem-se obter expressões que avaliam o risco específico, como definido na Secção 6.2, utilizando matrizes de probabilidade de dano que matematicamente assumem a seguinte forma:

$$S = \sum_{j} \sum_{i} P\left[D = j \middle| i\right] P[i] \tag{6.5}$$

em que: *S* é o produto da probabilidade condicional de um nível de dano *j*, dado um evento sísmico de intensidade *i*, com probabilidade de ocorrência para um dado período de retorno, tudo isto para cada nível de dano associado a cada intensidade, de forma que o risco específico, *S*, esteja associado ao mesmo período de retorno que é proporcionado pela perigosidade sísmica.

Os resultados obtidos com estes métodos valem pelo seu sentido estatístico, pois baseiam-se em investigação e tratamento de informação pós-sismo, isto é, na vulnerabilidade observada e associada aos danos observados. Note-se, ainda, que os resultados produzidos usando estes métodos são apenas válidos para a região em estudo ou para outros locais com tipologias construtivas semelhantes. Estes métodos não permitem contabilizar e associar determinados aspectos que influenciem a vulnerabilidade de forma directa como, por exemplo, alterações estruturais ou intervenções de reforço sísmico que os edifícios possam ter sofrido durante a sua vida.

1.b) Métodos mecânicos

1.b1) Métodos analíticos baseados em modelos simples

Estes métodos podem ser utilizados para a análise de um grande número de construções com um esforço de cálculo reduzido. Requerem ainda, um número reduzido de parâmetros com os quais é possível avaliar o comportamento sísmico das construções. Tratam-se assim, de métodos simples que consomem pouco tempo e portanto são métodos adequados para elaborar de forma simples e eficiente, cenários sísmicos. Estes métodos envolvem naturalmente poucos parâmetros, mas que serão capazes de representar bem o comportamento sísmico dos edifícios.

Como exemplos deste grupo de modelos de base mecanicista, referem-se: o método aplicado ao caso de estudo do Bairro de Alfama, em Lisboa, por D´Ayala *et al.* [1997], o método desenvolvido por Calvi [1999]

aplicado ao caso de estudo da cidade de Catania, em Itália, e mais recentemente o método aplicado ao estudo do centro histórico de Nocera Umbra, em Itália, utilizando a metodologia FaMIVE (*Failure Mechanisms Identification and Vulnerability Evaluation*), desenvolvido por Speranza [2003].

O método desenvolvido por Calvi [1999] é baseado em poucos parâmetros: idade da construção, número de pisos e tipo de material da estrutura resistente. São definidos quatro estados limite em função do nível de dano: L_{S1}, abaixo do qual não existe dano; L_{S2}, em que existe apenas danos estruturais ligeiros e/ou moderados; L_{S3}, corresponde a danos estruturais significativos e danos não estruturais extensivos; e, finalmente L_{S4}, corresponde ao colapso. Para cada tipo de estrutura e para cada estado de dano define-se um modelo estrutural com a rigidez secante correspondente ao máximo deslocamento do estado de limite considerado, do qual é obtido um período de vibração equivalente e um factor de redução das exigências em termos de deslocamento, que depende da energia dissipada pela estrutura. A fiabilidade desta metodologia é obviamente comprometida, tendo em conta o reduzido número de dados, a definição de intervalos de dano em vez de valores determinísticos e sua adaptabilidade a várias tipologias estruturais. O intervalo entre dois estados limite, L_{Si}, define um rectângulo no plano do espectro de deslocamentos e a probabilidade de ocorrência de um determinado estado limite ser atingido, integrando uma função de densidade de probabilidade (assumida constante) na área abaixo da linha de espectro de resposta do deslocamento. Esta metodologia não contempla mecanismos de colapso das paredes de alvenaria para fora do plano.

A metodologia FaMIVE [Speranza, 2003] baseia-se na identificação prévia dos mecanismos de colapso (no plano e fora do plano), avaliando a sua maior ou menor propensão de ocorrência. É feita uma análise estática limite, calculando a capacidade de corte equivalente, em termos de aceleração crítica (*a/g)* que origina o dito mecanismo de colapso. Para calcular o valor da aceleração crítica que desencadeia cada mecanismo de colapso, é apenas necessário conhecer a geometria, condições fronteira e ligação das paredes a outros elementos a partir de uma observação visual. Na Figura 159 podem-se observar mecanismos de colapso, para fora do plano e no plano, evidenciando que os mecanismos de colapso para fora do plano das paredes de fachada são normalmente os mais críticos. Cada tipo de colapso está associado a um grau de dano expectável, de acordo com a escala macrossísmica europeia, EMS-98 [Grünthal, 1998].

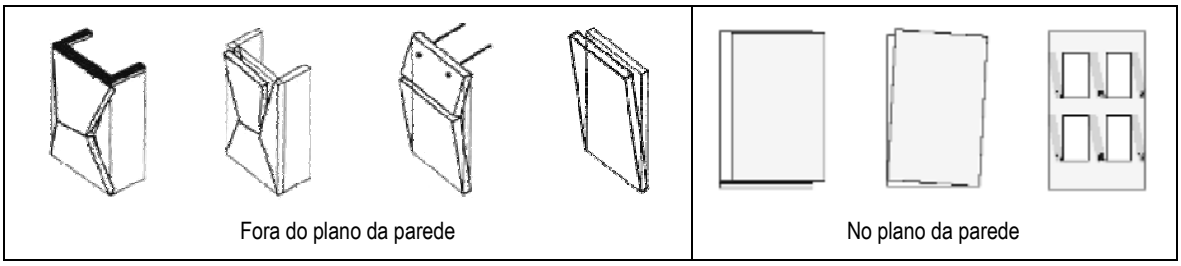


Figura 159: Exemplos de mecanismos de colapso [Lang, 2002]

1.b2) Métodos analíticos baseados em modelos matemáticos pormenorizados

Estes métodos mais refinados, são apenas aplicáveis a construções para as quais existe informação em termos de geometria, tecnologia construtiva e materiais. Recorre-se a modelos numéricos pormenorizados para avaliar estruturas representativas, com um grau de detalhe que não se adequa à avaliação de um grande número de estruturas. Nos casos de análises que justifiquem a utilização de elevado nível de recursos, como são o caso de construções de valor histórico ou patrimonial relevante (igrejas, palácios, monumentos) ou pequenos agregados de edifícios, o recurso ao método dos elementos finitos pode auxiliar na avaliação da sua vulnerabilidade, pelo cálculo dos modos de vibração, da distribuição de tensões e previsão de exigências de deformação. Os procedimentos de análise mais utilizados para este grupo de métodos são:

Análise estática linear: A acção sísmica é considerada mediante uma distribuição de forças laterais estáticas equivalentes. A partir da estimativa da primeira frequência fundamental da estrutura e utilizando relações empíricas ou o método de Rayleigh, determina-se a partir do espectro de resposta, a aceleração sísmica espectral, S_a, a qual, multiplicado pela massa da estrutura, define a força lateral equivalente, F. Este tipo de análise é utilizado para dimensionamento e concepção de estruturas e está contemplada na maioria dos códigos de dimensionamento e verificação da segurança sísmica. No entanto, este tipo de análise tem uma limitação na sua aplicabilidade, nomeadamente pelo facto de ser adequado para o estudo de edifícios regulares, em que o primeiro modo de vibração é predominante na determinação da resposta. Relativamente à estrutura, esta pode ser modelada por uma estrutura substitutiva [Shibata e Sozen, 1976], por exemplo, um sistema de 1 grau de liberdade, com rigidez elástica linear e amortecimento viscoso equivalente.

Análise estática não-linear: Este tipo de análise contempla as características de comportamento não-linear dos elementos ou componentes da estrutura no modelo (pano de parede, lintel, pilar, etc.), constituindo uma representação mais rigorosa da resposta das estruturas. A formulação mais comum deste tipo de análise é baseada na determinação da curva de capacidade, ou curva *push-over*, que é proporcional à relação entre o corte basal e o deslocamento no topo da estrutura, quando sujeita a forças laterais ou deslocamentos monotónicos crescentes, com uma distribuição em altura correspondente, por exemplo, ao primeiro modo de vibração. A grande vantagem das análises não-lineares em relação às análises lineares é a maior aproximação conseguida em termos de esforços e deformações provocadas pela acção sísmica, devido à contabilização dos efeitos da não linearidade do comportamento material. No entanto, estes métodos só são válidos para edifícios regulares, em que o primeiro modo de vibração é preponderante na resposta da estrutura. Refira-se que para estruturas irregulares pode-se proceder à determinação da resposta pela combinação de participação de vários modos. Exemplos de metodologias que recorrem a análises estáticas

não-lineares são expostas nos documentos ATC-40 [1996] e FEMA 273 [1996], que empregam os princípios do *Capacity Spectrum Method* de Freeman [1986].

Análise dinâmica linear: A análise sísmica é feita usando uma análise modal espectral ou análise *time-history*. A análise modal espectral assume que a resposta dinâmica de uma estrutura pode ser determinada considerando, de forma independente, a resposta de cada modo natural de vibração utilizando um espectro de resposta elástico. As respostas modais são combinadas usando a "raiz quadrada da soma dos quadrados" da resposta de cada modo. A análise *time-history* envolve a determinação passo a passo da resposta, usando registos de sismos ou sismos gerados artificialmente (acelerogramas). Considerando-se um ou vários modos na determinação da resposta, é utilizada uma análise linear dinâmica no cálculo de esforços e deslocamentos. A grande vantagem destes métodos assenta na consideração dos modos de vibração mais ajustados para edifícios irregulares, com a ressalva de que a sua aplicabilidade decresce com o comportamento não-linear, devido à contabilização de factores de redução de forças globais. É comum neste tipo de análise a estrutura ser modelada como um sistema de múltiplos graus de liberdade (N g.d.l.), com matriz de rigidez elástica linear, matriz de massa e matriz de amortecimento viscoso equivalente.

Análise dinâmica não-linear: Neste tipo de análise, tal como na análise estática não-linear, considera-se a não linearidade material. A acção sísmica é modelada por histogramas temporais de movimento (acelerogramas reais ou gerados artificialmente) e a resposta da estrutura é determinada com base em procedimentos de integração passo a passo. Este é o procedimento mais completo no cálculo de forças internas e deslocamentos de estruturas sujeitas à acção sísmica.

2. Técnicas indirectas: Estas técnicas determinam um índice de vulnerabilidade, estabelecendo relações entre o grau de dano e a intensidade sísmica, ou outra característica que descreva a acção sísmica (por exemplo, PGA), definindo curvas ou funções de vulnerabilidade.

Tendo em consideração a catalogação dos edifícios, no que diz respeito à sua vulnerabilidade sísmica, destacam-se duas metodologias que serviram de exemplo e base a outras experiências pelo mundo fora: *Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Servizio Sismico Nazionale*, GNDT-SSN [1994] que desenvolveu uma metodologia de avaliação expedita adequada para avaliar grande número de edifícios baseada em observações e informação recolhidas pós-sismo e a metodologia expressa no ATC-21 [1988], *Rapid Screening Method*, desenvolvido nos EUA.

Uma das primeiras metodologias foi desenvolvida pelo GNDT-SSN [1994], e é baseada num método que se apoiou no cálculo de um índice de vulnerabilidade ainda hoje aplicado em larga escala na avaliação da

vulnerabilidade sísmica do edificado em centros históricos em Itália. Esta metodologia consiste na classificação e pontuação dos edifícios a partir da observação de características físicas, apoiando-se na identificação dos factores que mais influenciam o dano estrutural e alguns cálculos estruturais simples, definindo um indicador ou índice de vulnerabilidade. Este método utiliza e manipula informação recolhida em bases de dados nacionais italianas (ISTAT, CONARI, etc.) e informação tratada em estudos pós-sismo. Cada edifício é assim caracterizado por um índice de vulnerabilidade que se pode relacionar directamente com o grau de dano expectável através de funções de vulnerabilidade (que serão discutidas mais adiante na Secção 6.8.3). Estas funções de vulnerabilidade permitem, de forma simples, relacionar a vulnerabilidade com o grau de dano expectável em função do nível de acção sísmica, definido por exemplo pela intensidade sísmica ou aceleração de pico, PGA.

Refira-se ainda que o estudo ATC-21 [1988], que apresenta um procedimento expedito, o *rapid screening procedure*, é baseado numa pontuação, exposta nos documentos FEMA 154 [1988] e FEMA 155 [1988]. O *rapid screening procedure* serviu de base à categorização do edificado no estado da Califórnia, nos EUA, e ainda a outros casos de estudo pelo mundo fora, como por exemplo na Suiça, na avaliação de edifícios essenciais nos cantões de *Valais* e *Basileia* [Lang, 2002]. O uso destes procedimentos revelaram-se fundamentais no desenvolvimento de matrizes de probabilidade de dano.

Em 1987, o *Applied Tecnology Council* (ATC), no documento ATC-14 [1987], desenvolveu uma metodologia compreensiva para avaliar edifícios existentes em termos de risco de vida humana para os seus ocupantes, no caso de ocorrer um sismo. Esta metodologia é conduzida pela identificação das fragilidades que as estruturas apresentam e que poderão eventualmente despoletar o colapso, funcionando como uma *check-list* que continha procedimentos de verificação e que viria a ser complementada com simples procedimentos de cálculo para estimar a capacidade resistente. Com os sucessivos desenvolvimentos deste documento foi criado um manual, o FEMA 178 [1992], para a avaliação de edifícios existentes. A necessidade e pertinência destas matérias fizeram deste documento um regulamento nacional, publicado como o FEMA 310 [1998]. Este regulamento preconiza a avaliação da vulnerabilidade em 3 fases: uma fase de identificação e avaliação expedita, uma fase de avaliação intermédia e, por último, uma fase de avaliação detalhada. Deste modo, a metodologia de avaliação estruturada em três fases permite fazer uma filtragem dos edifícios que necessitam de uma inspecção mais detalhada, recorrendo a procedimentos específicos indicados no documento FEMA 273 [1997].

3. Técnicas convencionais: Estas são essencialmente heurísticas e introduzem um índice de vulnerabilidade, ou indicador, que caracteriza a vulnerabilidade independentemente da estimativa de dano. Utiliza-se para comparar as diferentes construções de uma mesma tipologia em determinada zona, cuja

contribuição para a resposta sísmica e desempenho das estruturas é calibrada por especialistas. Estes índices dão uma medida relativa da vulnerabilidade, devido à diferença entre os aspectos avaliados, que são característicos de determinada tipologia construtiva. Existem basicamente dois tipos de procedimentos: os que qualificam empiricamente as diferentes características físicas e o desempenho das estruturas e, outros que se baseiam nos mesmos critérios utilizados, mas com referência a regulamentos e códigos de dimensionamento e verificação da segurança estrutural face à acção sísmica, avaliando de forma simples o binómio capacidade-exigência dos edifícios.

O ATC-13 [1985] foi um dos primeiros trabalhos em que se construíram matrizes de probabilidade de dano. Neste trabalho foram definidas 78 classes de estruturas diferentes, das quais 40 se referem a edifícios. A partir da interpretação e tratamento de respostas a um questionário e da opinião de especialistas, é estimada a percentagem esperada de dano que possa vir a sofrer uma determinada estrutura, face à acção sísmica de determinada intensidade. Esta informação é organizada em matrizes de probabilidade de dano. Esta metodologia, para além da incerteza intrínseca na sua formulação, não permite a introdução de novos dados e a aplicação a outros edifícios ou regiões com características distintas. No entanto, foi uma grande referência para muitos estudos de vulnerabilidade sísmica na década de 1990 [Rad e McCormack, 1996].

Outro procedimento, também incluído nestas técnicas convencionais, é a conhecida metodologia HAZUS [1999], do FEMA-NIBS, *National Institute of Building Science*, baseado em deslocamentos e acelerações espectrais em detrimento da intensidade sísmica utilizada no procedimento do ATC-13 [1985]. Esta metodologia conta com a classificação de danos de 36 tipos de sistemas estruturais, baseado mais uma vez na opinião de especialistas, com a definição de quatro níveis de qualidade de concepção sismo-resistente para cada sistema: alto, moderado, baixo e ausente e com a descrição de 4 níveis de dano: leve, moderado, severo e colapso (os danos não estruturais não são contabilizados). Para cada tipo de construção e nível de concepção sismo-resistente define-se a curva de capacidade da estrutura e os deslocamentos espectrais associados aos limites para cada estado de dano considerado.

4. Técnicas híbridas: Estas técnicas combinam conceitos e abordagens das outras técnicas descritas anteriormente.

A metodologia macrossísmica recentemente desenvolvida na Universidade de Génova, Itália, por Giovinazzi e Lagomarsino [2004] combina um método tipológico com uma técnica indirecta. Esta metodologia parte do modelo e classificação da vulnerabilidade implicitamente contidos na escala macrossísmica europeia EMS-98 [Grünthal, 1998], que é melhorada com recurso a uma metodologia indirecta que introduz um maior rigor na caracterização da vulnerabilidade, permitindo estimar danos (a sua explicação detalhada remete-se para a

Secção 6.9.4.2). Esta metodologia foi adoptada no projecto RISK-UE [Milutinovic e Trendafiloski, 2003; Mouroux *et al.,* 2004], na avaliação da vulnerabilidade sísmica de 7 cidades europeias, sujeitas a diferentes níveis de perigosidade, nomeadamente Barcelona (Espanha), Bucareste (Roménia), Catania (Itália), Sofia (Bulgária), Bitola (Jugoslávia), Thesalónika (Grécia) e Nice (França), a partir da qual foram gerados cenários de risco sísmico.

6.8.2.3 Outras propostas de classificação

Ainda acerca da classificação dos métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica, Dolce [1995] sugere um outro critério para a sua classificação, no qual se examina separadamente: a qualidade dos dados, o método utilizado e os resultados obtidos. Identifica a qualidade de dados em cinco classes, os métodos em três classes e o tipo de resultados em duas classes.

Qualidade dos dados:

i. Dados empíricos sobre danos obtidos a partir da observação e tratamento de informação pós-sismo ou obtidos através de ensaios de laboratório;
ii. Características geométricas qualitativas: Para estruturas; a configuração em planta e em altura, idade, tipo de sistema resistente para as cargas horizontais e verticais, tipo de fundação e tipo de cobertura. Para instalações essenciais; extensão, disposição da rede, materiais adoptados nas redes e equipamentos, etc.;
iii. Características mecânicas: massa, rigidez, resistência comparada com os esforços sísmicos, ductilidade, nível de esforços, exigências de deslocamentos e parâmetros definidores do comportamento não-linear;
iv. Caracterização da perigosidade sísmica da zona: intensidade sísmica, aceleração e velocidade máxima, etc.;
v. Dados geológicos e geotécnicos: tipo e características mecânicas do solo de fundação, perfil geológico, etc.

Tipo de métodos:

i. Métodos estatísticos;
ii. Métodos mecânicos e analíticos;
iii. Métodos baseados em juízos de peritos.

Tipo de resultados:

i. Vulnerabilidade absoluta: funções de vulnerabilidade, que representam o dano médio em função da intensidade sísmica ou distribuições condicionais do dano para uma dada intensidade sísmica;
ii. Vulnerabilidade relativa: índices de vulnerabilidade obtidos de forma empírica ou experimental, para os quais não há correlação directa com o dano.

Existem ainda outras propostas de classificação das técnicas e métodos de vulnerabilidade sísmica. Kappos [Dolce *et al.*, 1994] agrupa as metodologias de avaliação da vulnerabilidade em função da fonte de informação que prevalece, em três grupos de metodologias. Um primeiro grupo que encerra os métodos empíricos, métodos de categorização e caracterização e métodos de inspecção e pontuação; um segundo grupo com os métodos analíticos ou teóricos; e, um último grupo de métodos experimentais.

6.8.2.4 Síntese final

Uma vez apresentadas, de forma sumária, as metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica mais conhecidas e utilizadas, é oportuno tecer alguns comentários associados à selecção e aplicabilidade das metodologias discutidas:

- A maioria dos métodos é caracterizada por uma especificidade associada a uma dada tipologia construtiva ou grupo de edifícios com características muito particulares, concentrando-se as acções de inspecção e registo em aspectos de carácter local ou regional das construções. A universalidade das metodologias é possível, porém ressalva-se que a avaliação de aspectos particulares deve ser considerada na metodologia de avaliação adoptada;
- A qualidade dos resultados é muito dependente do nível de detalhe dos processos de inspecção e registo e dos recursos empregues. O grau de fiabilidade da avaliação alcançada é sempre reflexo do nível e qualidade da informação disponível;
- É evidente a elevada subjectividade associada aos critérios de avaliação por parte dos peritos ou técnicos no caso de metodologias baseadas na vulnerabilidade observada. Daí que, para estes métodos, os resultados devem ser sempre interpretados de forma probabilística;
- Deve ser analisada a adaptabilidade dos objectivos da avaliação de vulnerabilidade em causa com a natureza da metodologia seleccionada. Isto é particularmente importante, uma vez que a informação a resultar da avaliação pode ser empregue no apoio à decisão e na definição de planos de intervenção e de emergência;
- A escala de operacionalidade condiciona a escolha da metodologia de avaliação. A formulação das

metodologias mais expeditas, baseadas maioritariamente em critérios qualitativos em detrimento dos quantitativos, são mais adequados na avaliação à escala urbana, regional ou territorial. Enquanto que formulações mais complexas são desejáveis em análises de pequenos grupos de edifícios ou construções de elevado interesse patrimonial. Ilustra-se na Figura 160 uma proposta de relação das várias metodologias em função da escala de avaliação da vulnerabilidade sísmica pretendida.

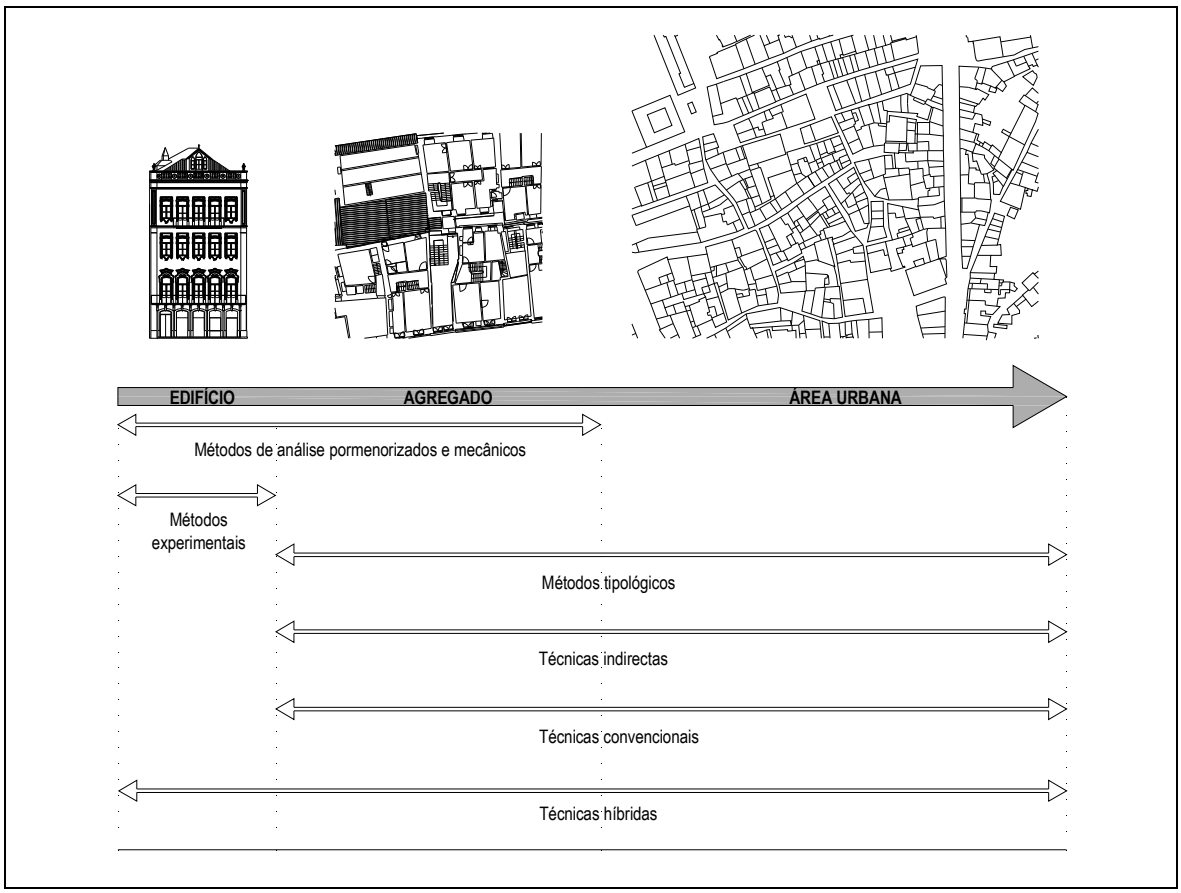


Figura 160: Campos de aplicabilidade dos métodos de análise da vulnerabilidade sísmica

6.8.3 Quantificação da vulnerabilidade sísmica

São essencialmente cinco, as formas de quantificação da vulnerabilidade, que depois permitem estimar os danos de modo directo ou indirecto. Os índices ou classes de vulnerabilidade permitem estimar, de forma relativa, a maior ou menor propensão de uma estrutura sofrer dano, enquanto que as matrizes de probabilidade de dano, as funções de vulnerabilidade e as curvas de fragilidade indicam uma relação explicita, que permite estimar de forma directa os danos estruturais para diferentes níveis de acção sísmica.

De seguida descreve-se cada uma destas formas de quantificação.

As ***classes de vulnerabilidade*** fazem a caracterização da tipologia dos edifícios de acordo com o tipo de estrutura resistente (paredes, pavimentos e coberturas) que formam o "esqueleto" principal das construções, sendo uma das formas mais expeditas de catalogar as construções em grupos de vulnerabilidade semelhante. Esta forma de quantificação da vulnerabilidade pressupõe que as características estruturais e construtivas que regem o comportamento, possam ser relacionadas com os dados empíricos da observação de danos sofridos por construções similares em sismos anteriores, permitindo assim classificar essa tipologia relativamente à sua vulnerabilidade sísmica e, consequentemente, a sua maior ou menor propensão para sofrer dano quando sujeita a uma determinada acção sísmica. Uma classificação das construções de acordo com a sua tipologia construtiva e estrutural derivada de uma das primeiras escalas macrossísmicas, MSK (*Medvedev-Sponheuer-Karnik*) [1962], define três classes de vulnerabilidade decrescente A, B e C, tendo em consideração as características dos edifícios (ver Tabela 32).

Tabela 32: Definição das classes de vulnerabilidade das construções segundo a escala MSK [1962]

Classe	Definição
A	Construção em pedra natural (não aparelhada) e blocos de terra crua (adobe). Amplamente utilizado em edifícios de habitação e que são mais sujeitos a maiores danos
B	Construção com blocos comuns e blocos de pedra aparelhada ou artificial. Utilizado em edifícios de habitação com um comportamento sísmico melhorado devido à utilização de melhores materiais na constituição das alvenarias
C1	Construção em paredes de alvenaria pouco robusta
C2	Construção em estrutura de betão armado

Nas aplicações do GNDT relativamente aos edifícios de carácter habitacional em alvenaria, assumiram-se classes de vulnerabilidade em função da combinação do tipo de soluções estruturais para elementos verticais e horizontais e ainda classes adicionais para edifícios considerados sismo-resistentes ou que sofreram intervenções de reforço. A definição da tipologia pela combinação da constituição das paredes de alvenaria resistente, dos pavimentos e da estrutura da cobertura, designadas por uma letra, permite definir classes como se observa na Tabela 33. Porém, a diversidade de soluções dos principais elementos construtivos e ainda o elevado número de combinações na definição da classe topológica poderá revelar-se excessiva, ao ponto de esta análise não ser funcional nem adequada à avaliação da vulnerabilidade sísmica, como acontece também com a proposta do ATC-13 [1985] para um enorme número de tipologias estruturais. Na Tabela 33, as classes entre parêntesis rectos indicam a melhoria da classe, no caso de essa tipologia ser objecto de uma intervenção de reforço, numa perspectiva de melhoria do seu comportamento sísmico.

Uma proposta mais recente e abrangente faz a classificação das estruturas em seis classes de vulnerabilidade, de A (maior vulnerabilidade) a F (menor vulnerabilidade), definidas em função dos materiais empregues na construção e do nível de concepção sismo-resistente, descrita na escala EMS-98 por Grünthal [1998], como se observa na Tabela 34.

Tabela 33: A definição da classe de vulnerabilidade do tipo de classificação MSK [Molise, 2002]

	ESTRUTURA VERTICAL			
ESTRUTURA HORIZONTAL	Alvenaria de baixa qualidade (tipo: A, C, E)	Alvenaria de média qualidade (tipo: B, D, F, M)	Alvenaria de boa qualidade (tipo: B, G, L, H, I , T)	Betão armado (tipo: P, Q, R, O, N)
Pavimentos: F, H, G, I	A [B]	A [B]	A [B]	---
Pavimentos: A, B Cobertura: M, N, O, S	A [B]	A [B]	B [C1]	---
Pavimentos: C, D Cobertura: Q, R	B [C1]	B [C1]	C1 [D1]	---
Pavimento: E Cobertura: P	B [C1]	C1 [D1]	C1 [D1]	C2
Edifício reforçado	C1	D1	D1	D2
Edifício de construção sismo-resistente	D1	D1	D1	D2

Tabela 34: Definição das classes de vulnerabilidade segundo o EMS-98 [adaptado de Grünthal, 1998]

TIPO DE ESTRUTURA		Classe de Vulnerabilidade
		A B C D E F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	
	Adobe	
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	
	Alvenaria de pedra aparelhada (silhares)	
	Alvenaria de blocos de betão ou tijolo (não reforçada)	
	Alvenaria com pavimentos em betão armado	
	Alvenaria reforçada/Alvenaria confinada	
BETÃO ARMADO	Estrutura porticada em betão armado sem CSR ou com CSR mínimo[1]	
	Estrutura porticada em betão armado com CSR moderado	
	Estrutura porticada em betão armado com CSR elevado	
	Estrutura de paredes em betão sem CSR ou com CSR mínimo	
	Estrutura de paredes em betão armado com CSR moderado	
	Estrutura de paredes em betão armado com CSR elevado	
METÁLICA	Estrutura metálica	
MADEIRA	Estrutura de madeira	

[1]CSR – Concepção sismo-resistente

○ classe mais provável margem para classe menos provável margem de classe provável

Esta proposta de classificação representa uma evolução em relação à escala de intensidade MSK que classificava os edifícios em três classes, A, B e C, e por estar definida numa escala macrossísmica permite ser relacionada com o grau de dano indirectamente. Recorda-se que esta forma de avaliação é definida numa base empírica.

Os ***índices de vulnerabilidade*** constituem um indicador relativo que quantifica a maior ou menor propensão de uma estrutura de determinada tipologia sofrer dano, e não servem no caso de se querer obter uma medida de vulnerabilidade entre diferentes tipologias construtivas (por exemplo: entre alvenaria e betão armado), devido à forma como são determinados estes índices.

É na forma como são criados estes índices que reside o seu rigor. Isto é, são baseados numa acção de inspecção e avaliação das principais características estruturais do edificado, que constituem aspectos a avaliar e definem cálculos estruturais simplificados a realizar. No final, estabelece-se um índice que pode relacionar por uma técnica indirecta, como definido na Secção 6.8.2.2, o dano e a intensidade sísmica através de uma função de vulnerabilidade. Refira-se que a metodologia do GNDT II [GNST-SSN, 1994], descrita nos métodos indirectos na Secção 6.8.2.2, é um procedimento marcante pela sua utilização em larga escala no território italiano.

De entre as formas de quantificação da vulnerabilidade que permitem de forma directa uma relação explícita na estimativa dos danos estruturais, as ***matrizes de probabilidade de dano*** (MPD), já definidas dentro dos métodos tipológicos, são consequentes do processamento dos resultados de levantamento de danos pós-sismo (opinião de especialistas), para uma determinada tipologia construtiva. Nesta forma de quantificação da vulnerabilidade sísmica para a representação dos graus de dano é estabelecida uma escala de estados de dano, e para a representação da severidade da acção sísmica emprega-se geralmente a intensidade macrossísmica, *I*, ou a aceleração de pico do solo, PGA.

Um dos primeiros trabalhos que recorre a esta metodologia foi realizado por Whitman *et al.* [1974], que criaram matrizes de probabilidade de dano para vários tipos de construção, pela observação de 1600 construções com 5 ou mais pisos. Dos trabalhos de Braga *et al.* [1982, 1986] obtiveram-se matrizes de probabilidade de dano, através do tratamento estatístico de uma grande base de dados de danos sofridos pelo edificado, nos sismos de Iprina e Abruzzo, em Itália. Mais tarde, Chávez [1998] com estes resultados redefine as MPD em correspondência com a definição das classes de vulnerabilidade, graus de dano e de intensidade macrossísmica definidas na EMS-92, por Grünthal [1993].

Cada valor da matriz MPD, expressa a probabilidade de uma determinada classe tipológica experimentar um nível de dano, quando sujeito a um determinado nível de acção caracterizada pela sua intensidade sísmica (ver Tabela 35). A relação de dano, como indicado na Tabela 35, é definida como a relação entre o custo de reparação e o custo de reposição. A utilização de demasiados estados de dano dificulta a distinção entre estes, sendo recomendável utilizar quatro a seis na sua parametrização.

Tabela 35: Forma da matriz de probabilidade de dano [Lang, 2002]

Estado dano	Dano estrutural	Dano não estrutural	Relação de dano (%)	Intensidade sísmica				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	Nenhum	Nenhum	0-0.05					
1	Nenhum	Pouco	0.05-0.30					
2	Nenhum	Pontual	0.3-1.25					
3	Não apreciável	Distribuído	1.25-3.50					
4	Pouco	Substancial	3.50-4.50			$P[D_i \mid V_j]$		
5	Substancial	Extensivo	7.50-20					
6	Grande	Quase total	20-65					
7	Construção em ruína		100					
8	Colapso		100					

Na Tabela 36 apresenta-se outro exemplo de matriz de probabilidade de dano mais simplificada, para o edificado de Lisboa, segundo as tipologias construtivas classificadas como A, B e C descritas na escala macrossísmica MSK-76 [Medvedev, 1976].

Tabela 36: Exemplo de matriz de probabilidade condicional de dano para o caso de Lisboa [Giovinazzi, 2005]

	Intensidade Macrossísmica (MSK)			
	Tipo de edifício	IX	VIII	VII
Microzonificação de Lisboa	A	0.800	0.500	0.150
	B	0.550	0.275	0.090
	C	0.200	0.100	0.030

As ***funções de vulnerabilidade*** são relações gráficas ou matemáticas que expressam, de forma contínua, a relação entre o dano e a intensidade sísmica (ou outra grandeza que caracterize a acção sísmica em determinada região), referida à tipologia construtiva em análise. Estas funções podem ser derivadas a partir do ajuste numérico a um conjunto de dados de danos observados para diferentes tipologias construtivas (vulnerabilidade observada), ou podem ser geradas através de um processo de simulação numérica com recurso a modelos mecânicos (vulnerabilidade calculada). Na Figura 161 observam-se diferentes curvas de vulnerabilidade em função da classe ou tipologia construtiva.

Uma das principais variantes desta forma de apresentação são as funções de vulnerabilidade, expressas em termos do índice de vulnerabilidade, de modo a determinar o nível de dano esperado para uma determinada intensidade sísmica. Destacam-se as funções propostas por Benedetti e Petrini [1984], por Angeletti *et al.*

[1988], e as obtidas através dos danos observados em estruturas na região de Almeria, Espanha (com correspondência à escala de intensidade MSK), que serviram para calibrar funções de vulnerabilidade calculadas e deduzidas para outras intensidades usando técnicas de simulação [Caicedo *et al.*, 1994].

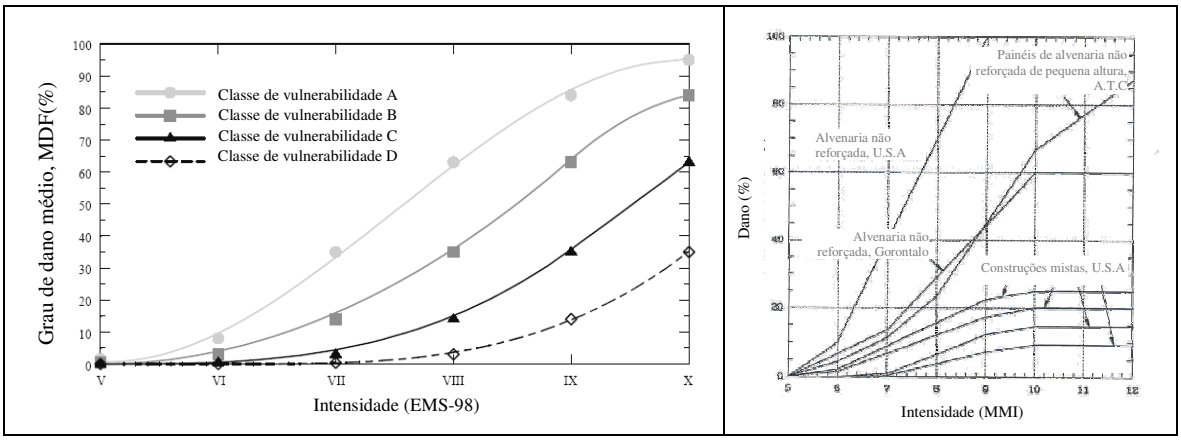


Figura 161: Exemplos de funções/curvas de vulnerabilidade, Lang [2002] e Yépez *et al*. [1995]

Ressalva-se que as curvas de vulnerabilidade e matrizes de probabilidade de dano conhecidas são limitadas pelo seu carácter regional ou local para o qual foram desenvolvidas. Isto é, adequam-se a condições locais, não sendo fiável a sua aplicação directa a qualquer outra região do mundo, salvo casos em que sejam feitas as adequadas adaptações. Por exemplo, em Espanha [Yépez *et al*., 1995] foram utilizadas funções de vulnerabilidade de origem italiana [GNDT-SSN, 1994], pelo facto da tipologia e tecnologia construtiva ser semelhante. No entanto, estas devem ser consideradas com alguma precaução, apesar das acções de calibração com técnicas de simulação.

As ***curvas de fragilidade*** constituem outra forma de estimar o dano e são vulgarmente utilizadas na avaliação do potencial de dano nos métodos mecânicos e analíticos, nos quais é definido um ponto de resposta da estrutura ("ponto de desempenho"), em resultado da intersecção entre o espectro de capacidade e o espectro da acção, definindo o máximo deslocamento espectral esperado para determinada acção sísmica. A interpretação da probabilidade de potencial dano de uma estrutura é expressa em função da capacidade de deslocamento espectral, estabelecendo uma forma de avaliar diferentes simulações de dano esperado para edifícios representativos de um mesmo grupo tipológico. No Capítulo 7 far-se-á uma abordagem mais profunda desta forma de quantificação da vulnerabilidade sísmica, através da sua aplicação directa com os modelos mecânicos.

As curvas de fragilidade representam a probabilidade de excedência de um estado limite de dano, como função de um parâmetro representativo da severidade do movimento sísmico, associado a uma determinada

vulnerabilidade. Tal como as funções de vulnerabilidade, as curvas de fragilidade representam relações acção-dano para diferentes tipos de edifícios. No entanto, as curvas de fragilidade descrevem de maneira contínua a probabilidade de excedência dos estados limite de dano, convencionalmente adoptados entre 0 e 5 (S_{d1} a S_{d5}). Na Figura 162 apresentam-se exemplos de curvas de fragilidade.

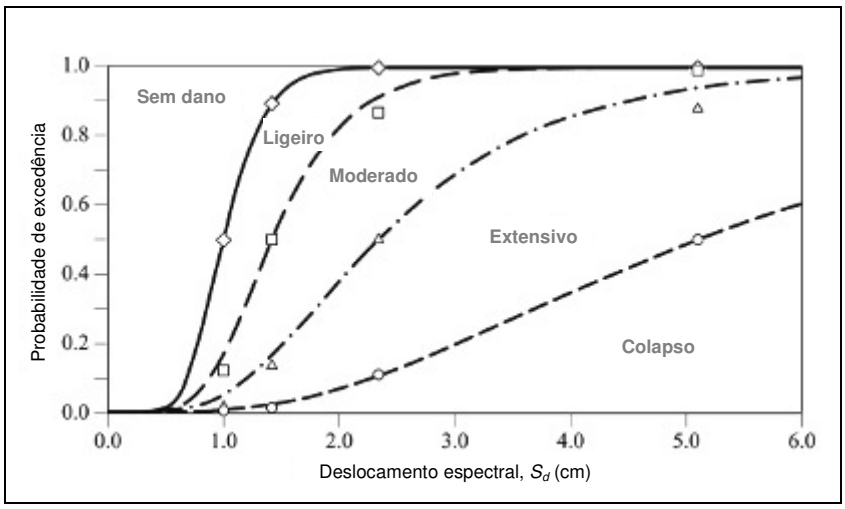


Figura 162: Exemplo de curvas de fragilidade [ASER, 2006]

Descreveram-se técnicas e metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica que são classificadas de forma diferente por diversos autores em função das estratégias de avaliação, destacando que a sua combinação poderá ser favorável em favor do rigor e confiança dos resultados dos estudos de avaliação da vulnerabilidade sísmica. Refira-se que a forma como são descritos e caracterizados os danos e a acção sísmica, em cada metodologia, condiciona o estudo de vulnerabilidade sísmica. Do ponto de vista da caracterização da acção, a intensidade macrossísmica e a aceleração de pico do solo são os dois parâmetros mais utilizados. A utilização da intensidade é de facto útil no tratamento estatístico do dano, face à sua ampla utilização pela comunidade científica e à elevada quantidade de dados de sismicidade histórica e danos associados à intensidade em vários estudos pelo mundo. A sua principal desvantagem reside no facto de não ser o parâmetro que melhor caracteriza o movimento sísmico, para além da subjectividade associada à sua definição. A sua inadaptação à descrição de danos em novas tipologias estruturais e ainda a sua pobre definição para zonas de sismicidade baixa a moderada (onde ocorreram grandes sismos com grandes períodos de retorno) são outras limitações associadas ao uso da intensidade.

Perante esta diversidade de metodologias e técnicas para a avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções, alerta-se para a falta de homogeneidade tanto na forma de avaliar a vulnerabilidade, como nos critérios e variáveis empregues, dificultando uma comparação directa entre métodos. Serve a presente dissertação como um alerta para a necessidade de criar metodologias homologadas de forma a permitir a

comparação e tratamento de resultados de diferentes estudos desenvolvidos pela Europa. Compreende-se que a avaliação da vulnerabilidade sísmica é um dos factores mais importantes no estudo do risco, avaliando a capacidade de resposta para um determinado nível de acção sísmica.

6.9 Avaliação da vulnerabilidade do edificado antigo da Baixa de Coimbra

6.9.1 Enquadramento: definição e escolha da metodologia adoptada

As experiências de avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico de grandes áreas urbanas ou regiões têm sido realizadas com técnicas indirectas ou híbridas, justificadas pelo elevado número de construções a avaliar. As primeiras tentativas de caracterização da vulnerabilidade de edifícios em larga escala, foram desenvolvidas no início dos anos 80 em países com significativo nível de perigosidade na Europa Central, como a Itália, Roménia, Grécia, Bulgária e ainda nos EUA [Vicente *et al.*, 2006b].

Tal como discutido na Secção 6.8.2.1, na escolha da metodologia de avaliação da vulnerabilidade a utilizar dever-se-á ter em atenção a natureza, a função do edifício e a sua tipologia construtiva. Os critérios devem ser sensíveis ao tipo de construções existentes sejam estas de cariz industrial, monumentos, edifícios de valor patrimonial ou edifícios sociais. A análise diferenciada destes tipos de edifícios, no que diz respeito a aspectos a avaliar é orientada por diferentes critérios e sensibilidades, que terão repercussão na avaliação da vulnerabilidade e consequente estimativa do grau e estado de dano. Como neste caso de estudo serão tratados edifícios antigos, surge uma dificuldade acrescida, associada à diferença das construções em alvenaria de região para região, e daí que se necessite primeiro fazer um "exercício" de conhecimento profundo do edificado antes de o avaliar. No caso dos edifícios em betão armado esta acção é menos complexa pelo bom conhecimento e contemporaneidade desta tipologia.

No presente caso da Baixa de Coimbra, o conhecimento do comportamento de construções em alvenaria requer um razoável nível de informação, uma vez que o seu esquema estrutural e a dependência de vários factores caracterizadores da qualidade construtiva são de difícil reconhecimento devido à heterogeneidade das soluções e à ausência de informação desenhada rigorosa. Por isso, muitas das primeiras formas de avaliação da vulnerabilidade de edifícios em alvenaria eram muito simplistas, apenas limitando-se a uma classificação qualitativa da classe de vulnerabilidade, independente da avaliação de dano. Isto é, a forma de avaliação de dano em função da severidade da acção sísmica, normalmente caracterizada pela intensidade ou valor de aceleração de solo, foram propostas de forma independente em relação aos métodos ou procedimentos de caracterização da vulnerabilidade das construções em alvenaria. O seguinte fluxograma apresentado na Figura 163, auxilia a organização e interpretação do trabalho nesta Secção 6.9 e seguintes.

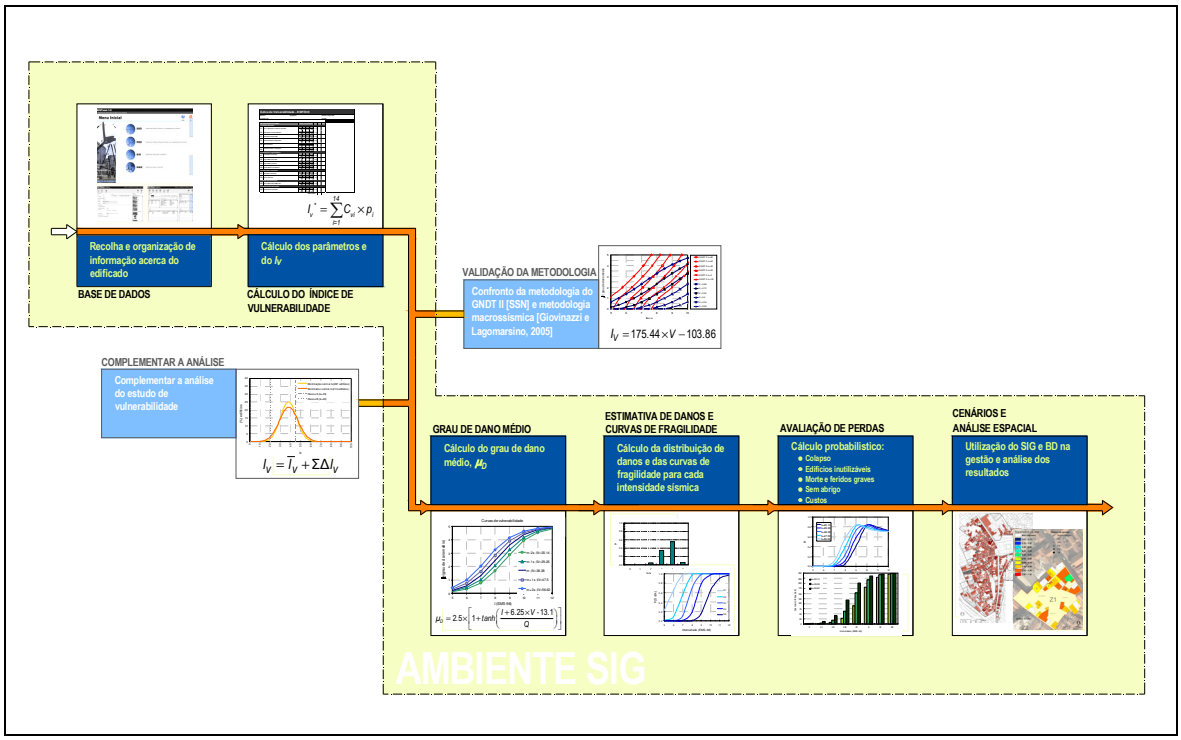


Figura 163: Processo de estimativa de danos e avaliação de perdas

Toda a informação utilizada na avaliação da vulnerabilidade sísmica da Baixa de Coimbra foi recolhida numa acção de inspecção, identificação e caracterização detalhada do edificado, constituindo a base de todo o processo, pela identificação e estudo dos parâmetros e características que mais influenciam a avaliação e a vulnerabilidade sísmica. Com este levantamento recolheu-se informação dos 778 edifícios. No entanto, dificuldades no acesso às construções não permitiram inspeccionar todas as construções com o mesmo nível de profundidade. Esta inspecção foi um exercício complexo, devido ao elevado número de edifícios e à diversidade dos sistemas e técnicas construtivas encontradas.

O processo de renovação e reabilitação da Baixa de Coimbra constituiu uma oportunidade privilegiada na recolha de informação sobre os edifícios antigos através do conjunto de *check-lists* já apresentadas no Capítulo 2, informação esta que foi posteriormente transformada e organizada de forma a manipular adequadamente os seus dados na avaliação da vulnerabilidade sísmica. A forma de inventariação da informação é sem dúvida um processo chave na avaliação à escala do centro urbano, como se apresentou e se discutiu no Capítulo 3. Na Figura 164 pode-se observar o perímetro da área em estudo, com definição e divisão em zonas.

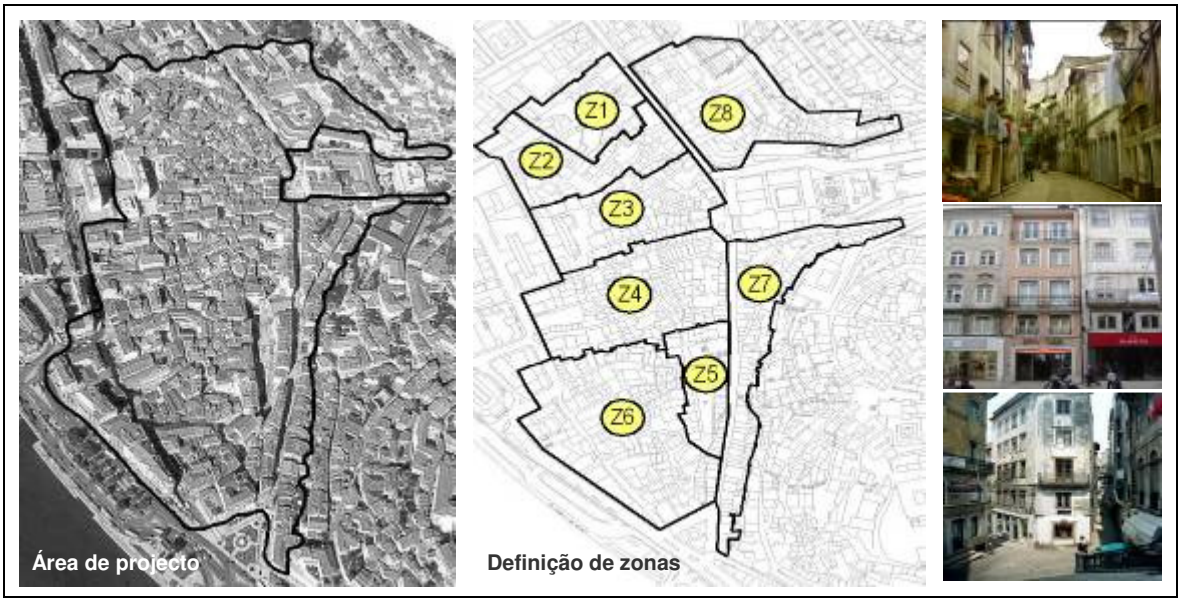


Figura 164: Perímetro do projecto, zonamento e edificado urbano

6.9.2 Implementação de um sistema integrado: desenvolvimento e operacionalidade

Em muitos casos, a gestão de risco dos centros urbanos é tratada sem nenhuma ferramenta de análise espacial que auxilie o planeamento geral de grandes áreas. Uma primeira consequência deste aspecto, resulta no facto de os técnicos e decisores políticos (nas autarquias e autoridades regionais) não terem uma visão global da área em estudo, complicando a operacionalidade nas tomadas de decisão, pelo menos no que diz respeito à vulnerabilidade sísmica dos edifícios e à sua relação com a taxa de ocupação dos mesmos. Justifica-se assim, o interesse na utilização de ferramentas informáticas multi-propósito, como são os Sistemas de Informação Geográfica (SIG), associadas a bases de dados relacionais, de forma a criar um aplicativo multidisciplinar com capacidade de relacionar e gerir informação, como por exemplo: características construtivas, identificação e classificação do valor patrimonial, vulnerabilidade do edificado, grau de degradação e necessidades de reabilitação, estimativa de danos e custos, avaliação de riscos e planos de acções de evacuação e resgate em caso de uma eventual catástrofe sísmica.

A aplicação informática de análise e organização espacial da informação utilizada neste estudo foi o ArcGis 9.2, da ESRI [ArcGis 9.2, 2005], que está conectado a uma base de dados principal, como apresentado no Capítulo 3, a partir da qual foi criada uma sub-base de dados, particularmente dirigida para gerir a informação sobre a caracterização e qualidade estrutural dos edifícios em alvenaria e apoiar o estudo desenvolvido de vulnerabilidade e risco sísmico associado (ver Figura 165). O ambiente SIG combina informação gráfica georeferenciada (informação vectorizada e orto-fotomapas) com informação em formato de tabelas,

associada à unidade gráfica. Neste caso específico, cada polígono (que representa um edifício) está associado a uma série de atributos e características que permite a sua visualização, selecção e pesquisa.

Todas as rotinas de cálculo foram programadas e compiladas usando o *Visual Basic* [*MSOffice*, 2003], compatível com a ferramenta ArcGis 9.2 [2005], sobre uma plataforma *Microsoft Windows*. Desenvolveram-se vários módulos com diferentes objectivos: subrotinas para a visualização de zonas e subzonas, algoritmos de cálculo matemático para a determinação do índice de vulnerabilidade sísmica e estimativa do dano e cálculo de probabilidade de perdas (colapso, número de mortos, edifícios inutilizáveis, custos, etc.). Toda esta avaliação pode efectuar-se para diferentes níveis de acção sísmica, isto é, diferentes intensidades sísmicas, permitindo a construção de múltiplos cenários de dano e perda. Salienta-se que a informação constante na base de dados deve ser objecto de uma actualização periódica, uma vez que a vulnerabilidade do edificado é condicionada pelo seu estado de conservação e eventuais intervenções que possam sofrer, conduzindo ao agravamento ou redução da vulnerabilidade associada.

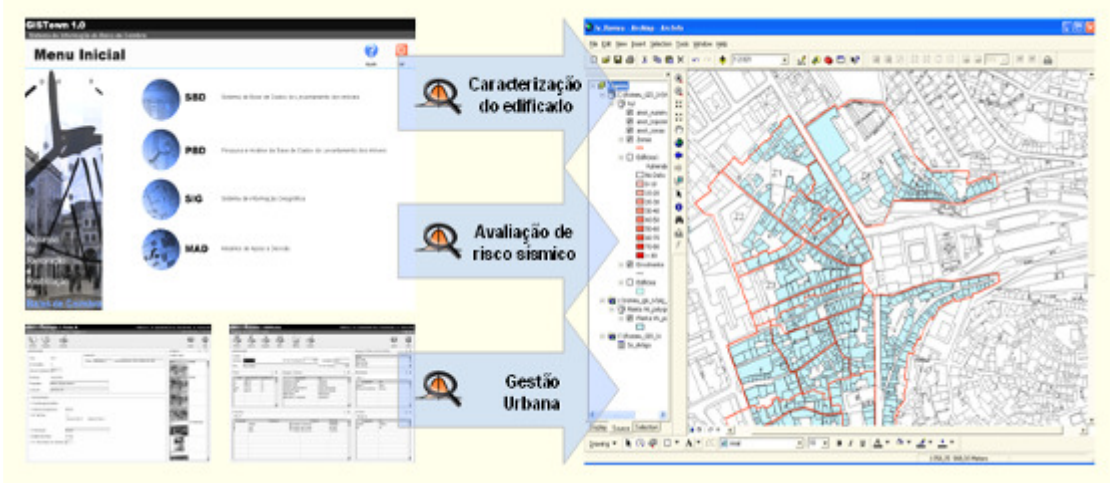


Figura 165: Plataforma de gestão entre a base de dados e o SIG

6.9.3 Metodologia proposta – Índice de vulnerabilidade

A metodologia proposta para estudar a vulnerabilidade do centro histórico da Baixa de Coimbra, atendendo à escala e número de edifícios a avaliar, depende do tratamento de informação recolhida no terreno durante o processo de inspecção e levantamento, tratado nos Capítulos 2 e 3. A formulação da metodologia proposta, baseia-se nos princípios de semelhantes metodologias [GNDT-SSN, 1994; Giovinazzi, 2005], no entanto, goza de um nível de detalhe muito superior, devido ao levantamento exaustivo efectuado do edificado da Baixa.

A metodologia desenvolvida de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em alvenaria, assemelha-se à formulação do GNDT-SSN [1994], que se baseou nos estudos e levantamento de danos pós-sismo, evidenciando através da análise e observação de estruturas danificadas, quais as características que governam o comportamento das estruturas de alvenaria de edifícios antigos quando sujeitos à acção sísmica. Estes aspectos são assim tratados como parâmetros a analisar na definição e construção de um índice de vulnerabilidade. Note-se que o nível de detalhe da metodologia proposta apresenta-se possível pelo facto de estar inserida no processo da Baixa de Coimbra, com outros objectivos ao nível da renovação urbana, aproveitando recursos (humanos e financeiros) e destacando-se das metodologias classificadas como *first level approaches*, pela avaliação quantitativa de alguns aspectos e pelo rigor e qualidade de informação.

Posteriormente usando as funções de vulnerabilidade desenvolvidas por Giovinazzi [2005] é possível relacionar a vulnerabilidade calculada, através do índice de vulnerabilidade, com a estimativa do nível de dano e avaliação de perdas, como será exposto na Secção 6.10.5. Segundo a classificação feita na Secção 6.8.2.2, a metodologia proposta nesta dissertação é considerada um procedimento híbrido, de acordo com a forma de avaliação da vulnerabilidade e o seu relacionamento na estimativa de danos, que associa uma técnica indirecta (construção de um índice de vulnerabilidade para uma determinada tipologia) e o uso de uma função de vulnerabilidade baseada em MPD.

A metodologia proposta baseia-se no cálculo de um índice de vulnerabilidade para cada edifício, como uma média ponderada de 14 parâmetros. Cada parâmetro é classificado em 4 classes de vulnerabilidade, nomeadamente: A, B, C e D. Cada parâmetro avalia um aspecto que influencia o desempenho sísmico do edifício (escolhendo a classe de vulnerabilidade que melhor a caracteriza). A cada parâmetro é associado um peso, variando desde 0.5, para os parâmetros menos importantes, até 1.5, para os parâmetros com maior importância na vulnerabilidade do edifício (ver Tabela 37). O valor do índice de vulnerabilidade, I_v^*, varia entre 0 e 650, mas é mais comum usar-se o valor do índice de vulnerabilidade normalizado, I_v, variando no intervalo de 0 a 100 (soma ponderada normalizada). Este valor é na verdade uma pontuação atribuída ao edifício e constitui um passo intermédio na estimativa de dano associada a um nível de acção sísmica definido pela intensidade *I* (na escala macrossísmica EMS-98 [Grünthal, 1998]) ou pela aceleração de pico do solo (PGA). Na Tabela 37 e Figura 166 apresentam-se os 14 parâmetros utilizados na formulação proposta do índice de vulnerabilidade, bem como o valor das classes, C_{vi}, e o peso, p_i, de cada parâmetro no cálculo do I_v.

Tabela 37: Índice de vulnerabilidade proposto (I_v), parâmetros que o definem e respectivos pesos associados

PARÂMETRO		Classe C_{vi}				Peso
		A	B	C	D	p_i
P1	Tipo e organização do sistema resistente	0	5	20	50	0.75
P2	Qualidade do sistema resistente	0	5	20	50	1.00
P3	Resistência convencional	0	5	20	50	1.50
P4	Distância máxima entre paredes	0	5	20	50	0.50
P5	Altura do edifício	0	5	20	50	1.50
P6	Posição do edifício e fundações	0	5	20	50	0.75
P7	Localização e interacção	0	5	20	50	1.50
P8	Irregularidade em planta	0	5	20	50	0.75
P9	Irregularidade em altura	0	5	20	50	0.75
P10	Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0.50
P11	Diafragmas horizontais	0	5	20	50	1.00
P12	Tipo de cobertura	0	5	20	50	1.00
P13	Danos estruturais identificados	0	5	20	50	1.00
P14	Elementos não-estruturais	0	0	20	50	0.50

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE

$$I_v^* = \sum_{i=1}^{14} C_{vi} \times p_i$$

$$0 \le I_v^* \le 650$$

(Índice normalizado, $0 \le I_v \le 100$)

Índice de Vulnerabilidade - EDIFÍCIO

Edifício: ***Agregado:*** ***Data de inspecção:***

Localização: ***Equipa:***

Notas e esquemas

Parâmetros de avaliação		Classe e pontuação				P_i	$C_{vi}xp_i$	GC
1. Sistema resistente								
P1	Tipo e organização do sistema resistente	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P2	Qualidade do sistema resistente	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
P3	Resistência convencional	A	B	C	D	1.50		
		0	5	20	50			
P4	Distância máxima entre paredes	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P5	Altura do edifício	A	B	C	D	1.50		
		0	5	20	50			
P6	Posição do edifício e fundações	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
2. Interacção e irregularidades								
P7	Localização e interacção	A	B	C	D	1.50		
		0	5	20	50			
P8	Irregularidade em planta	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P9	Irregularidade em altura	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P10	Desalinhamento de aberturas	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
3. Pavimentos e cobertura								
P11	Diafragmas horizontais	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
P12	Tipo de cobertura	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
4. Estado de conservação								
P13	Danos estruturais identificados	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
5. Elementos não-estruturais								
P14	Elementos não-estruturais	A	B	C	D	0.50		
		0	0	20	50			
						Índice final		

GC: Grau de confiança

Figura 166: Ficha de avaliação do índice de vulnerabilidade

As diferenças em relação à metodologia original, GNDT II, são essencialmente: i) o maior nível de detalhe na avaliação de alguns parâmetros; ii) a redefinição e ajuste dos critérios de classificação dos parâmetros originais; e, iii) a introdução de três novos parâmetros considerados fundamentais na vulnerabilidade das construções de alvenaria.

A inserção dos novos parâmetros P5, P7 e P10, introduzem os seguintes aspectos: a altura do edifício (P5); a consideração do efeito de interacção entre construções vizinhas (P7), uma vez que em centros urbanos, tipicamente os edifícios partilham paredes resistentes, constituindo agregados estruturais (apesar de em muitos casos serem construídos em períodos distintos), desta forma a sua resposta à acção sísmica não pode ser interpretada de forma individualizada; e o desalinhamento de aberturas (P10) na influência do caminho de carga e capacidade resistente das paredes de alvenaria.

É na definição e atribuição dos pesos aos parâmetros que reside a maior fonte de incerteza que, apesar de não ter sido tratada matematicamente, foi objecto de uma análise de sensibilidade onde os parâmetros foram agrupados por grau de importância, de forma a relativizar melhor, de entre todos os 14 parâmetros, os correspondentes pesos. Neste caso de estudo refere-se que a incerteza na avaliação dos parâmetros é baixa, uma vez que existe um bom nível de informação de todos os edifícios, com um nível de inspecção detalhada.

Sem fazer uma explicação muito detalhada de cada um dos 14 parâmetros no corpo desta dissertação (remete-se essa explicação detalhada para o Anexo C), apresentam-se de seguida sumariamente os parâmetros. Os parâmetros estão agrupados como se apresenta na Figura 166, verificando-se que os 14 parâmetros a avaliar são agrupados em: sistema resistente, interacção e irregularidades, pavimentos e cobertura (elementos horizontais resistentes), estado de conservação (fragilidades estruturais) e elementos não-estruturais.

O primeiro grupo inclui parâmetros P1 e P2 que caracterizam o sistema resistente da construção, que governa o seu comportamento estrutural, avaliando a qualidade da alvenaria através do material constituinte (dimensão e forma dos elementos), tipo de aparelho e ligação entre paredes ortogonais. O parâmetro P3 é um dos mais importantes, pois analisa quantitativamente a capacidade resistente em corte, que apenas é possível determinar com recurso a informação geométrica do edifício. O parâmetro P4 é outro indicador baseado em características geométricas que avalia o nível de conexão entre paredes, e ainda, de modo indirecto, a vulnerabilidade das paredes ao colapso para fora do seu plano. Os parâmetros P5 e P6 avaliam a altura do edifício e a relação entre o edifício e as condições de fundação, respectivamente.

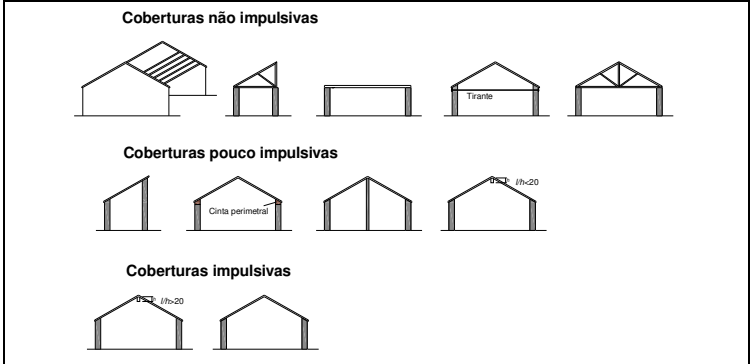
O segundo grupo trata essencialmente a interacção entre construções vizinhas e as irregularidades estruturais. O parâmetro P7 avalia um aspecto que não é contemplado por outras metodologias - a interacção entre construções vizinhas - e é claramente dominante na determinação da vulnerabilidade. Note-se que esta inserção pode ser ou não favorável. Os parâmetros P8 e P9 avaliam a irregularidade em planta e em altura do edifício. O parâmetro P10 identifica a irregularidade da distribuição de aberturas nas paredes, aspecto condicionante no caminho de carga, podendo despoletar mecanismos de colapso indesejáveis.

O terceiro grupo inclui os parâmetros P11 e P12, que avaliam as estruturas horizontais, nomeadamente os pavimentos e a cobertura. No parâmetro P11 faz-se fundamentalmente a avaliação da ligação dos pavimentos às paredes e da sua rigidez no próprio plano. No parâmetro P12 avalia-se a natureza impulsiva do sistema de cobertura sobre as paredes resistentes.

O parâmetro P13 avalia as fragilidades estruturais identificadas, que traduz o estado de conservação do edifício. O parâmetro P14 avalia a presença de elementos não resistentes com deficientes condições de ligação à estrutura principal que possam agravar o nível de dano da estrutura quando sujeita a uma acção sísmica.

A título de exemplo apresenta-se na Figura 167 a definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P12 - Tipo de cobertura.

Impulso	Cinta perimetral	Tirantes	Classe
Não impulsivo	1 (Sim)	1 – 0	A
	1 – 0	1	A
	0 (Não)	0	B
Pouco impulsivo	1	1 – 0	B
	1 – 0	1	B
	0	0	C
Impulsivo	1	1 – 0	C
	1 – 0	1	C
	0	0	D



Nota: Avaliado o estado de conservação da cobertura, a classificação deste parâmetro poderá ser agravada.

Figura 167: Parâmetro P12 - Tipo de cobertura

Na Figura 168 ilustra-se a distribuição das classes de alguns parâmetros do índice de vulnerabilidade para 410 dos 679 edifícios avaliados da Baixa de Coimbra.

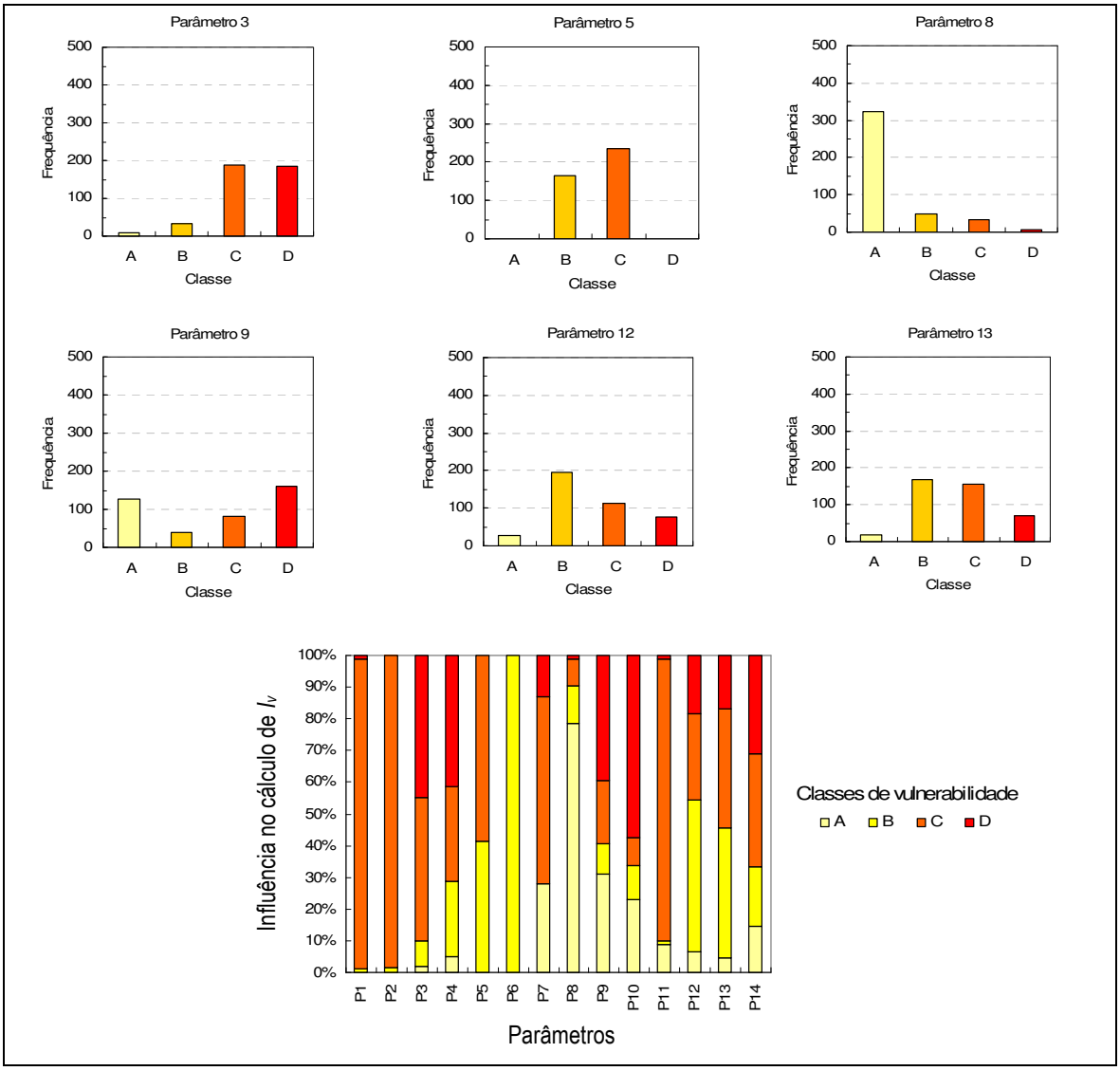


Figura 168: Distribuição das classes de cada parâmetro usado no cálculo de I_v

De todos os parâmetros, os mais influentes no cálculo de I_v são os parâmetros P3, P5 e P7 (ver Figura 173), uma vez que têm o maior peso (p_i=1.50). Os parâmetros P2, P11, P12 e P13, com peso de p_i=1.00 são na verdade aqueles que poderão ser objecto de melhoria por meio de acções de reforço, reduzindo a vulnerabilidade de forma directa, tais como: consolidação da alvenaria (P2), rigidificação dos pavimentos e melhoria da ligação às paredes (P11), reforço da cobertura e eliminação do impulso sobre as paredes resistentes (P12), e melhoria do estado de conservação global da construção eliminando as suas fragilidades (P13). Constitui um dos futuros trabalhos analisar a influência de soluções de reforço, como as enunciadas, na vulnerabilidade do edificado. As classificações baixas (maioritariamente classes C e D) dos parâmetros

P4, P9 e P10, apesar do peso inferior, entre 0.5 e 0.75, aumentam significativamente o valor estimado da vulnerabilidade do edificado em geral.

6.9.4 Validação da metodologia proposta

Nesta secção é apresentada a metodologia do GNDT II [GNDT-SSN, 1994] baseada em danos observados e a metodologia macrosísmica desenvolvida por Giovinazzi e Lagomarsino [2004]. Posteriormente, estas são confrontadas de modo a validar a metodologia proposta nesta dissertação.

6.9.4.1 Metodologia baseada em danos observados - GNDT II

A metodologia proposta para a avaliação da vulnerabilidade sísmica é semelhante à proposta do GNDT II [1994], que também define um índice de vulnerabilidade como o produto de uma soma ponderada de parâmetros. Como já referido na Secção 6.9.3, a metodologia proposta melhora a avaliação da vulnerabilidade relativamente à metodologia original do GNDT II [GNDT-SSN, 1994], mas na essência os parâmetros mais importantes são similares, permitindo que as correlações estabelecidas entre a vulnerabilidade avaliada e o dano, sejam válidas no caso da presente metodologia, já que não existem dados, nem correlações desta natureza para o edificado português. Segundo Combescure [2005], o *backbone* das metodologias de primeiro nível são sempre comparáveis. É esta equivalência que permitirá a validação da metodologia proposta e a sua correlação com a metodologia macrossísmica de Giovinazzi e Lagomarsino [2004], permitindo a construção de cenários de dano e perdas.

Na metodologia do GNDT II a avaliação da vulnerabilidade e estimativa de danos desenvolvida por Benedetti e Petrini [1984] baseia-se na definição de uma função de vulnerabilidade, isto é, uma correlação determinística entre a acção sísmica (expressa em PGA) e o nível de dano (expresso por um índice económico para determinado grupo de construções ou valor de vulnerabilidade calculada). Esta correlação entre a severidade da acção sísmica e o dano avaliado através de um índice de vulnerabilidade, é baseada na observação de danos infligidos sobre construções de alvenaria de vários sismos ocorridos no território italiano. Em geral, esta relação é traduzida através de uma curva como se ilustra na Figura 169-a, caracterizada por uma fase inicial em que se instala apenas dano ligeiro, y_i, (reduzida fissuração), evoluindo, de forma linear o dano sofrido pela construção até um ponto, y_c, que corresponderá a danos severos e extensivos, muito próximo do colapso.

De forma a simplificar o processo de avaliação do nível de dano é aproximada uma função trilinear, definida por tramos delimitados pelos valores de aceleração y_i e y_c, que correspondem aos valores de aceleração

para os quais surgem os primeiros danos e a eminência do colapso da estrutura, respectivamente. O uso da aceleração de pico do solo (PGA) como parâmetro definidor da severidade da acção sísmica é considerada nesta metodologia GNDT II pelo facto de se poder usar um parâmetro contínuo, no entanto, em avaliações de grande escala a definição baseada na intensidade sísmica é mais comum. Na Figura 169-b representam-se as curvas de vulnerabilidade, que permitem estimar o dano para um dado nível de acção sísmica (caracterizada por PGA ou intensidade sísmica) para diferentes valores de vulnerabilidade. Estas funções podem ser derivadas de um ajuste numérico de uma análise de observação de dano para uma determinada tipologia estrutural (vulnerabilidade observada) ou geradas por simulação numérica (vulnerabilidade calculada).

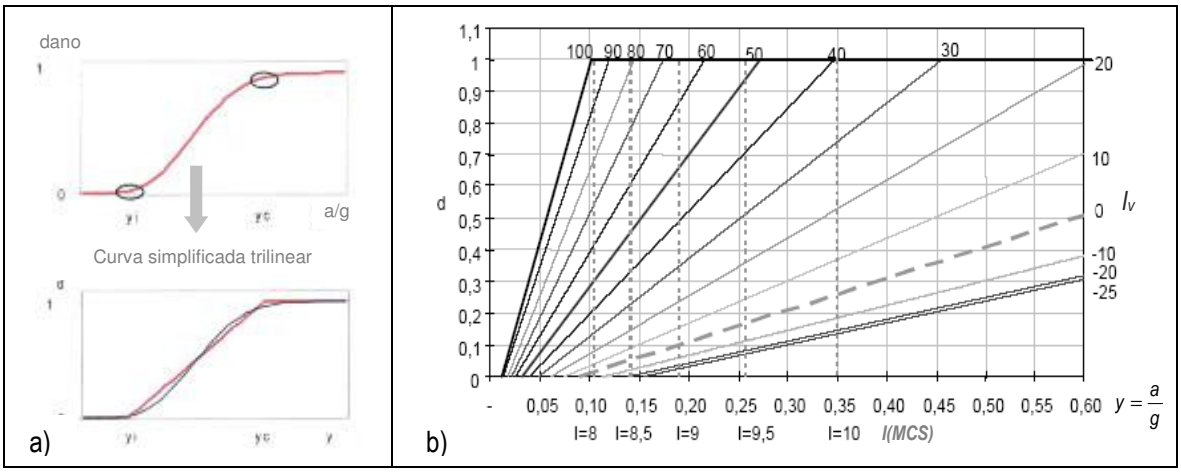


Figura 169: Funções de vulnerabilidade: a) Função qualitativa trilinear [Grimaz *et al.*, 1996]; b) Funções de vulnerabilidade propostas por Benedetti e Petrini [1984]

A metodologia desenvolvida por Benedetti e Petrini [1984] utiliza um índice de vulnerabilidade, como um passo intermédio no processo de estimativa de dano para edifícios sujeitos a um determinado nível de acção sísmica. Esta correlação determinística entre a acção sísmica (expressa em termos de PGA) e o dano (expresso como um índice de dano, variando entre 0 e 1), representa o quociente entre o custo de reparação e reposição das condições originais não danificadas, referidas ao valor actual da construção. Considera-se que para valores elevados do índice de dano económico, d_e, (entre 0.8 e 1) corresponde o colapso e perda total.

Refira-se que as funções de vulnerabilidade propostas por Benedetti e Petrini [1984] para os edifícios de alvenaria em Itália, são baseadas em MPD de milhares de observações do desempenho de edifícios de alvenaria. Resumindo, o nível de dano físico esperado é estimado em função de um índice de vulnerabilidade calculado com base em parâmetros avaliados, estabelecendo uma relação entre esse valor de vulnerabilidade e o nível da acção, como se observa na Figura 169-b.

Mesmo que os dados fossem expressos em função de outra medida ou escala caracterizadora da acção sísmica, como por exemplo, a intensidade macrossísmica (MCS), é possível estabelecer uma relação logarítmica entre as intensidades e correspondentes acelerações de pico do solo, através da lei de Guagenti e Petrini [1989]:

$$ln(y) = a \times I_{MCS} - b, \quad com \;\; a = 0.602 \;\; e \;\; b = 7.073 \tag{6.6}$$

em que: y representa a aceleração de pico do solo (PGA); I_{MCS} a intensidade referente à escala MCS; e, a e b são constantes dados pelos valores indicados.

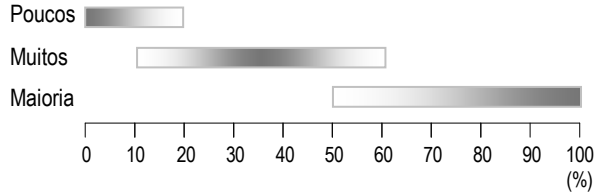
Pela ausência de informação sistematizada sobre danos sísmicos em construções de alvenaria em Portugal para estabelecer correlações entre a vulnerabilidade e danos esperados, optou-se pelo uso das funções de vulnerabilidade de origem italiana, uma vez que as tipologias de construção em alvenaria nos dois países é semelhante.

6.9.4.2 Metodologia macrossísmica

Uma vez que se faz uso das curvas de vulnerabilidade da metodologia macrossísmica proposta por Giovinazzi e Lagomarsino [2004] é fundamental a sua correspondência com a metodologia do GNDT II pela semelhança deste com a metodologia proposta. Este confronto é a chave do processo de validação que se expõe na secção seguinte. A metodologia macrossísmica é baseada na definição de tipologias construtivas pertencentes a classes de vulnerabilidade, na classificação de danos e graus de intensidade, segundo a escala macrossísmica europeia EMS-98 definido por Grünthal [1998].

Partindo da definição da escala dos graus de dano (variando entre 1 e 5) e das designações quantitativas (*poucos, muitos e maioria*) é possível definir, mesmo que de uma forma incompleta e vaga, matrizes de probabilidade de dano associadas a seis classes de vulnerabilidade (definidas de A a F) contidas na escala (ver Figura 170-a e 170-b).

a)



b)

Classe de vulnerabilidade A					
Intensidade	Grau de dano, D_k				
	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5
V	Poucos				
VI	Muitos	Poucos			
VII			Muitos	Poucos	
VIII				Muitos	Poucos
IX					Muitos
X					Maioria
XI					
XII					

Figura 170: Matriz de probabilidade de dano: a) Definição de quantidades na escala EMS-98 [Grünthal, 1998]; b) Matriz de distribuição de dano da escala EMS-98 [Grünthal, 1998] para edifícios da classe de vulnerabilidade A

Uma tarefa que se revelou oportuna [Giovinazzi, 2005] foi completar estas MPD definidas linguisticamente na EMS-98 [Grünthal, 1998] para todas as classes de vulnerabilidade e consequentemente fazer uma interpretação numérica de base probabilística. Uma vez resolvida a formulação incompleta das MPD, a ambiguidade e sobreposição das definições linguísticas foi tratada usando a teoria matemática dos conjuntos difusos (*fuzzy set theory*) [Klir e Yuan, 1995], definindo limites superiores e inferiores para a correlação entre as tipologias construtivas definidas e as classes de vulnerabilidade propostas na escala EMS-98 [Grünthal, 1998].

Na metodologia macrossísmica, a vulnerabilidade é expressa também por um valor numérico - *vulnerability index*, *V* - variando de 0 a 1, inicialmente definido em função de informação tipológica (tipo de estrutura), que depois é ajustado por pontuações atribuídas a parâmetros modificadores. Estes parâmetros modificadores são dependentes das características singulares dos edifícios [Giovinazzi, 2005], tais como: estado de conservação, materiais e qualidade construtiva, número de pisos, irregularidade em planta e em altura, etc.

A partir deste valor do índice de vulnerabilidade, *V*, é construída a função de vulnerabilidade, traduzida por uma expressão analítica para o edifício, ou tipologia de edifícios para diferentes intensidades macrossísmicas, EMS-98 [Grünthal]. Obtêm-se assim a expressão 6.7, que permite calcular o grau de dano médio, μ_D, definido de 0 a 5. A génese desta expressão semi-empírica deriva do ajuste dos valores das MPD completas, conduzindo a uma função hiperbólica para estimar dano físico. Ressalva-se que trabalhos anteriores de Sandi e Floricel [1995] já propunham uma expressão do tipo hiperbólica, ajustada a resultados de danos observados:

$$\mu_D = 2.5 \times \left[1 + tanh\left(\frac{I + 6.25 \times V - 13.1}{Q} \right) \right] \quad ; \quad 0 \le \mu_D \le 5 \tag{6.7}$$

O valor do grau de dano médio calculado, μ_D, depende do índice de vulnerabilidade, *V*, da intensidade macrossísmica, *I* (EMS-98) e de um coeficiente *Q* que traduz a ductilidade de uma determinada tipologia construtiva (que pode variar entre 1 e 4). O valor de *V* determina a posição da função de vulnerabilidade (um incremento na classe de vulnerabilidade corresponde sensivelmente a uma acréscimo de 0.16) e o coeficiente de ductilidade, *Q*, determina a inclinação da função de vulnerabilidade, isto é, a razão de crescimento do dano com a intensidade sísmica.

A expressão utilizada para a estimativa de dano da metodologia macrossísmica foi validada por comparação com dados de registos de dano pós-sismo de estudos em vários países, e ainda propostas de curvas de vulnerabilidade de outros autores para diferentes tipologias construtivas [Giovinazzi, 2005]. Note-se que o *cross-validation* com modelos mecânicos simplificados desenvolvidos por Lagomarsino e Giovinazzi [2006] corroboram ainda os bons resultados deste procedimento.

No presente estudo, pela semelhança da metodologia proposta para a avaliação da vulnerabilidade com a metodologia GNDT II, interessa o confronto das curvas de Benedetti e Petrini [1984], utilizadas na metodologia GNDT II [GNDT-SSN, 1984], com as curvas de vulnerabilidade produzidas pela metodologia macrossísmica.

6.9.4.3 Confronto entre a metodologia GNDT II e a metodologia macrossísmica

Como o índice de vulnerabilidade entre as duas metodologias não é avaliado da mesma forma, o confronto só é possível através da comparação do valor de dano médio, que corresponderá a um valor mais provável, isto é, corresponde a um valor médio representativo dos dois índices de vulnerabilidade (I_v e *V*). Portanto, pela comparação das duas metodologias de estimativa de dano, é possível definir uma relação entre as duas formas de calcular os índices de vulnerabilidade, I_v e *V*.

Para converter as curvas trilineares de Benedetti e Petrini [1984], da metodologia GNDT II, para uma escala de intensidade equivalente, nomeadamente a EMS-98 [Grünthal, 1998], a aceleração (*y*), expressa em termos de PGA, pode ser convertida para a escala MCS, usando a expressão 6.6. Pela comparação entre as duas leis intensidade-aceleração (*I*-PGA), propostas por Margottini *et al.* [1992], uma em termos de MCS e outra em termos de MSK e tendo em consideração a equivalência entre as MSK e EMS-98 ($I_{MSK} = I_{EMS\text{-}98}$) é possível estabelecer a equivalência entre as escalas MSK e MCS da forma seguinte:

$$I_{MSK} = 0.734 + 0.814 \times I_{MCS} \tag{6.8}$$

A estimativa de dano, dada pela metodologia de Petrini e Benedetti [1984] é expressa como um índice de dano económico. Este índice de dano económico é correlacionável com um grau de dano médio, μ_D, dado pela metodologia macrossísmica que representa o valor médio do grau de dano que se utiliza para definir uma distribuição discreta de dano, D_k, e que se expressa como:

$$\mu_D = \sum_{k=0}^{5} p_k \times D_k \tag{6.9}$$

em que: p_k é a probabilidade associada a um grau de dano D_k, com k ϵ [0 a 5], e o grau de dano médio, μ_D, é o valor baricêntrico de uma distribuição discreta de dano. Diferentes autores [ATC-13, 1985; Bramerini *et al.*, 1995; HAZUS, 1999; Dolce *et al.*, 2000] propõem correlações entre o índice de dano económico e o grau de dano médio indicados na Tabela 38.

Tabela 38: Correlação entre graus de dano médio e índice de dano económico de diversos autores

Grau de dano, D_k		0	1	2	3	4	5
Nível de dano		Sem dano	Ligeiro	Moderado	Severo	Muito severo	Destruição
Índice de dano económico, d_e	ATC-13 [1985]	0.000	0.050	0.200	0.550	0.900	1.000
	Bramerini *et al.* [1995]	0.000	0.010	0.100	0.350	0.750	1.000
	HAZUS [1999]	0.000	0.020	0.100	0.500	1.000	1.000
	Dolce *et al.* [2000]	0.000	0.035	0.145	0.305	0.800	1.000

A correlação estabelecida na proposta do ATC-13 [1985] revela-se muito realista, uma vez que propõe para reduzidos valores do grau de dano (D_k), um índice de dano económico (d_e) mais elevado, parcialmente verdade, porque a reparação de pequenos danos (fissuração ligeira) é na maioria dos casos uma intervenção dispendiosa, envolvendo os mesmos meios necessários na reparação de danos mais graves. Por outro lado, para graus de dano (D_k) elevados, os custos de reparação associados a estruturas muito danificadas (D_4), podem ser maiores do que os custos de demolição e reconstrução, e daí esta correlação levar a menores diferenças de índice de dano (d_e) para graus de dano mais elevados (ver Figura 171).

Estas correlações entre o índice de dano económico (d_e) e o grau de dano médio (μ_D) são obtidas considerando uma matriz de probabilidade de dano (MPD), obtida através de uma distribuição discreta *beta*, discretizada em 6 graus de dano com o parâmetro da distribuição *beta*, t=8. Assim, o valor de d_e é obtido por:

$$d_e = \sum_{k=0}^{5} p_k \times f_d \tag{6.10}$$

em que: p_k é a probabilidade associada a um grau de dano, D_k com k ϵ [0; 5] e o factor de dano, f_d, dado por valores da Tabela 38.

A relação entre o índice de dano económico, d_e, e o grau de dano, μ_D, é traduzida através de uma expressão analítica ajustada com o formato da expressão 6.11 para uma mais fácil implementação do processo. A expressão 6.11 é, para o caso da correlação avançada pelo *Servizio Sísmico Nazionale*, SSN [Bramerini *et al.*, 1995], dada por:

$$\mu_D = 5 \times d_e^{\,0.52} \tag{6.11}$$

No gráfico da Figura 171 ilustra-se o ajuste das expressões analíticas de todas as propostas apresentadas na Tabela 38.

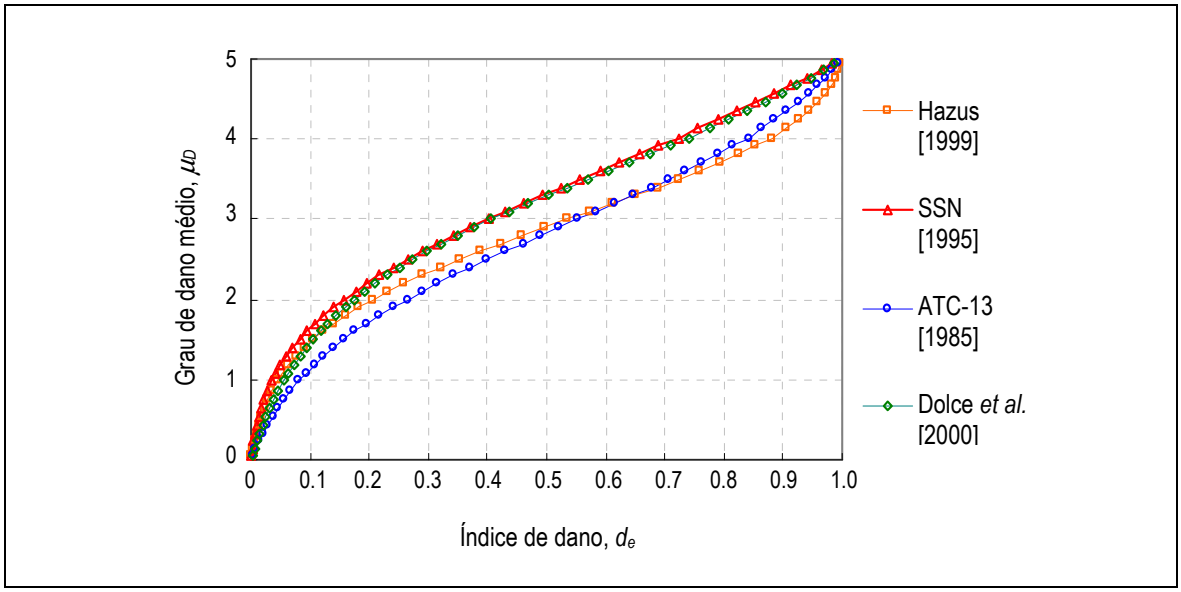


Figura 171: Correlações entre o índice de dano e o grau de dano médio das diferentes propostas

Para finalmente converter as curvas de vulnerabilidade dadas pelo procedimento do GNDT II, na formulação $I_{EMS\text{-}98}$ - μ_D, a transformação do índice de dano económico, d_e, em termos de grau de dano médio, μ_D, é obtida usando uma correlação proposta por Bramerini *et al.* [1995], adoptada pelo SSN.

Uma vez definidas as transformações de aceleração, y, para intensidade sísmica, $I_{EMS\text{-}98}$, e do índice de dano económico, d_e, para grau de dano médio, μ_D, é possível fazer o confronto das curvas de vulnerabilidade de Benedetti-Petrini com as da metodologia macrossísmica no formato I - μ_D (ver Figura 172).

Pelo confronto das curvas de vulnerabilidade das duas metodologias em relação a um valor central de dano médio (μ_D = 2.5), observa-se a correspondência definida na Tabela 39.

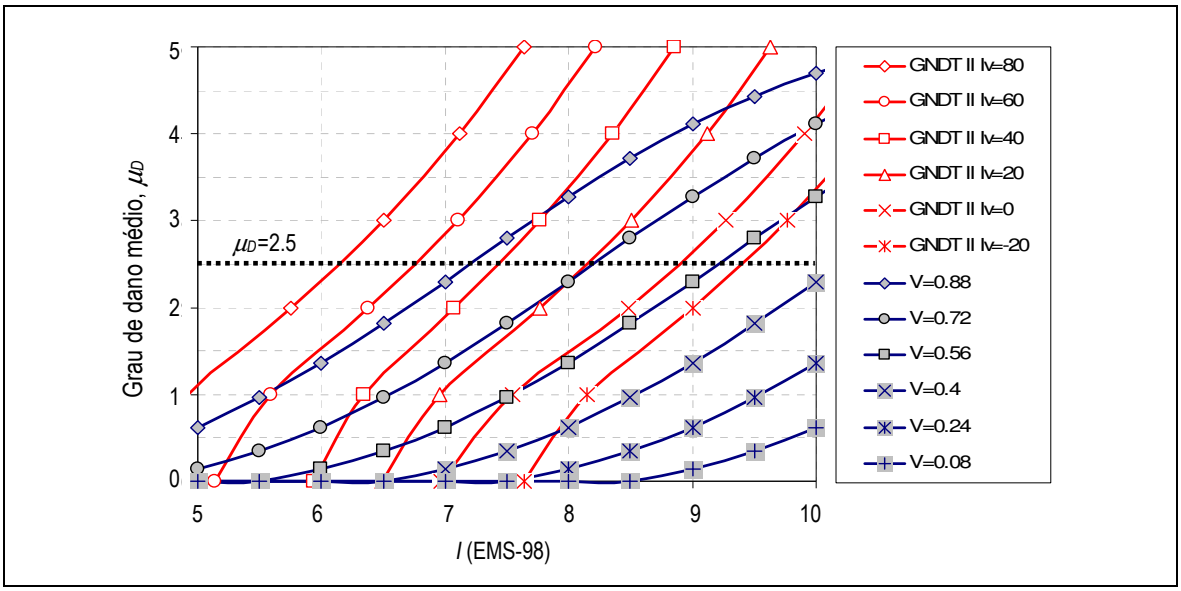


Figura 172: Confronto das curvas de vulnerabilidade do GNDT II e a metodologia macrossísmica

Tabela 39: Correlação entre o índice de vulnerabilidade dos dois procedimentos

Metodologia GNDT II	I_v = 45	I_v = 20	I_v = -5
Metodologia macrossísmica	Classe A (V = 0.88)	Classe B (V = 0.72)	Classe C (V = 0.56)

Com base neste confronto é possível definir uma correlação linear analítica entre os índices de vulnerabilidade das duas metodologias, V e I_v:

$$V = 0.592 + 0.0057 \times I_v \tag{6.12}$$

A expressão 6.12 pode ainda ser escrita como:

$$I_v = 175.44 \times V - 103.86 \tag{6.13}$$

Estabelecida a relação, o índice de vulnerabilidade, I_v, da metodologia proposta, pode ser transformada num índice de vulnerabilidade, V, referente à metodologia macrossísmica, de forma a permitir calcular o grau de dano médio pela expressão 6.7 para posteriormente estimar danos e perdas.

Esta equivalência na definição da vulnerabilidade entre as duas metodologias, válida também uma correspondência com a metodologia proposta neste trabalho, uma vez que existe semelhança entre o metodologia proposta e a metodologia do GNDT II [GNDT-SSN, 1994].

6.9.5 Complementar a avaliação da vulnerabilidade

Numa primeira fase, foi realizada uma avaliação do índice de vulnerabilidade, I_v, de todos os edifícios para os quais existe informação detalhada e que neste caso, representam a maioria do edificado da Baixa (410 dos 679 edifícios avaliados). Numa segunda fase e para os restantes edifícios, empregou-se um procedimento mais simples que utiliza a classificação média de alguns dos parâmetros da análise detalhada da primeira fase.

A metodologia proposta foi aplicada à maioria do edificado da Baixa de Coimbra de forma detalhada, exigindo um nível de pormenor na informação dos edifícios, que não foi possível obter em todos os casos, por diversas dificuldades já enunciadas no Capítulo 2. Para estes é utilizado um procedimento mais simples em função dos valores médios dos vários parâmetros e do índice de vulnerabilidade, obtidos da avaliação detalhada da vulnerabilidade sísmica do edificado, uma vez que a tipologia é similar, partilhando as mesmas características construtivas e tecnológicas dos edifícios detalhadamente avaliados. Para conseguir uma avaliação completa da vulnerabilidade do edificado da área proposta de estudo, correspondente a 679 edifícios, avaliou-se a vulnerabilidade dos restantes edifícios (269 edifícios) com um procedimento expedito, que facilmente se aplica com o conhecimento de algumas características e informação básica do edificado, sem exigir uma inspecção exaustiva (por exemplo, a partir da altura do edifício, posição do edifício, irregularidade em altura, irregularidade em planta, etc.). Desta forma, a avaliação da vulnerabilidade sísmica foi desenvolvida em duas fases.

Após processar os resultados da primeira fase de avaliação da vulnerabilidade, o valor médio do índice de vulnerabilidade obtido para os 410 edifícios com informação detalhada foi utilizado como um índice de vulnerabilidade tipológico assumido como ponto de partida, que é depois alterado por factores de modificação que reduzem ou agravam o índice de vulnerabilidade, para estimar o I_v de cada um dos restantes edifícios. Os factores de modificação usados para cada edifício com informação incompleta são exactamente alguns dos parâmetros da metodologia proposta de natureza qualitativa e de fácil avaliação, mantendo as mesmas classes de vulnerabilidade, critérios de avaliação e peso dos parâmetros.

Na Figura 173 apresentam-se os sete factores modificadores e respectivos valores modificadores baseados no valor médio do índice de vulnerabilidade obtido da primeira fase. Portanto, o peso dos parâmetros modificadores na definição do índice de vulnerabilidade é definido em função do valor médio desse parâmetro, obtido da análise detalhada dos 410 edifícios. Daí que tome o valor de zero quando a classe de vulnerabilidade desse parâmetro é classificada de forma igual ao do processo de avaliação detalhada.

	Classe de Vulnerabilidade, C_{vi}			
	0	5	20	50
Factores modificadores do índice de vulnerabilidade	**A**	**B**	**C**	**D**
P5 - Número de pisos	-4.62	-3.46	0.00	6.92
P6 - Posição do edifício e fundações	-0.58	0.00	1.73	5.19
P7 - Localização e interacção	-1.15	0.00	3.46	10.38
P8 - Irregularidade em planta	-2.31	-1.73	0.00	3.46
P9 - Irregularidade em altura	-2.31	-1.73	0.00	3.46
P12 - Tipo de cobertura	-3.08	-2.31	0.00	4.62
P13 - Danos estruturais identificados	-3.08	-2.31	0.00	4.62
Amplitude máxima de modificação, ΣI_v	-17.12	-11.54	5.19	38.65

Pontuação do factor modificador:

$$\frac{p_i}{\sum_{i=1}^{7} p_i} \times (C_{vi} - \bar{C}_{vi})$$

p_i: peso do parâmetro, i, no cálculo de I_v

$\sum_{i=1}^{7} p_i$: somatório dos pesos de todos os parâmetros

C_{vi}: classe do parâmetro modificador

$\bar{C}_{vi}$: classe de vulnerabilidade média do parâmetro, i (*)

* - definido pelos valores da análise detalhada (410 edifícios)

Figura 173: Parâmetros modificadores do índice de vulnerabilidade e respectivos valores de pontuação

Por exemplo, para o parâmetro P8 (irregularidade em planta), a classe de vulnerabilidade média obtida do tratamento dos resultados da primeira fase para este parâmetro, foi de classe C, e portanto, a modificação da classe em relação a este valor, irá reduzir ou agravar o valor do índice de vulnerabilidade final, como indicado na Figura 173. O índice de vulnerabilidade, I_v, para os restantes edifícios será então definido por:

$$I_V = \overline{I}_V + \Sigma \Delta I_V \tag{6.14}$$

onde: I_v é o índice de vulnerabilidade final; $\overline{I}_V$ é o índice de vulnerabilidade obtido da análise detalhada da primeira fase de avaliação; e, $\Sigma \Delta I_V$ é o somatório dos valores dos parâmetros modificadores. A estratégia seguida no caso da Baixa de Coimbra apenas é possível, se previamente existir uma avaliação detalhada da maioria dos edifícios para uma determinada zona ou região em que os edifícios são de tipologia construtiva semelhante. Na secção seguinte serão apresentados os resultados globais resultantes da utilização destas duas formas de avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios em alvenaria da Baixa de Coimbra.

6.10 Análise de resultados

6.10.1 Vulnerabilidade da Baixa de Coimbra

Pretendendo-se uma classificação das construções tradicionais em alvenaria de pedra calcária da Baixa de Coimbra segundo a escala macrossísmica europeia, EMS-98 [Grünthal, 1998], obter-se-ia uma correspondência entre o valor do índice de vulnerabilidade médio e a classe de vulnerabilidade tipológica

como apresentado na Tabela 40. Note-se que o valor do índice de vulnerabilidade médio para toda a área estudada é de $I_{v,médio}$ =38.38 e apresenta uma boa correspondência, ajustada com a classificação e interpretação da classe e tipologia definida pela EMS-98 [Grünthal, 1998].

Tabela 40: Índice de vulnerabilidade, $I_{v,médio}$, classificação da classe de vulnerabilidade e tipologia estrutural

$I_{v,médio}$ – Índice de vulnerabilidade médio	Classe de vulnerabilidade, EMS-98	Tipologia estrutural, EMS-98
38.38	A e B (mais provável)	"Alvenaria de pedra irregular"

Refira-se que o índice de vulnerabilidade estimado, usando o procedimento detalhado (primeira fase) na avaliação de 410 edifícios, resultou num valor médio, $I_{v,médio}$ de 38.13. Mas a introdução do procedimento complementar (segunda fase) na avaliação da vulnerabilidade dos restantes 269 edifícios, casos em que a informação não é completa, conduziu a um valor médio do índice de vulnerabilidade, que não sofreu uma variação significativa, subindo para $I_{v,médio}$ de 38.38.

Constata-se da análise dos resultados, que cerca de 39% do edificado apresenta um índice de vulnerabilidade, acima do valor de 40, e cerca de 20% têm um índice de vulnerabilidade acima dos 45 (equivalência com a classe de vulnerabilidade A, definida na EMS-98). O valor máximo e mínimo obtido para o I_v, em toda a área de estudo, foram de 60.58 e 12.12, respectivamente. Na Figura 174-a e 174-b pode-se observar um histograma de distribuição e a respectiva função normal ajustada, para os resultados da avaliação detalhada (410 edifícios) e para a totalidade dos edifícios avaliados, completando a análise e utilizando o procedimento mais simplificado (679 edifícios). O valor médio do índice de vulnerabilidade ($I_{v,médio}$=38.38) sugere que a vulnerabilidade do edificado é moderadamente elevada. Edifícios que apresentem um índice de vulnerabilidade superior a 45 devem ser reavaliados, caso se justifique, e devem ser objecto de uma análise ainda mais detalhada com recurso a outros procedimentos descritos na Secção 6.8.2.

O desvio padrão, σ_{Iv}, associado à avaliação com a metodologia proposta de forma detalhada é muito baixo, cerca de 9.12. Com a introdução dos restantes valores com recurso à metodologia expedita (segunda fase), o valor do desvio padrão decresce para 7.86, correspondendo a uma redução de 14%. O reduzido valor e baixa variabilidade do desvio padrão é um bom indicador de dois aspectos: revela sobretudo a homogeneidade da tipologia construtiva avaliada e ainda a fiabilidade dos resultados conseguidos.

Os resultados desta metodologia, por um lado, apresentam-se bem ajustados às características e debilidades dos edifícios avaliados, consequência da natureza rigorosa da metodologia de cálculo do índice de

vulnerabilidade proposto e, por outro, são abrangentes, permitindo a implementação de uma estratégia bi-etápica de avaliação da vulnerabilidade, desde que a maioria dos edifícios seja avaliada de forma detalhada e os dados utilizados nessa avaliação sejam de boa qualidade, de forma a garantir resultados credíveis. Os resultados produzidos pela metodologia proposta devem ser sempre interpretados estatisticamente, isto é, identificando um valor médio representativo com a definição de limites superior e inferior relativamente aos resultados produzidos.

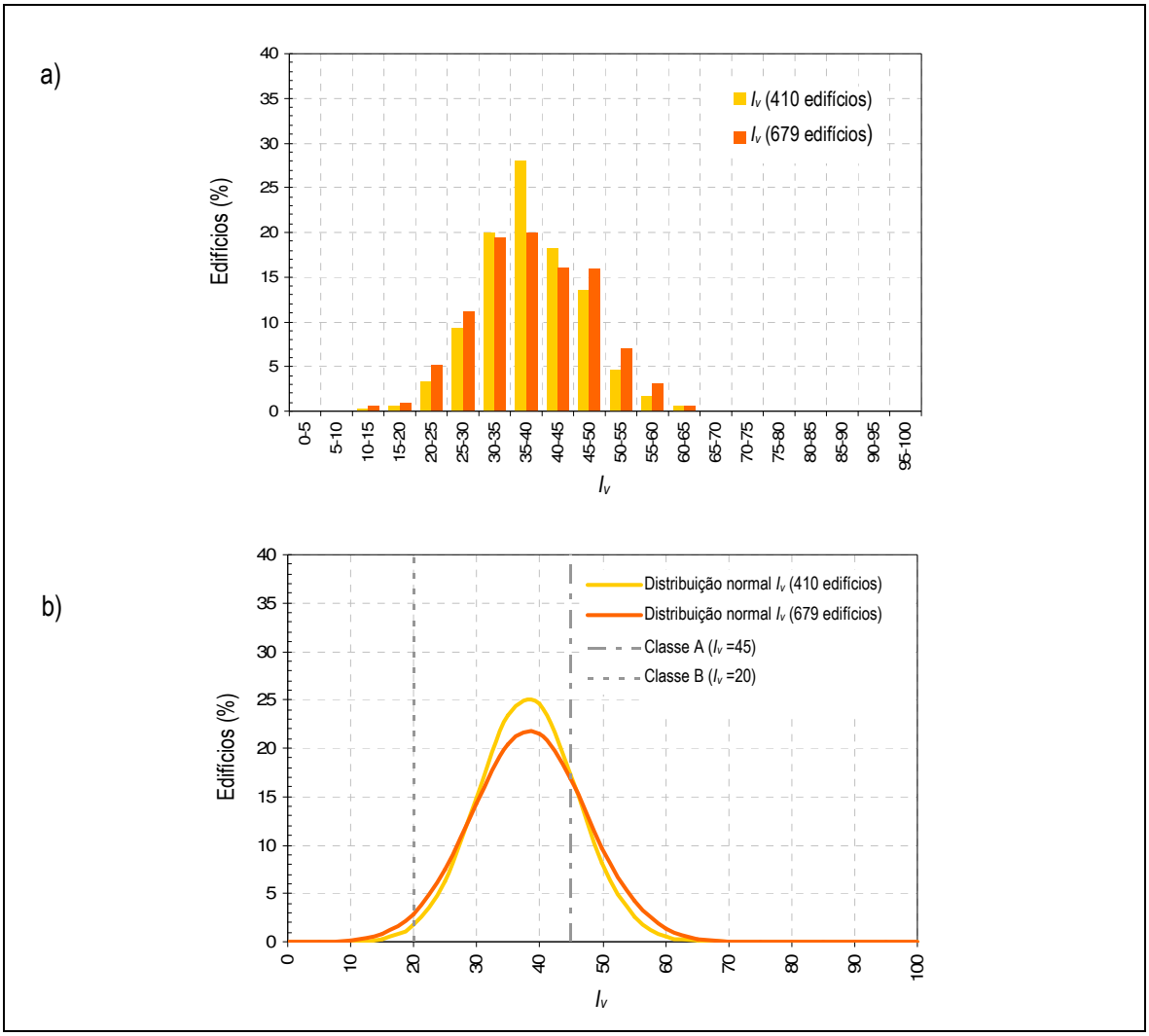


Figura 174: Distribuição do índice de vulnerabilidade (considerando 697 e 410 edifícios): a) Histograma; b) Curva gaussiana normal ajustada

Para a gestão de dados e resultados, foi criada uma base de dados relacional com toda a informação recolhida do edificado, com particular incidência neste estudo da vulnerabilidade sísmica. O SIG criado permite uma visão global de todo o perímetro de estudo ou dividido por zonas, dos vários resultados produzidos: análise espacial da vulnerabilidade sísmica, características do edificado e criação de cenários de dano e perdas, como veremos nas secções seguintes.

Nas Figuras 175 e 176 visualiza-se a distribuição espacial da vulnerabilidade sísmica de todas as construções incluídas na área em estudo, e pela sua análise identificamos os edifícios e zonas que apresentem maior vulnerabilidade. Observando a área a N-E, correspondente às zonas Z1 e Z2, constata-se que existem muitos edifícios com níveis de vulnerabilidade sísmica elevados ($I_v \geq 40$). Estes resultados são corroborados, também pelas análises do Capítulo 3, onde se constata que se tratam de zonas que revelam pior estado de conservação e manutenção.

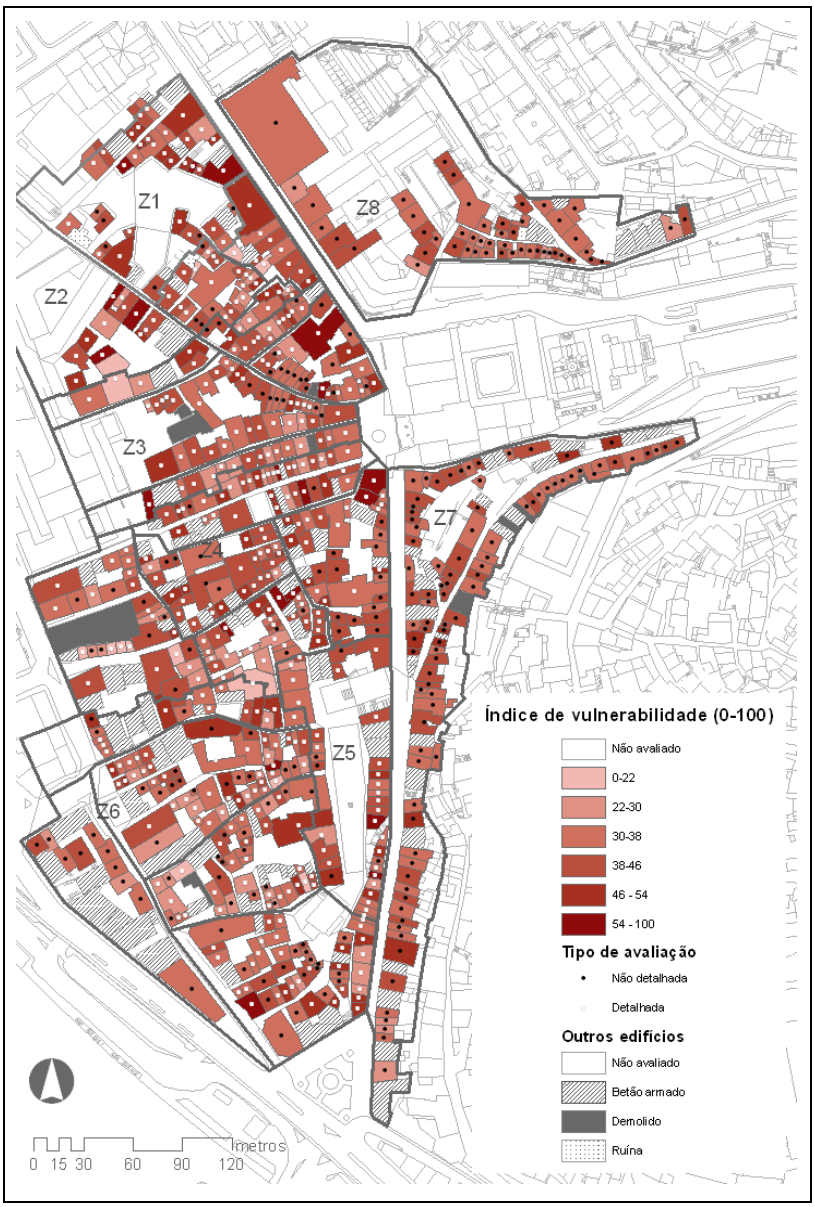


Figura 175: Mapeamento da vulnerabilidade estimada do edificado

Dos resultados da Figura 175 é ainda possível visualizar que os edifícios de gaveto e de banda extremo apresentam níveis do índice de vulnerabilidade mais elevado, sendo geralmente mais vulneráveis devido ao

seu posicionamento no agregado, e assim, devem ser objecto de uma maior atenção, relativamente a eventuais prioridades de intervenção e acções de reforço.

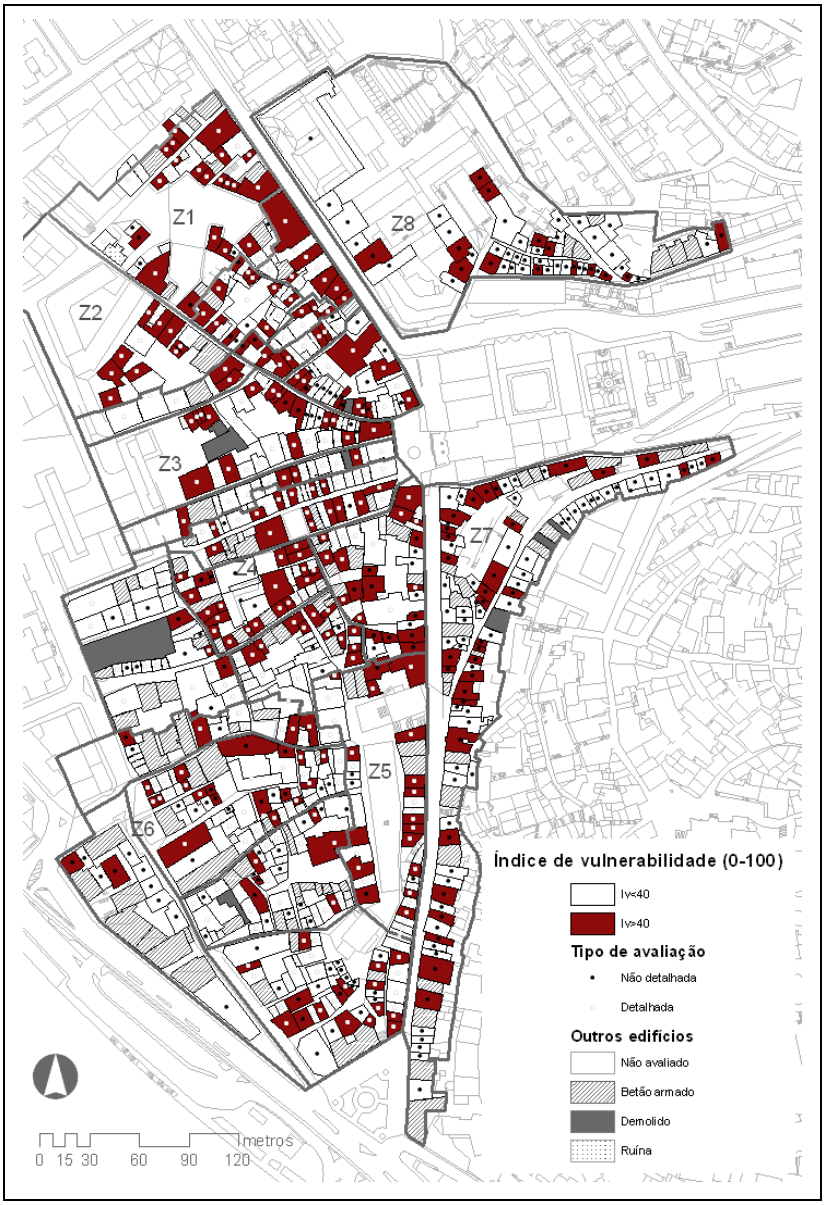


Figura 176: Mapeamento da vulnerabilidade do edificado (I_V<40 e I_V≥40)

6.10.2 Análise dos resultados dos parâmetros avaliados

Nesta secção destacam-se os resultados mais importantes de entre os parâmetros calculados para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do edificado no presente caso de estudo. Para além de necessário para a definição do índice de vulnerabilidade, os parâmetros avaliados permitem conhecer alguns indicadores do ponto de vista estrutural do edificado da Baixa de Coimbra, destacando-se os seguintes:

- Área de paredes resistentes (utilizada na avaliação dos parâmetros P3 e P9);
- Resistência convencional (parâmetro P3);
- Esbelteza das paredes de alvenaria (parâmetro P4).

Apresentam-se alguns resultados adicionais, resultantes do tratamento de informação relativamente à classificação dos parâmetros da metodologia proposta, examinando a sua coerência e capacidade, como bons critérios, que são interpretados em parâmetros e utilizados na avaliação da vulnerabilidade sísmica. A Figura 177-a analisa a expressão da resistência convencional (C_{conv}), como definido no parâmetro P3, que representa a capacidade resistente global das paredes do edifício no seu plano. A correlação estabelecida revela que para os edifícios da Baixa de Coimbra a resistência convencional do edifício, isto é, a capacidade resistente lateral das alvenarias é fortemente relacionada com o bom equilíbrio entre a área de paredes resistentes nas duas direcções em planta ($A_{máx}$ e $A_{mín}$). Ou seja, edifícios com uma relação $A_{máx}/A_{mín}$ próxima de 1, possuem uma maior resistência convencional e, consequentemente, um menor índice de vulnerabilidade.

Na Figura 177-b representa-se a relação entre a resistência convencional (relativamente à definição e classificação do parâmetro P3) dos edifícios e o parâmetro a_0 (quociente entre a área mínima resistente numa das direcções e a área em planta), para os edifícios caracterizados por um quociente entre a área de paredes resistentes nas duas direcções em planta, de $A_{máx}/A_{mín}$=2.7. Esta análise de sensibilidade em relação à resistência convencional, C_{conv}, foi feita para uma tensão de corte, τ_k, de 60kPa e para uma carga vertical q_i de 50kN/m^2

Na Figura 177-c apresenta-se a correlação entre o índice de vulnerabilidade final, I_v, e o parâmetro geométrico P4 que avalia a esbelteza das paredes (em função da altura, h e a espessura, s) e o seu nível de travamento. Sendo os edifícios em estudo maioritariamente de banda meio, esta análise é efectuada na maioria dos casos para as paredes de fachada. Da análise do gráfico é clara a correlação entre a esbelteza das paredes (principalmente da fachada) e o nível de vulnerabilidade associado normalmente ao elevado risco de colapso para fora do plano. Refira-se que o EC8 [CEN, 2004] indica como valores de esbelteza aceitáveis para as paredes de alvenaria em pedra e ainda para outras construções em alvenaria em zonas consideradas de baixa sismicidade, valores entre 9 e 15.

A densidade de paredes resistentes (relação entre a área de paredes resistentes e a área em planta do edifício, A_t), constitui um indicador muito simplista da qualidade e segurança estrutural proposto em diversos documentos e normas, como por exemplo, OPCM 3274, [2003], EC6 [CEN 2005], EC8 [CEN, 2004], que indicam valores mínimos aconselháveis de área de paredes resistentes, para cada direcção, em função do

movimento do solo (por exemplo, na norma OPCM 3274 [2003] é indicado um valor de cerca de 7% para um valor de PGA de 0.20g). Sendo normalmente as paredes os únicos elementos resistentes nas construções tradicionais de alvenaria, a sua área é determinante no desempenho sísmico destas construções. A área resistente das paredes influencia os parâmetros P3 e P9. Na Figura 177-d apresentam-se as relações entre a área em planta do edifício, A_t, e as áreas de paredes resistentes (A_x, A_y e A_x+A_y). Verifica-se que a direcção *XX* (direcção paralela às paredes de fachada) apresenta uma área de paredes resistentes mais baixa do que a direcção perpendicular à fachada (A_y). Este facto justifica-se, essencialmente, pelo tipo de edifícios existentes na Baixa, tratando-se de edifícios em banda, que se desenvolvem principalmente na direcção perpendicular à rua (frente estreita com desenvolvimento em profundidade). Por outro lado, é na direcção *XX* (paralela às fachadas) que as paredes resistentes apresentam normalmente uma maior percentagem de aberturas, o que diminui a capacidade resistente.

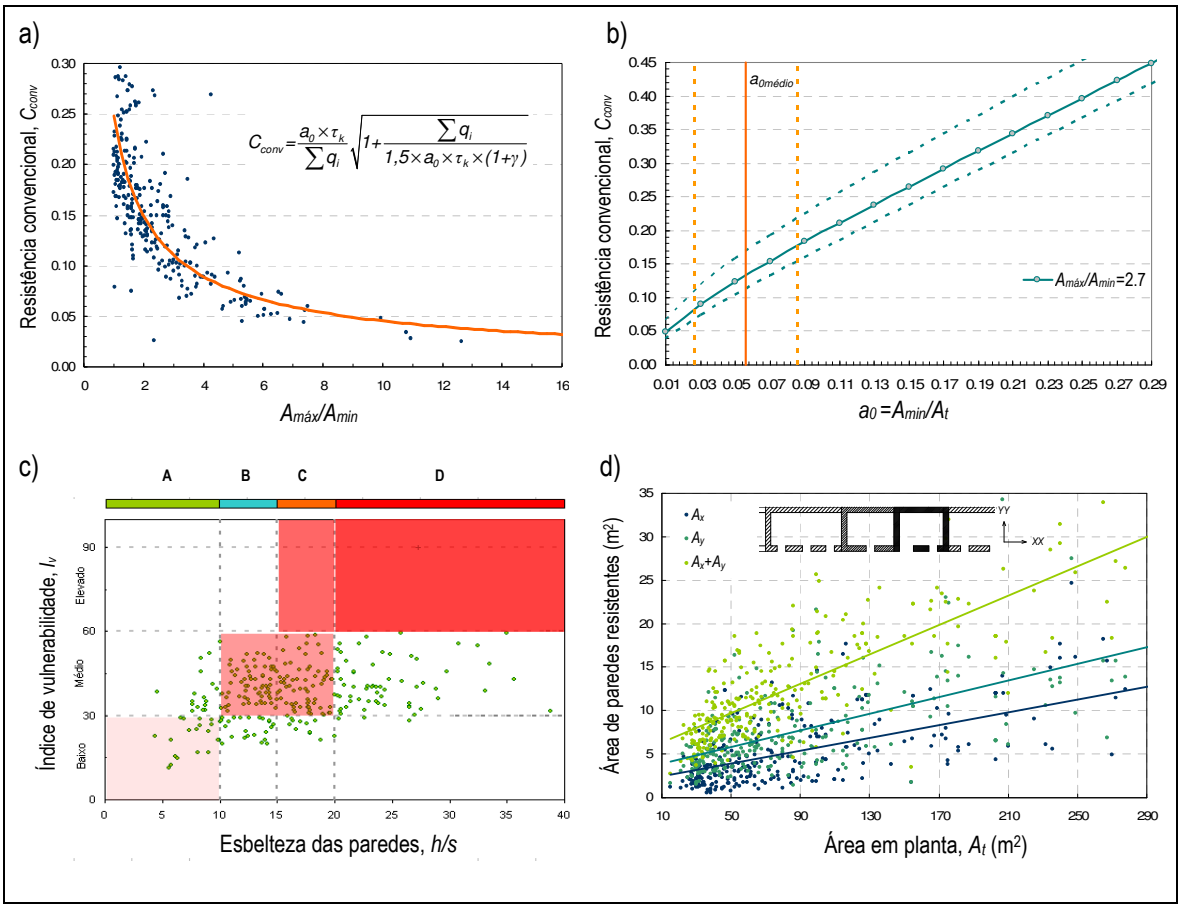
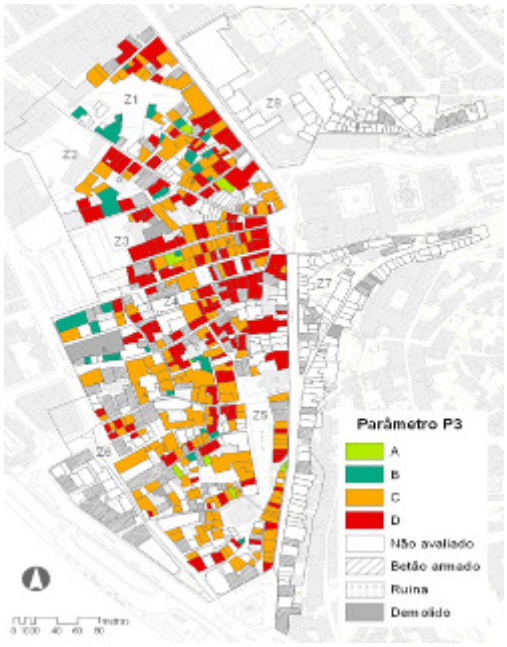


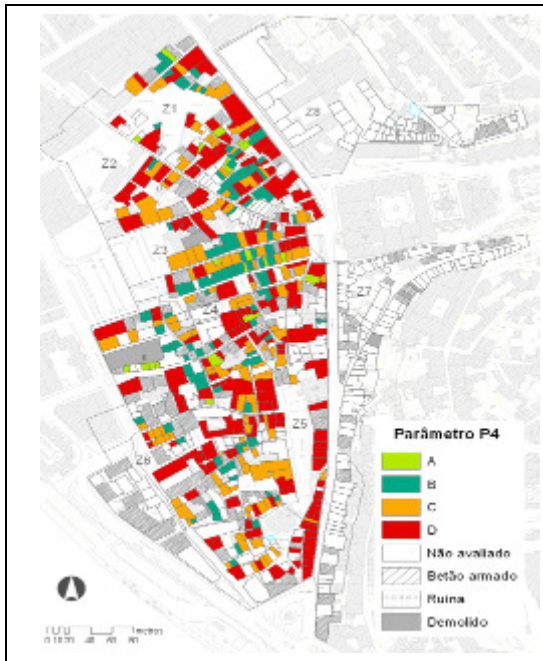
Figura 177: Relação entre a resistência convencional, dados geométricos, áreas resistentes e I_v

Apresenta-se nas Figuras 178 a 183 a distribuição da classificação dos parâmetros que mais influenciam o índice de vulnerabilidade, nomeadamente os parâmetros P3, P4, P7, P9, P11 e P12.



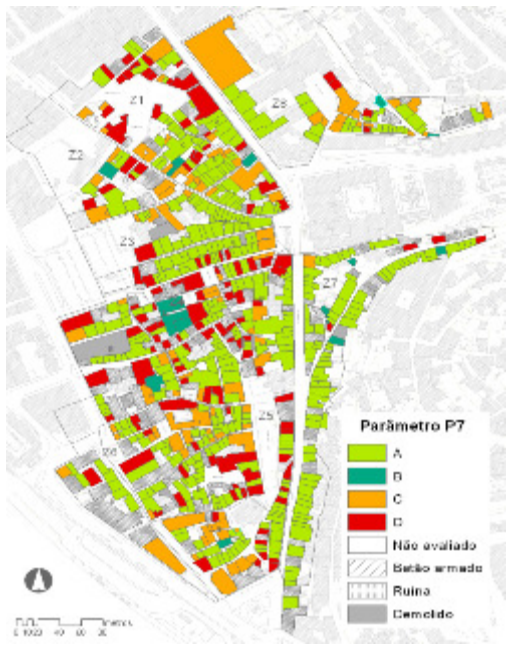
A classificação atribuída a este parâmetro permite verificar que a alvenaria resistente dos edifícios é, na grande maioria dos casos, de média a baixa qualidade (irregularidade de dimensões e de assentamento), o que contribui para uma fraca resistência das paredes resistentes.

Figura 178: Distribuição do parâmetro P3



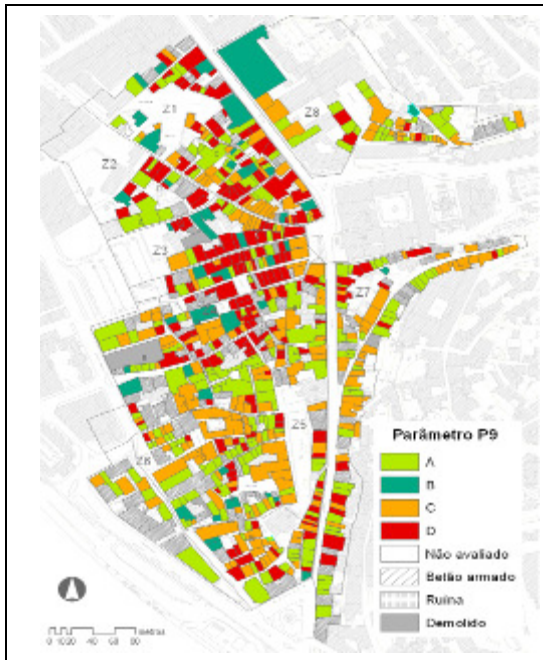
A esbelteza das paredes potencia mecanismos de colapso para fora do seu plano. Normalmente estas não se apresentam bem travadas ao longo da altura nem na cobertura (ausência de tirantes, cintas perimetrais ao nível dos pisos e cobertura), sendo os comprimentos de encurvadura superiores à altura de piso.

Figura 179: Distribuição do parâmetro P4



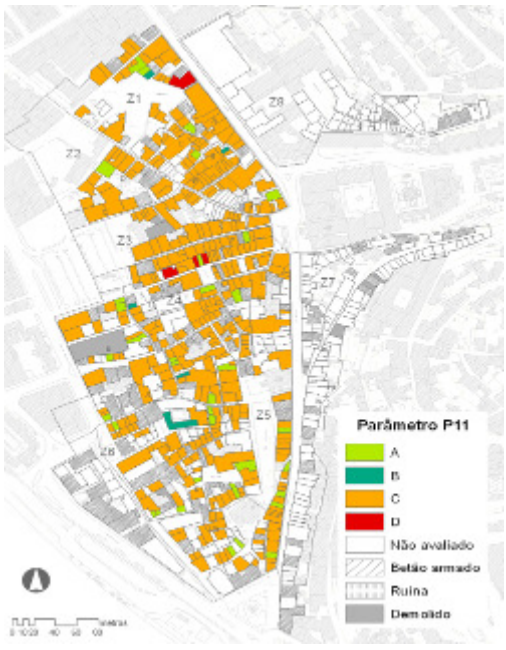
Os edifícios estão dispostos na maioria dos casos em banda meio. Apesar desta localização ser favorável para o comportamento global dos edifícios, salienta-se que em muitos casos estes estão confinados lateralmente por outros mais baixos, recuados ou por edifícios com pavimentos de betão armado desalinhados em altura em pelo menos 0.5m.

Figura 180: Distribuição do parâmetro P7



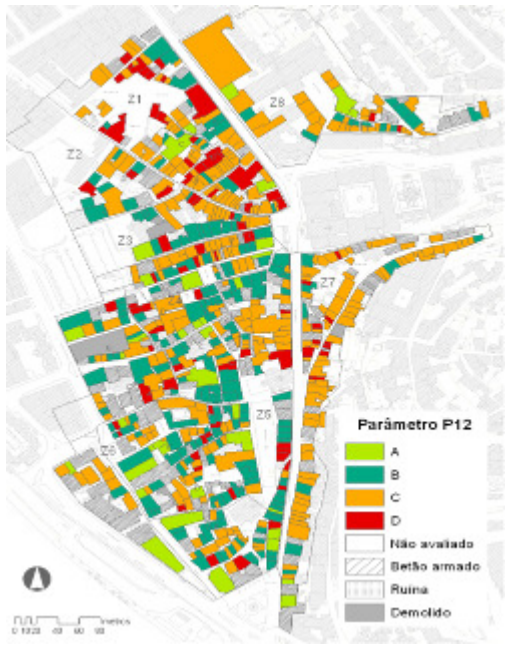
A irregularidade em altura é uma característica bem patente na Baixa. Há uma grande variação de rigidez em altura sobretudo na direcção perpendicular às paredes de fachada. Esta situação é agravada nos inúmeros casos onde existem pisos acrescentados.

Figura 181: Distribuição do parâmetro P9



Pela análise efectuada às coberturas, verifica-se que em muitos casos estas criam impulsos nas paredes de fachada, devido à ausência de cintas perimetrais e tirantes. Em muitos casos, o estado de conservação das coberturas agrava a classificação atribuída a este parâmetro.

Figura 182: Distribuição do parâmetro P11



Os edifícios apresentam graves sinais de degradação devido à falta de acções de conservação e reabilitação. Na maioria dos casos, os edifícios têm problemas de fissuração nas paredes em zonas sensíveis (cunhais, aberturas) e de deformação dos pavimentos de madeira (apodrecimento do vigamento).

Figura 183: Distribuição do parâmetro P12

6.10.3 Fragilidades estruturais

Como é bem conhecido, os edifícios antigos têm sofrido ao longo dos anos, alterações significativas do ponto de vista estrutural, consequentes de falta de conhecimento técnico no que respeita ao comportamento destes edifícios e à adaptabilidade a novas funções. O uso do betão armado na constituição de novos pavimentos e coberturas inclinadas em muitos casos, tendem a amplificar a vulnerabilidade inerente destas construções, por um lado, devido ao aumento da massa concentrada a estes níveis sem uma contribuição efectiva para a rigidez global da estrutura e, por outro, pelas deficientes condições de ligação entre os pavimentos/cobertura e as paredes. Outra situação frequente que afecta significativamente a segurança dos edifícios antigos é a supressão de paredes e abertura de grandes vãos nas paredes exteriores, sobretudo ao nível dos pisos inferiores, reduzindo a resistência às acções horizontais e consequentemente piorando o desempenho sísmico. Na Figura 184 ilustra-se o resultado de uma pesquisa para a identificação das fragilidades estruturais encontradas nas zonas Z1, Z2, Z3 e parte da zona Z4 da Baixa de Coimbra.

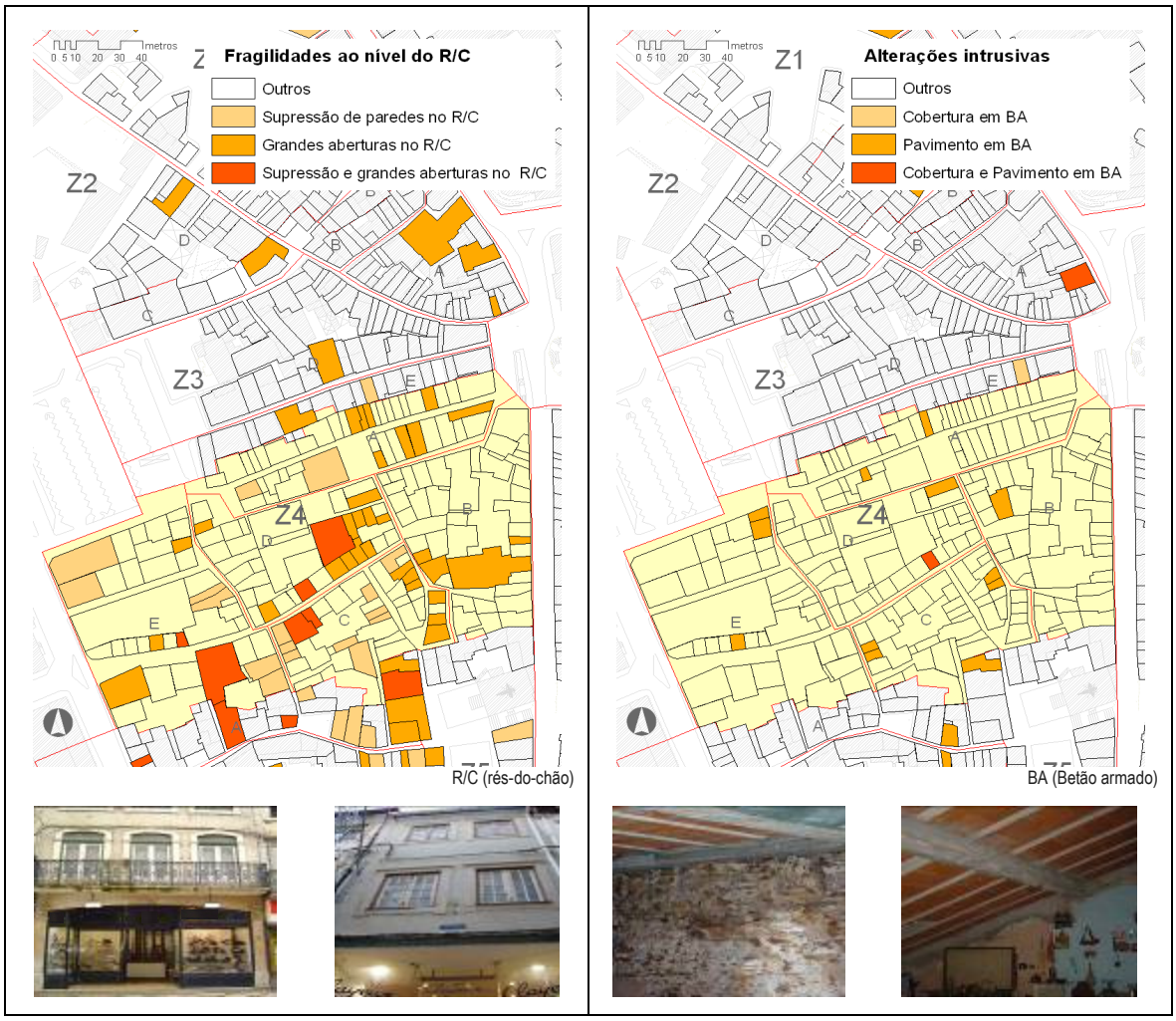


Figura 184: Identificação de fragilidades estruturais decorrentes de intervenções intrusivas

6.10.4 Grau de confiança

Uma vez que existe um nível de incerteza associado à escolha da classe de vulnerabilidade de cada parâmetro na definição do I_v como consequência do modo como foram efectuadas as inspecções, pelo facto de não se visualizar sempre explicitamente determinados elementos, foi estabelecido uma classificação para um grau de confiança, com o intuito de associar a cada parâmetro avaliado uma medida da fiabilidade da escolha efectuada para a classe de vulnerabilidade.

Em cada edifício e para cada parâmetro foi definido um indicador do grau de confiança na atribuição da classe de vulnerabilidade. Para lidar com a incerteza na atribuição da classe de cada parâmetro (por exemplo, a falta de observação directa de um elemento ou solução construtiva), foi proposta uma definição de quatro níveis para o grau de confiança da classificação do parâmetro (E-M-B-A), com a motivação de melhorar e controlar a qualidade dos resultados do índice de vulnerabilidade:

E - Informação de elevada qualidade: Informação observada directamente ou medida *in-situ* com apoio de registos geométricos. Recurso a sondagens de prospecção;

M - Informação de média qualidade: Informação oral fiável, conhecimento profundo da construção antiga local e tecnologia construtiva, visualização de fotografias e informação de situações análogas;

B - Informação de qualidade medíocre: Informação baseada na suposição, com um grau de certeza baixo, por vezes de escolha casual;

A - Ausência de informação: Escolha aleatória, podendo-se fixar este grau de certeza, na impossibilidade de avaliar um determinado parâmetro, em todos os casos, arbitrando um valor indicativo.

Na Tabela 41 apresenta-se, a titulo de exemplo, uma descrição geral dos níveis do grau de confiança não adaptados especificamente para a avaliação de cada um dos parâmetros, remetendo para consulta do Anexo D, Secção D1, as tabelas dos graus de confiança referentes a cada um dos parâmetros avaliados, com aspectos específicos para cada parâmetro.

Tabela 41: Definição geral dos quatro níveis do grau de confiança

E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* por meio de prospecções locais que permitem avaliar as condições reais da construção ou ainda pela consulta do projecto (se existente), das suas peças desenhadas e pormenores. Informação com um grau de confiança próxima do exacto.
M	Informação predominantemente deduzida, através de leitura indirecta por meio da consulta de fotografias, ensaios não destrutivos de mediana fiabilidade, consulta de informação directa de construções vizinhas semelhantes, recolha de opiniões técnicas e ainda de informação oral credível.
B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de execução à época, tradição da construção na região e ainda informação oral variável (por vezes discordante).
A	Informação adoptada com um grau de certeza limiar, de escolha casual. Neste caso, a atribuição da classe do parâmetro é puramente indicativa.

Na Figura 185 apresenta-se o histograma do grau de confiança global resultante dos índices de vulnerabilidade para os 410 edifícios (média ponderada com os pesos, p_i, de cada um dos parâmetros) e que na maioria dos casos foi de grau médio a elevado (M/E). Para tratar e expressar numericamente estes resultados, sentiu-se a necessidade de fraccionar os graus de confiança, existindo 3 graus intermédios entre os graus de confiança principais (por exemplo, A+, A/B e B- entre os graus A e B), como consta na Figura 185.

Realça-se que para além do bom grau de confiança obtido em termos gerais para este caso de estudo, as razões associadas à escolha da classe do parâmetro são, desta forma, sempre conhecidas pela definição do grau de confiança (E-M-B-A).

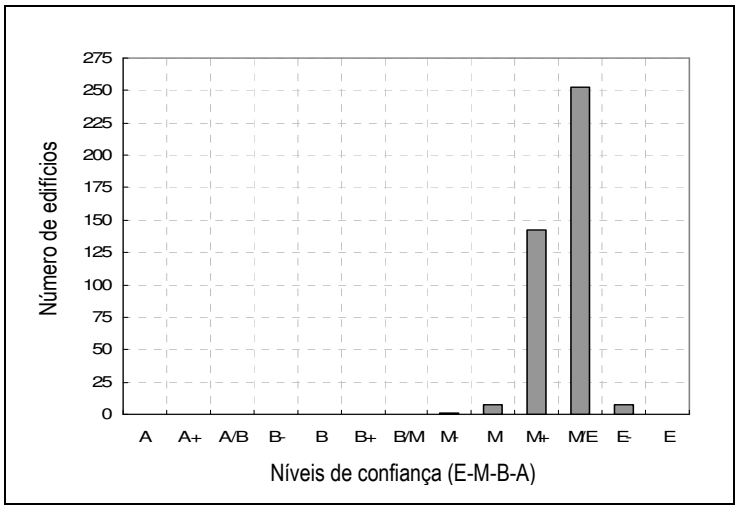


Figura 185: Histograma do grau de confiança obtido para os 410 edifícios

6.10.5 Estimativa de danos

6.10.5.1 Distribuição e cenários de dano

Após avaliação do índice de vulnerabilidade, I_v, com a metodologia proposta, foi estimado o grau de dano médio, μ_D, para cada edifício, com recurso à expressão 6.7. A função de vulnerabilidade hiperbólica, também foi proposta originalmente nos estudos de Sandi *et al.* [1990] e de Sandi e Floricel [1995]. Giovinazzi e Lagomarsino [2004] impulsionaram a sua tradução analítica pela validação baseada na vulnerabilidade observada, isto é, a partir das distribuições de dano contidas nas matrizes de probabilidade de dano, nomeadamente nas indicadas na escala EMS-98 [Grünthal, 1998].

O valor de dano médio, μ_D, (que varia entre 0 a 5) depende do índice de vulnerabilidade definido, V (que pode ser correlacionado com o I_v) da intensidade sísmica, I (EMS-98), e ainda do factor de ductilidade (controlado pelo valor de Q), característica de uma dada tipologia construtiva ou grupo de construções e toma um valor entre 1.5 e 3.0, no caso de construções em alvenaria. Para o presente caso de estudo, o factor de ductilidade utilizado foi de 2.0 (o valor de Q define a inclinação da função de vulnerabilidade, isto é, o incremento de dano com a intensidade). Este é o valor que conduz ao melhor ajuste entre as curvas de vulnerabilidade propostas pela metodologia do GNDT II [GNDT-SSN, 1994] e as curvas de vulnerabilidade da metodologia macrossísmica, pelo confronto estabelecido e apresentado na Secção 6.9.4.3. Os estudos desenvolvidos por Sandi e Floricel [1995] sugerem também este valor para edifícios com moderada ductilidade.

Na Figura 186 são ilustradas as curvas de vulnerabilidade, no formato $I_{EMS\text{-}98}$-μ_D, construídas para o valor médio do índice de vulnerabilidade médio estimado para os edifícios em alvenaria da Baixa de Coimbra ($I_{v,médio}$=38.38), assim como para outros valores característicos da distribuição gaussiana, definidos pela adição e subtracção, de uma e duas vezes do valor obtido para o desvio padrão (σ_{Iv}=7.86) da distribuição do índice de vulnerabilidade médio para os 679 edifícios [Vicente *et al.*, 2007].

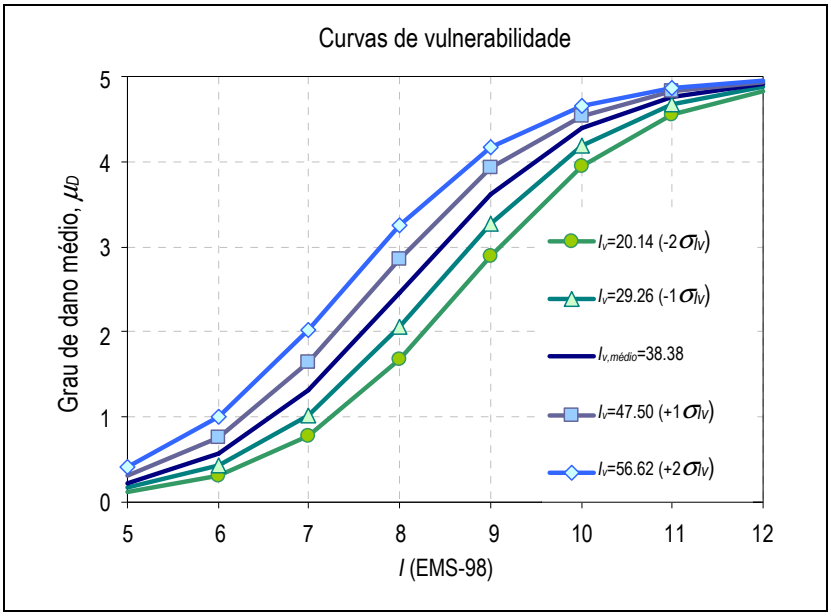


Figura 186: Curvas de vulnerabilidade para o edificado em alvenaria da Baixa de Coimbra

Com o grau de dano médio, μ_D, podem-se definir histogramas de dano para diferentes intensidades sísmicas e valores de vulnerabilidade com base probabilística. Frequentemente são utilizadas as funções de probabilidade binomial e *beta* na construção de histogramas de distribuição de dano [Spence *et al.,* 2003]. A probabilidade associada à função de distribuição de cada grau de dano, D_k, com k ϵ [0, 5] pode ser calculada pela função de distribuição de probabilidade binomial:

$$PMF: \quad p_k = \frac{5!}{k!(5-k)!} \times \left(\frac{\mu_D}{5}\right) \times \left(1-\frac{\mu_D}{5}\right)^{5-k}; \qquad n \geq 0; \quad 0 \leq p_k \leq 1 \tag{6.15}$$

em que: p_k é a probabilidade de ocorrência de um determinado grau de dano, D_k, com k ϵ [0; 5].

O uso de uma função binomial é justificado pela boa aproximação a muitos resultados de danos observados em edifícios pós-sismo [Braga, 1982]. Porém, a sua elevada dispersão conduz a resultados de estimativa de dano sobrestimados ou subestimados mesmo em casos em que a intensidade sísmica é baixa e elevada, correspondendo a valores do grau de dano médio, μ_D, baixo e elevado respectivamente. Uma alternativa

proposta, foi o uso de uma combinação de funções de probabilidade binomiais que do ponto de vista operativo não é muito desejável [Spence *et al.,* 2003].

As distribuições de dano adoptadas neste estudo são construídas a partir de uma função de densidade de probabilidade *beta*, uma vez que o seu uso se apresenta mais versátil, podendo controlar-se a distribuição pelos próprios parâmetros que definem a sua geometria, *t* e *r*, permitindo ajustar a função de distribuição a distribuições de dano resultantes de estudos mais detalhados, no que diz respeito à avaliação da vulnerabilidade [Giovinazzi, 2005], usando a expressão seguinte:

$$PDF: \quad p_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\times\Gamma(t-r)} \times \frac{(x-a)^{r-1}\times(b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}}; \qquad a \le x \le b \tag{6.16}$$

Esta expressão define a função densidade de probabilidade contínua, em que: *r* e *t* são os parâmetros que controlam a geometria da distribuição *beta* (dispersão da função); *a* e *b* os limites da distribuição; e, Γ, a conhecida função *gamma*. Assumindo, *a*=0 e *b*=5, pode-se escrever ainda de forma simplificada:

$$p_\beta(x) = \Gamma(t,r) \times \frac{x^{r-1}(5-x)^{t-r-1}}{5^{t-1}} \tag{6.17}$$

onde: para a variável contínua, *x*, a variância (σ_x^2) e o valor médio (μ_x) são relacionáveis com *r* e *t* do seguinte modo:

$$t = \frac{\mu_x(5-\mu_x)}{\sigma_x^2} - 1 \tag{6.18}$$

$$r = t \times \frac{\mu_x}{5} \tag{6.19}$$

Pretendendo-se uma distribuição discreta, pode-se definir a probabilidade associada a cada grau de dano, D_k, com *k* ϵ [0, 5], da seguinte forma:

$$\begin{aligned} P(D_0) &= p(0) = \int_0^{0.5} k(t,r)\cdot x^{r-1}(5-x)^{t-r-1}dx \\ P(D_k) &= p(k) = \int_{k-0.5}^{k+0.5} k(t,r)\cdot x^{r-1}(5-x)^{t-r-1}dx \qquad k=1,\ 2,\ 3 \text{ ou } 4 \\ P(D_5) &= p(5) = \int_{4.5}^{5} k(t,r)\cdot x^{r-1}(5-x)^{t-r-1}dx \end{aligned} \tag{6.20}$$

A distribuição discreta de dano é assim caracterizada pelo grau de dano médio, μ_D, e pela sua variância (σ_D^2). Assumindo uma relação análoga entre os parâmetros da distribuição *beta* discreta e contínua, obtém-se a seguinte expressão que define a variância da distribuição discreta de dano:

$$\sigma_D^2 = \frac{\mu_D \times (b + a - \mu_D) - b \times a}{t + 1} \tag{6.21}$$

A variância, σ_D^2, é definida em função do grau de dano médio, μ_D, e dos parâmetros *a*, *b* e *t*. O valor de *t* escolhido corresponde ao valor da variância intrínseca das distribuições constantes nas matrizes de probabilidade de dano da escala EMS-98 [Grünthal, 1998], como proposto pela metodologia macrossísmica para todas as diferentes intensidades. A distribuição de dano é assim caracterizada por um valor do grau de dano médio, μ_D, com uma dispersão dada pelo desvio padrão (ou variância ao quadrado) correspondente ao parâmetro *t* (parâmetro que define a geometria da distribuição *beta*) [Vicente *et al.*, 2007].

O valor do grau de dano médio, μ_D, é obtido em função da vulnerabilidade e da intensidade, como exposto na expressão 6.7, não sendo definida a variância previamente, e por esta razão, a dispersão e geometria da distribuição de dano é definida pelo grau de dano médio, μ_D, e o parâmetro *t*. Os valores de *t* são escolhidos usando a informação deduzida da escala macrossísmica europeia, EMS-98 [Grünthal, 1998], porque contêm como já exposto na Secção 6.9.4.2, uma MPD linguística implícita, associada a cada classe de vulnerabilidade e diferentes intensidades, mesmo que de uma forma incompleta e vaga. Interpretando e completando estas matrizes numericamente, com recurso às funções de pertença (*membership functions*) e ainda a teoria dos conjuntos difusos (*fuzzy set theory*) [Bernardini *et al.*, 2007a], é possível obter um desvio padrão e valor médio da distribuição de dano para cada classe de vulnerabilidade (tipologia construtiva) e para cada intensidade macrossísmica [Bernardini *et al.*, 2007b]. Desses valores pode-se definir o valor do parâmetro *t*, como definido na expressão 6.18.

Na Figura 187 apresenta-se, a título de exemplo, duas distribuições de dano estimadas, usando distribuições beta (*t*=12; *a*=0; *b*=5), para as intensidades sísmicas VIII e IX, para o valor médio do índice de vulnerabilidade estimado para todos os edifícios da Baixa de Coimbra, $I_{v,médio}$=38.38.

De seguida, é apresentada a distribuição dos valores do grau de dano médio, μ_D, para cada um dos 679 edifícios com recurso à ferramenta SIG desenvolvida. Nas Figuras 188 a 191 observam-se cenários de dano para a acção sísmica caracterizada por uma intensidade que varia desde VII, (que corresponde à máxima intensidade sentida na região de Coimbra, terramoto de 1755), até à intensidade X (valor correspondente para a cidade de Lisboa, relativo ao mesmo evento sísmico). O mapeamento do grau médio de dano, com

recurso ao SIG, permite a identificação e análise espacial de zonas com maior risco. No entanto, esta estimativa de dano é apenas o primeiro passo na avaliação do risco. A avaliação de perdas económicas e humanas será efectuada na Secção 6.10.6.

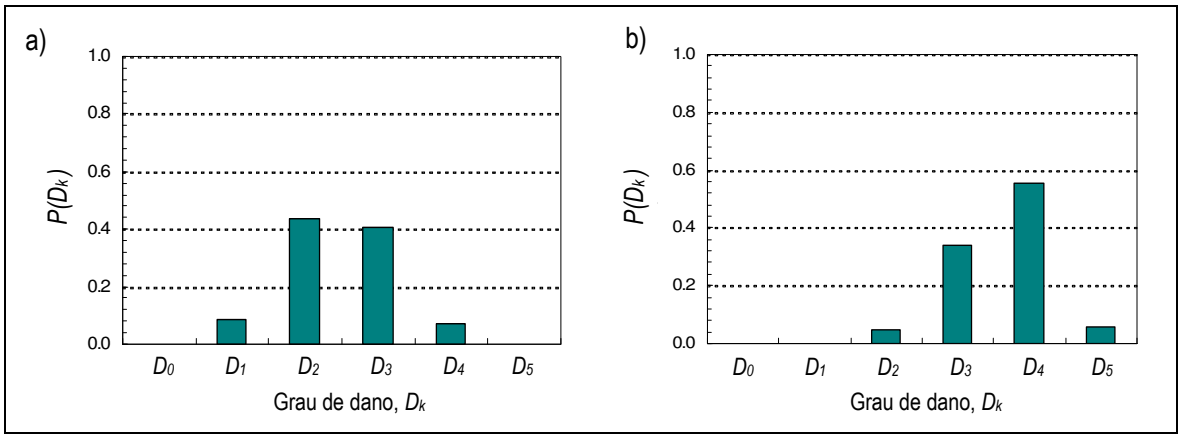


Figura 187: Distribuição de dano estimado para I_v=38.38: a) *I*(EMS-98)=VIII; b) *I*(EMS-98)=IX

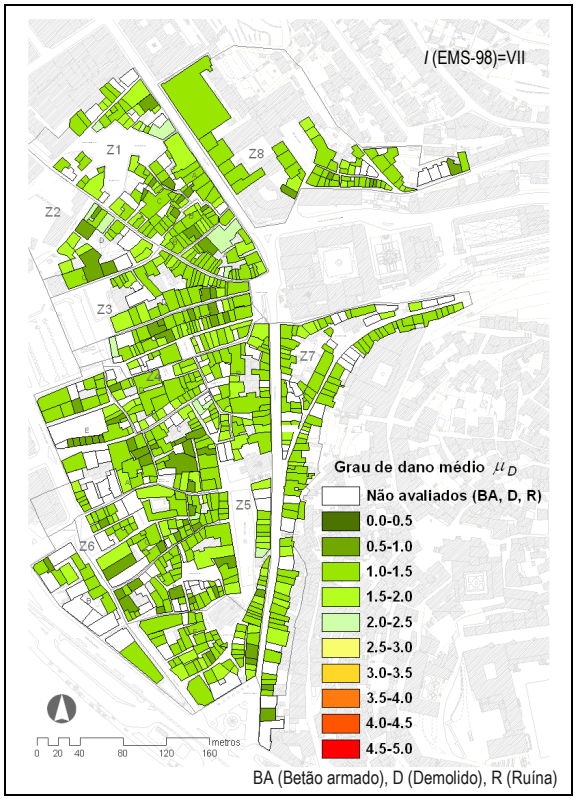


Figura 188: Cenário de dano para *I*(EMS-98)=VII

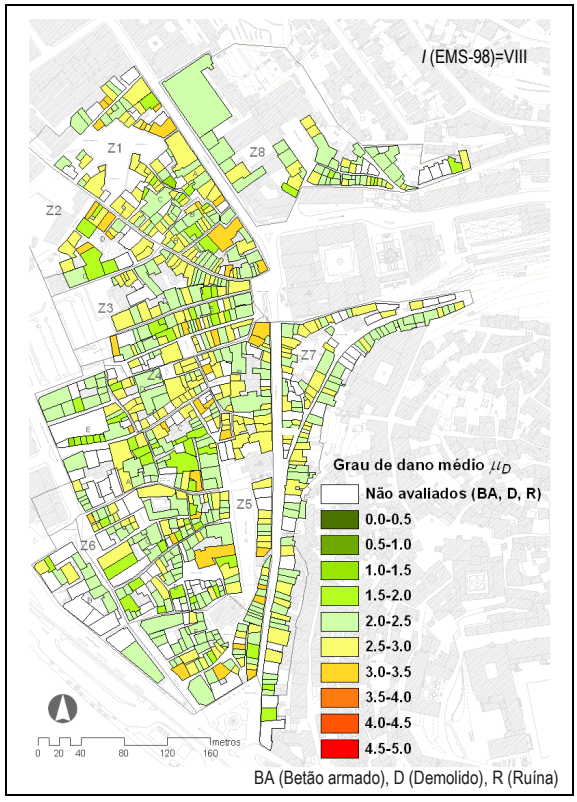


Figura 189: Cenários de dano para *I*(EMS-98)=VIII

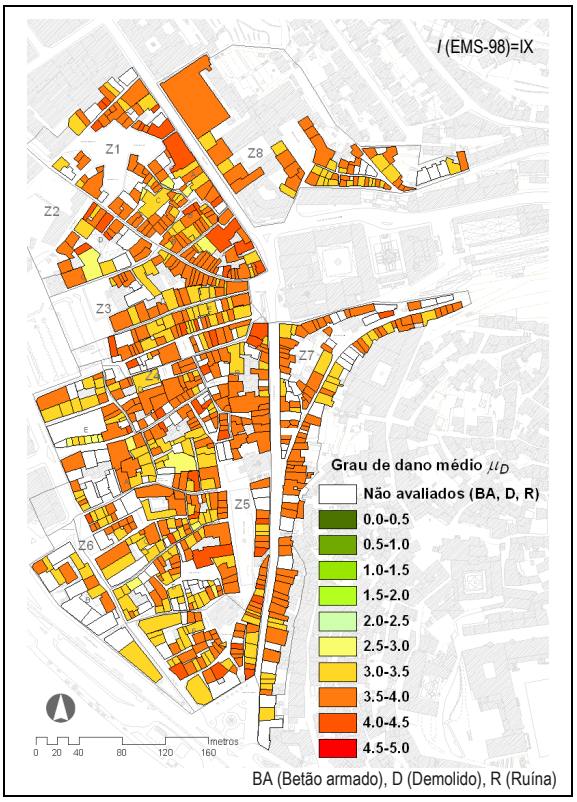


Figura 190: Cenário de dano para *I*(EMS-98)=IX

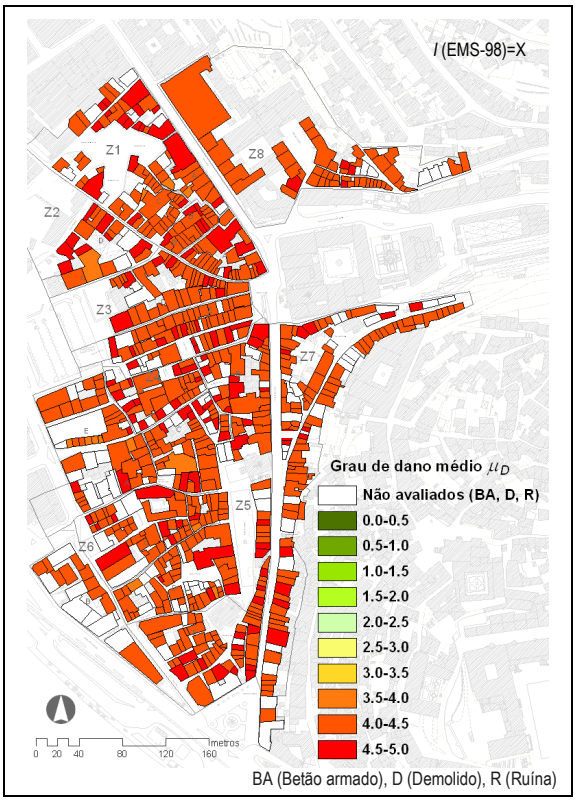


Figura 191: Cenário de dano para *I*(EMS-98)=X

Da observação das Figuras 189 e 190 verifica-se que o grau de dano médio, μ_D, estimado para o cenário com intensidade VIII, varia entre 1.3 e 3.6, e para o cenário com intensidade IX, entre 2.5 e 4.4. Estes resultados revelam valores preocupantes para os edifícios muito vulneráveis ($I_v > I_{v,médio}$), para os quais são esperados danos moderados ($2 \leq \mu_D < 3$), severos ($3 \leq \mu_D < 4$) e em alguns casos o colapso, $\mu_D \geq 4$.

6.10.5.2 Curvas de fragilidade

As distribuições de dano obtidas usando a função *beta*, representam a probabilidade associada a cada um dos graus de danos, D_k, (de 0 a 5). As curvas de fragilidade constituem uma outra forma de representação do dano esperado, e definem a probabilidade de excedência de um determinado grau/estado de dano e são obtidas directamente da função de densidade *beta* cumulativa, para uma determinado valor do índice de vulnerabilidade representativo de uma classe tipológica ou de um edifício.

Tal como as curvas de vulnerabilidade, as curvas de fragilidade definem a relação entre a intensidade sísmica e o dano (definida por cinco estados), em termos de uma função de probabilidade contínua, expressando assim a probabilidade cumulativa condicional de atingir ou superar determinado estado de

dano. As probabilidades discretas, $P(D_k=d)$ são obtidas pela diferença das probabilidades cumulativas $P_D[D_i \geq d]$:

$$P(D_k = d) = P_D[D_k \geq d] - P_D[D_{k+1} \geq d] \tag{6.22}$$

Na Figura 192 observam-se as curvas de fragilidade obtidas para um valor do índice de vulnerabilidade médio de $I_{v,médio}$=38.38, e ainda para um valor médio adicionado do valor do desvio padrão ($I_v+\sigma_{Iv}$=47.50). No Capítulo 7 será analisada, de forma exaustiva, a utilização e descrição detalhada das curvas de fragilidade, uma vez que se discutirá a definição dos diversos estados de dano.

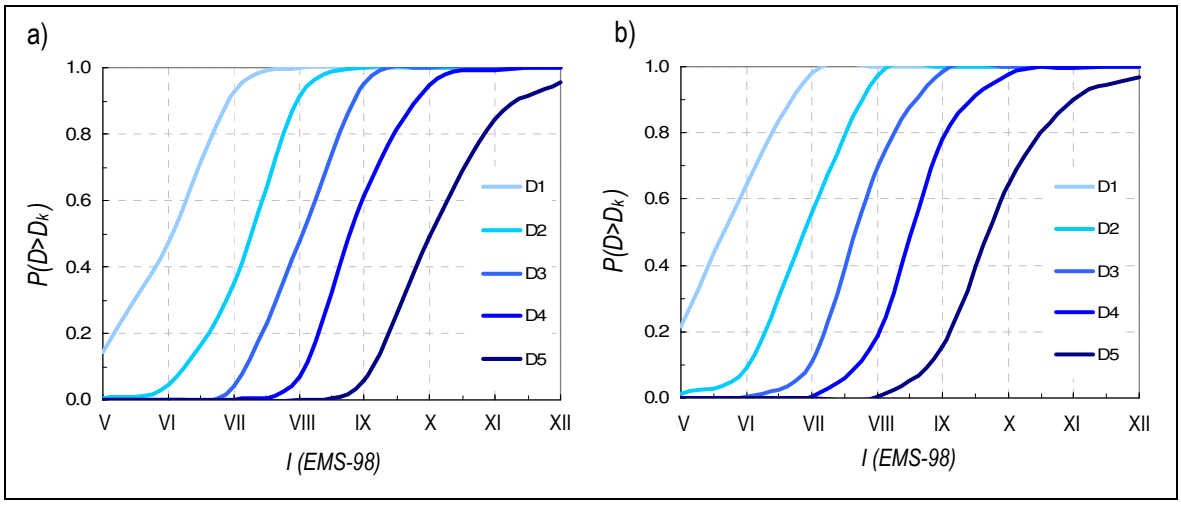


Figura 192: Curvas de fragilidade: a) I_v=38.38; b) I_v=47.50

6.10.6 Avaliação de perdas

Nesta secção apresenta-se a avaliação das perdas a partir dos resultados da estimativa de dano. Existem vários métodos propostos para estimar perdas em função das probabilidades de ocorrência de determinado grau de dano. Os resultados relativamente à avaliação das perdas são expostos e discutidos de duas formas:

i) Construção de cenários de dano através de distribuições probabilísticas globais utilizando valores representativos do índice de vulnerabilidade dos 679 edifícios avaliados da Baixa de Coimbra ($I_{v,médio}$-2σ_{Iv}; $I_{v,médio}$-1σ_{Iv}; $I_{v,médio}$; $I_{v,médio}$+1σ_{Iv}; $I_{v,médio}$+2σ_{Iv});

ii) Utilizando o sistema SIG, estimando as perdas edifício a edifício, visualizando cenários de perdas com a possibilidade de combinar ainda os resultados do cálculo probabilístico com outras características e aspectos do edificado. Os algoritmos de cálculo da vulnerabilidade, danos e perdas (funções probabilísticas) foram programadas e implementadas (criação de novos menus) na ferramenta SIG, permitindo para além de visualizar os resultados de forma espacial e célere, editar informação sobre o edificado e cruzar resultados e informação à escala do edifício (ver Figura 193).

Esta possibilidade de manipulação e edição da informação introduz a valência de análise e estudo, construindo diversos cenários e permitindo análises de sensibilidade. Por exemplo, no caso de se reduzir a vulnerabilidade pela definição de estratégias de reforço que afectem determinados parâmetros na definição e cálculo do índice de vulnerabilidade, é possível avaliar automaticamente a redução das perdas económicas e humanas subsequentes.

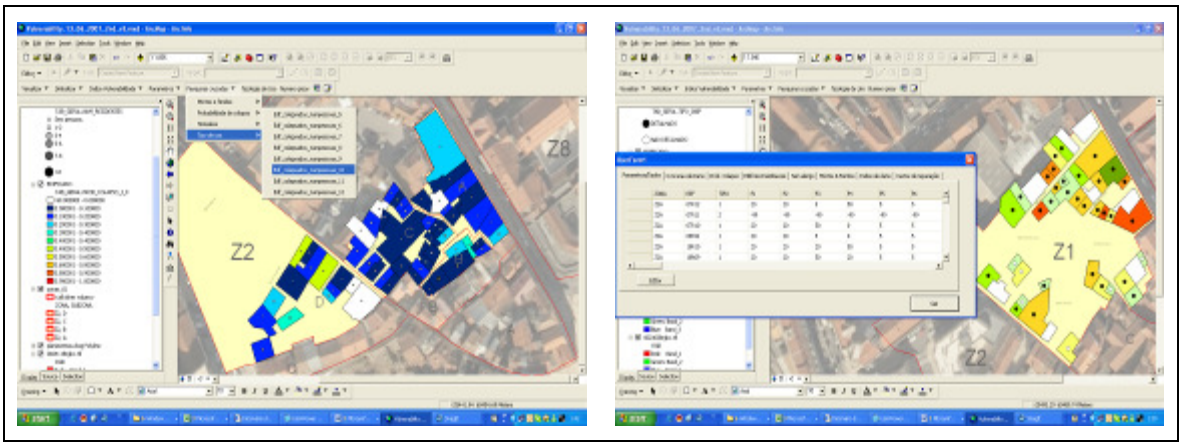


Figura 193: Exemplo do ambiente de trabalho da ferramenta desenvolvida numa plataforma SIG

Os modelos de estimativa de perdas são inevitavelmente dependentes do nível de dano físico, passando pela definição de correlações entre a probabilidade de atingir determinado nível de dano e a probabilidade de diferentes fenómenos de perda (como são as probabilidades de colapso dos edifícios, inutilização dos edifícios por falta de condições de segurança para desempenharem a sua função de habitabilidade, probabilidade de ocorrência de mortos e feridos, etc.).

Os procedimentos mais utilizados são naturalmente baseados na estimativa e observação de dano, como são propostas na HAZUS [1999] baseada em dados do ATC-13 [1985], e do GNDT-SSN decorrente do trabalho de Bramerini *et al.* [1995].

6.10.6.1 Colapso e inutilização dos edifícios

Neste trabalho e de entre as várias propostas, adoptou-se a do *Servizio Sísmico Nazionale*, SSN [Bramerini *et al.*, 1995] para avaliar as probabilidades de colapso e inutilização dos edifícios para as funções que desempenhavam antes da ocorrência de um sismo. De forma a estimar as perdas, são estabelecidas expressões de carácter empírico, combinando os valores da probabilidade de ocorrência de determinados graus de dano associando-lhes pesos.

Basicamente, as probabilidades associadas à ocorrência de determinados graus de dano (ou até da probabilidade de excedência), são utilizadas na definição e estimativa das perdas afectadas de um peso que lhe é atribuído, variando de 0 a 1, que representa na verdade uma percentagem. O procedimento do SSN [Bramerini *et al.*, 1995] e HAZUS [1999] indica valores distintos para estes pesos. Neste trabalho optou-se pelo uso dos seguintes valores: $W_{ei,3}$=0.4; $W_{ei,4}$=1.0; $W_{ei,5}$=1.0.

Os graus de dano moderado (D_3 *e* D_4) estão associados à probabilidade dos edifícios ficarem inutilizáveis, e o elevado valor de dano (D_5) à probabilidade de colapso. Para obtenção desta probabilidade de colapso ou da probabilidade da inutilização dos edifícios (isto é, que não permitem a sua reocupação após ocorrência do sismo), usaram-se as seguintes expressões:

$$P_{colapso} = P(D_5) \tag{6.23}$$

$$P_{edificios\ inutilizáveis} = P(D_3) \times W_{ei,3} + P(D_4) \times W_{ei,4} \tag{6.24}$$

em que: $P(D_i)$ é a probabilidade de ocorrência de determinado nível de dano (D_1 a D_5); e, $W_{ei,j}$ são os pesos, que indicam a percentagem de edifícios associados aos níveis de dano, D_i, que sofrem colapso ou que são considerados inutilizáveis.

Na Figura 194 expressam-se as probabilidade associadas a diferentes valores de vulnerabilidade (índice de vulnerabilidade médio, $I_{v,médio}$=38.38, e outros valores do índice de vulnerabilidade subtraídos ou somados do valor do desvio padrão da distribuição normal definida na Figura 174-b ($I_{v,médio}$-$2\sigma_{Iv}$; $I_{v,médio}$-$1\sigma_{Iv}$; $I_{v,médio}$+$1\sigma_{Iv}$; $I_{v,médio}$+$2\sigma_{Iv}$). Refira-se que o número de edifícios inutilizáveis decresce com a intensidade à medida que o número de edifícios que sofrem colapso aumenta.

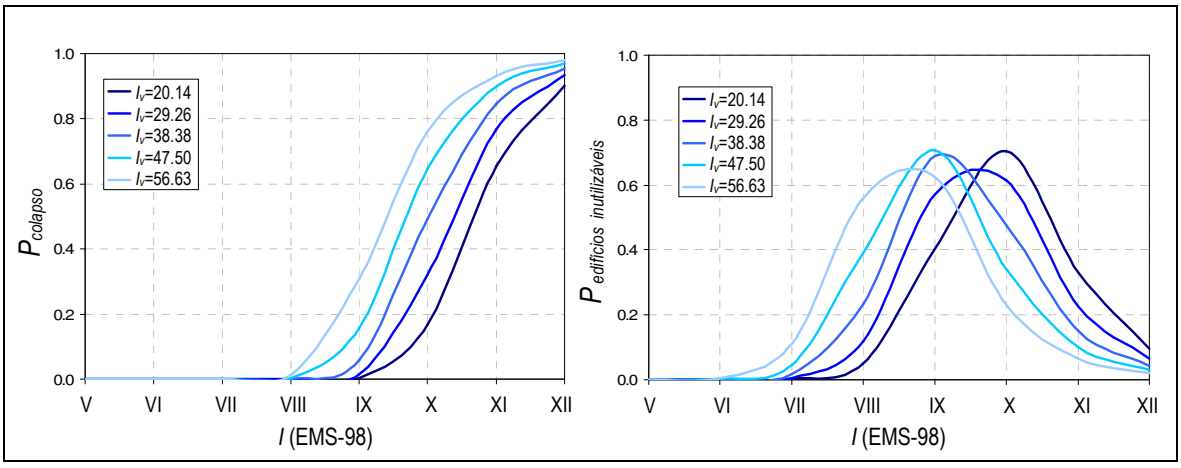


Figura 194: Probabilidade de colapso e inutilização dos edifícios para diferentes valores do I_v

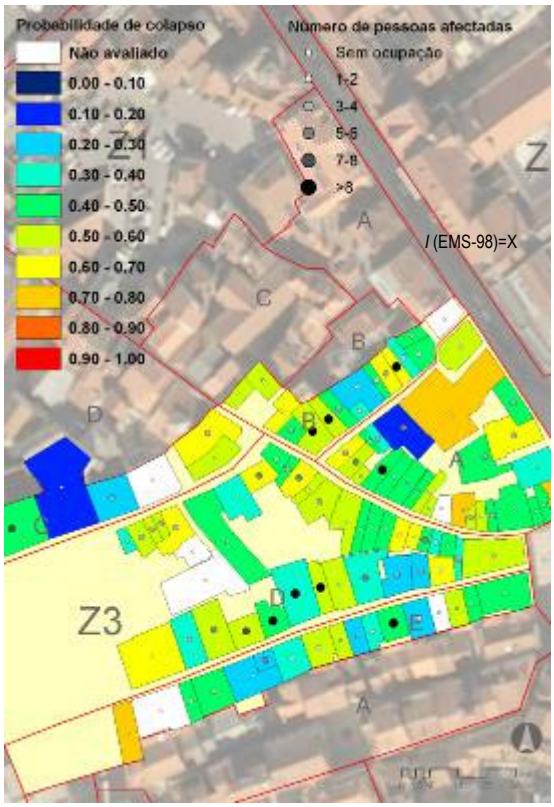
Para um sismo de moderada a alta intensidade, considerando as intensidades VII, VIII, IX e X na escala macrossísmica europeia, EMS-98 [Grünthal, 1998], e para o valor médio da vulnerabilidade estimado para os 679 edifícios da Baixa de Coimbra ($I_{v,médio}$ =38.38), calcularam-se os efeitos resultantes do produto da probabilidade pelo número de edifícios, expressando-os em termos de número total (ver na Tabela 42).

Tabela 42: Resultados da estimativa de colapsos e edifícios inutilizáveis

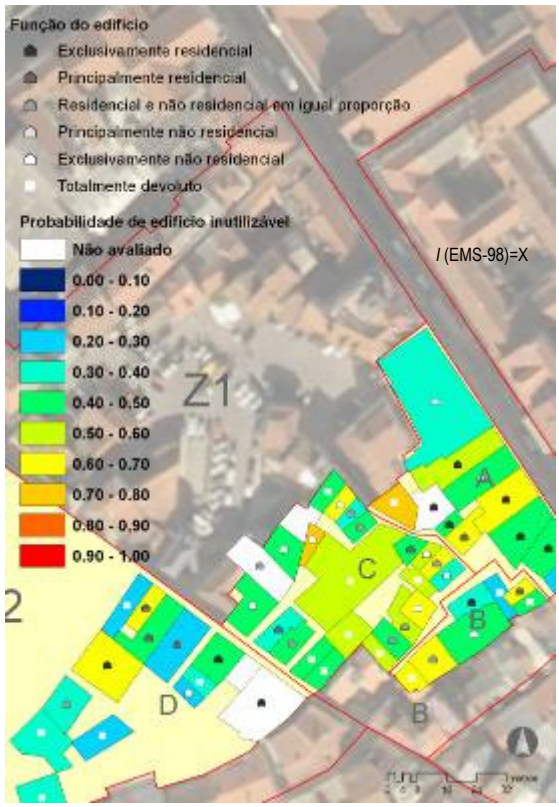
Número total de edifícios: 679	Intensidade sísmica, *I* (EMS-98)			
	VII	VIII	IX	X
Colapsos	0	1 (0.14%)	39 (5.74%)	334 (49.1%)
Edifícios inutilizáveis	11 (1.62%)	158 (23.2%)	468 (68.9%)	324 (47.7%)

Recorrendo à ferramenta SIG, a avaliação das perdas pode ser efectuada edifício a edifício (cada polígono tem um código único, ID code), para os quais é estimado o índice de vulnerabilidade, grau de dano médio, μ_D, e consequentemente o cálculo das probabilidades para a avaliação das perdas.

É possível combinar informação, como se pode observar na Figura 195, onde se cruzam as perdas estimadas (cálculo de probabilidades), com o número de habitantes e tipo de utilização dos edifícios. São especialmente preocupantes os resultados que combinam elevadas taxas de ocupação dos edifícios e probabilidade de colapso acima dos 70%.



Probabilidade de colapso e ocupação dos edifícios



Tipo de utilização do edifício e probabilidade do edifício ficar inutilizável

Figura 195: Cenários de perda (probabilidade de colapso e inutilização dos edifícios) e cruzamento de informação

6.10.6.2 Perdas humanas e desalojamento

Durante o último século ocorreram mais de 1250 sismos fortes e consequentemente mais de 1.5 milhões de pessoas morreram em consequência desses eventos [Coburn e Spence, 2002]. No entanto, as taxas de mortalidade são sempre superiores aos números oficiais. A salvaguarda da vida humana é indubitavelmente o maior dos propósitos das estratégias de gestão de risco sísmico. A perda de vida é a mais preocupante consequência dos sismos, muito para além dos prejuízos materiais.

As metodologias para estimar o número de mortos e feridos graves não são uma matéria consensual, reconhecendo que, mesmo de forma empírica, o seu conhecimento é de fulcral interesse na protecção da vida e naturalmente no planeamento de situações de emergência. As formas de estimativa de perda de vida humana e de número de feridos têm sido propostos por vários autores como função directa da intensidade ou magnitude da acção sísmica, ou através de correlações com o dano físico sofrido pelos edifícios, à semelhança do que foi exposto na secção anterior. De entre as várias metodologias propostas para estimar a

mortalidade e o número de feridos, referem-se as mais conhecidas neste domínio, nomeadamente: Coburn e Spence, [2002]; Tiedemann [1989]; HAZUS [1999]; Bramerini *et al.* [1995].

Por uma questão de coerência e consistência dos resultados, foi utilizada a proposta do *Servizio Sismico Nazionale* [Bramerini *et al.*, 1995] para estimar o número de mortos/feridos graves e de desalojados. A estimativa destas taxas pode também ser calculada em função da probabilidade de ocorrência de determinado grau de dano, pelas expressões seguintes:

$$P_{mortos\ e\ feridos\ graves} = 0.3 \times P(D_5) \tag{6.25}$$

$$P_{desalojamento} = P(D_3) \times W_{ei,3} + P(D_4) \times W_{ei,4} + 0.7 \times P(D_5) = P_{edifícios\ inutilizáveis} + 0.7 \times P(D_5) \tag{6.26}$$

Interpretando a expressão 6.25, considera-se que 30% dos residentes que habitam em edifícios que venham a colapsar (probabilidade de atingir ou exceder o grau de dano 5) sucumbam ou ficam gravemente feridos, enquanto que a probabilidade de pessoas a precisar de abrigo provisório é exprimida pela expressão 6.26 que considera que 100% das pessoas residentes em edifícios considerados inutilizáveis e os restantes 70% dos residentes dos edifícios que colapsam, não poderão reocupar suas habitações após a ocorrência de um sismo, considerando-se estes desalojados.

Refira-se que, no que diz respeito ao número de mortos e feridos graves, a taxa de ocupação dos edifícios depende decisivamente da hora do dia em que ocorra o sismo, facto que não é considerado neste procedimento simplificado. Por exemplo, no caso de ocorrer um sismo de madrugada a taxa de mortalidade e feridos graves é subestimada pela expressão 6.25.

Na Figura 196 observam-se as curvas de ocorrência de probabilidade de mortos e de feridos graves e de desalojados associadas a diferentes valores de vulnerabilidade: índice de vulnerabilidade médio, $I_{v,médio}$= 38.38 e outros valores do índice de vulnerabilidade subtraídos ou somados do valor do desvio padrão da distribuição normal definida na Figura 184-b, ($I_{v,médio}$-$2\sigma_{Iv}$; $I_{v,médio}$-$1\sigma_{Iv}$; $I_{v,médio}$+$1\sigma_{Iv}$; $I_{v,médio}$+$2\sigma_{Iv}$).

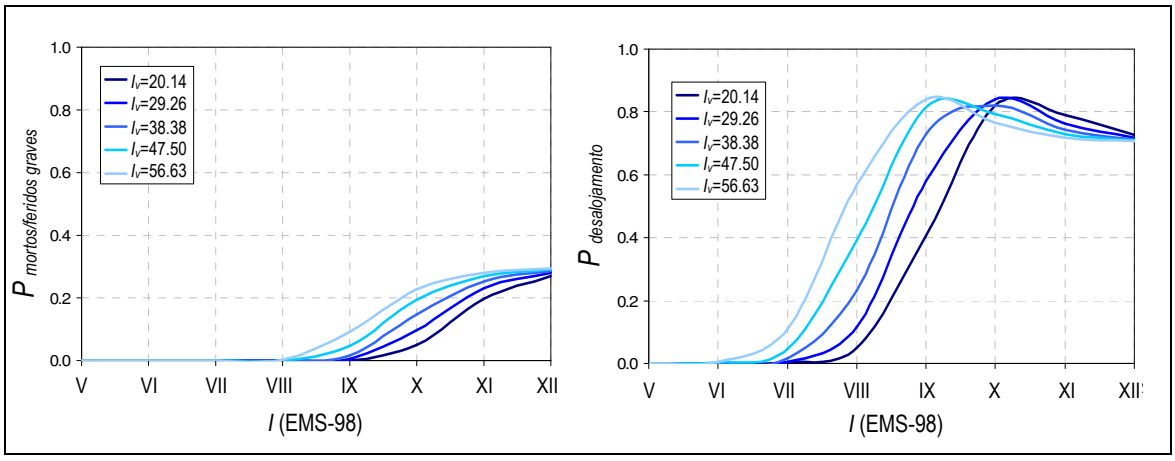


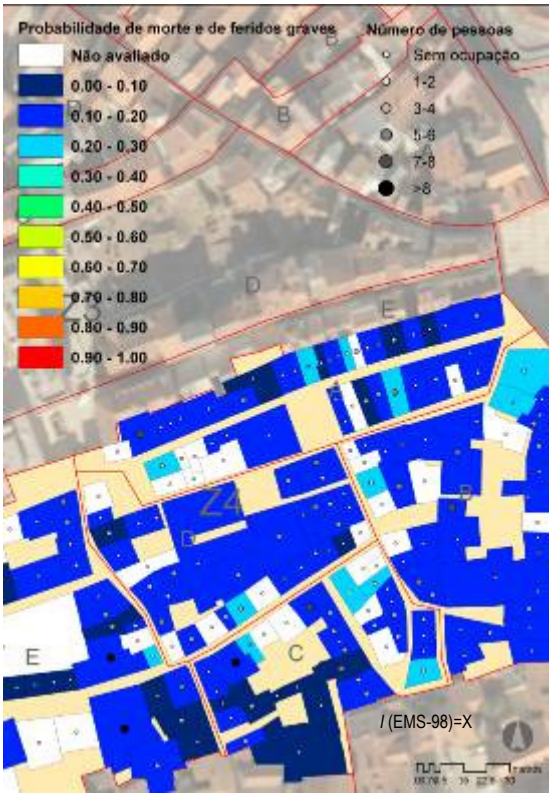
Figura 196: Probabilidade de ocorrência de mortos/feridos graves e de desalojamento para diferentes valores do I_v

Analisam-se quatro cenários, com intensidade sísmica de VII, VIII, IX e X, de acordo com a escala macrossísmica, fornecendo resultados relativos ao número e percentagem de mortos e feridos graves, bem como da população residente desalojada (ver Tabela 43). Note-se a elevada percentagem de residentes que podem ficar desalojados, para intensidades sísmicas de VIII, revelando a importância que deve ser dada e a preocupação da capacidade de resposta, por parte das entidades competentes, no que diz respeito à necessidade de realojamento temporário no caso de ocorrência de um sismo de intensidade superior a VII.

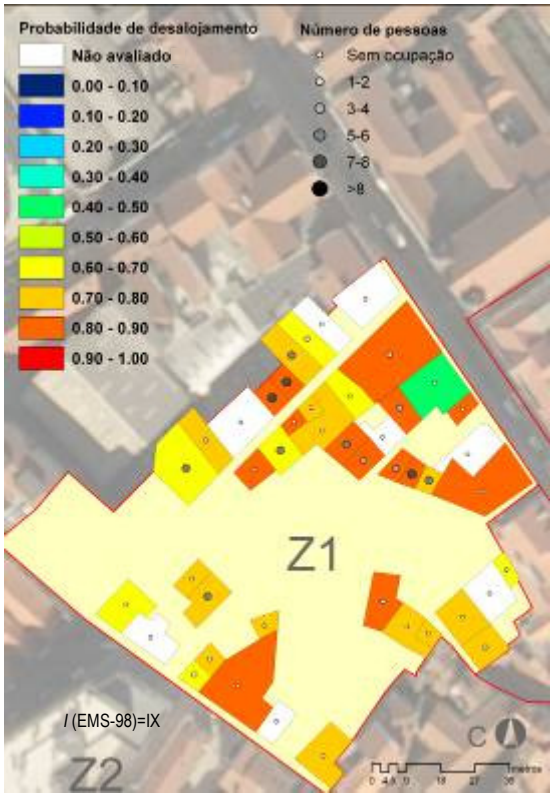
Tabela 43: Resultados da estimativa de mortos, feridos graves e desalojados

Número total de pessoas: 1800	Intensidade sísmica, *I* (EMS-98)			
	VII	VIII	IX	X
Desalojados	30 (1.67%)	419 (23.3%)	1313 (72.9%)	1478 (82.1%)
Mortos e feridos graves	0	0	31 (1.72%)	265 (14.7%)

Numa perspectiva de individualizar os resultados por cada edifício com recurso ao SIG, na Figura 197, pode observar-se exemplos de cruzamento de informação entre a probabilidade de perda de vida humana e as taxas de ocupação dos edifícios (resultante do levantamento socio-demográfico da área de estudo). Mais uma vez se mostra a utilidade da criação destes cenários, na identificação de edifícios e áreas mais afectadas no apoio ao planeamento de acções de resgate e salvamento [Balbi *et al.*, 2006].



Probabilidade de ocorrência de morte e de feridos graves e ocupação dos edifícios



Probabilidade de ocorrência de desalojamento e ocupação dos edifícios

Figura 197: Cenários de perda (probabilidade de ocorrência de mortos/feridos graves e desalojamento) e cruzamento de informação

6.10.6.3 Perdas económicas e estimativa de custos de reparação

Os danos, como já descrito na Secção 6.10.5.1, podem ser interpretados através de um índice económico que representa o quociente entre o custo de reparação e de substituição, interpretado como um custo de reparação relativo ao valor original do edifício [Benedetti e Petrini, 1984]. A correlação entre os graus de dano e os custos de reparação e reconstrução é obtida pelo processamento e tratamento de dados pós-sismo. Várias correlações entre os graus de dano e os custos de reparação e reconstrução são avançadas por vários autores, como já indicado na Tabela 38.

A correlação estabelecida por Dolce *et al.* [2005] resulta do tratamento dos inquéritos do GNDT-SSN dos eventos sísmicos de Umbria-Marché, em 1997, e de Pollino em 1998, relativamente à informação de acções de intervenção, avaliando os custos globais de reparação em mais de 50000 edifícios.

A correlação assume valores do índice de dano económico (d_e) mais próximos para os graus de dano mais elevados D_4 e D_5, tal como para os graus de dano baixos D_1 e D_2. Esta constatação é também corroborada

pelo trabalho de Di Pasquale e Goretti [2001] no tratamento de informação pós-sismo. Refira-se ainda que os valores dos custos de reparação, consideram um custo de reforço intrínseco, do qual dificilmente é dissecável, isto é, qualquer acção de reparação introduz geralmente um grau de reforço ou beneficiação à construção intervencionada.

A estimativa dos custos de reparação para um dado evento sísmico de intensidade *I*, $P[R|I]$ pode ser obtida pelo produto da probabilidade condicionada do custo de reparação ao nível de dano, $P[R|D_k]$ (expressa pelos valores da Tabela 38) com a probabilidade condicionada do dano à vulnerabilidade do edifício e à intensidade sísmica, $P[D_k|I_v, I]$, podendo-se escrever da seguinte forma:

$$P[R|I] = \sum_{D_k=1}^{5} \sum_{I_v=0}^{100} P[R|D_k] \times P[D_k|I_v, I] \tag{6.27}$$

Para estimar os custos de reparação associados a diferentes valores de vulnerabilidade utilizados na avaliação de perdas ($I_{v,médio}$, $I_{v,médio}+2\sigma_{Iv}$, $I_{v,médio}-2\sigma_{Iv}$), considerou-se para o edificado da Baixa de Coimbra um valor imobiliário médio, de 1000€/m^2 (valor calculado com recurso ao portal *http://www.e-financas.gov.pt*). Na Figura 198 apresentam-se os custos de reparação globais para toda a área de estudo (697 edifícios) em função da intensidade sísmica.

Observa-se que para as intensidades sísmicas V a IX, a diferença dos custos de reparação, para o valor do índice de vulnerabilidade médio, $I_{v,médio}$ e para os outros valores ($I_{v,médio}+2\sigma_{Iv}$,, $I_{v,médio}-2\sigma_{Iv}$) é substancialmente diferente. Para intensidades mais elevadas esta diferença é menor, devido à severidade da acção que conduz a valores de dano elevados, mesmo para valores de vulnerabilidade moderada. Tendo em conta a perigosidade da região de Coimbra, os resultados para o intervalo de intensidade de VII a VIII devem merecer maior consideração, uma vez que correspondem às intensidades históricas máximas daquela região na escala de Mercalli modificada, que tem correspondência directa com a escala macrossísmica europeia EMS-98 [Grünthal, 1998].

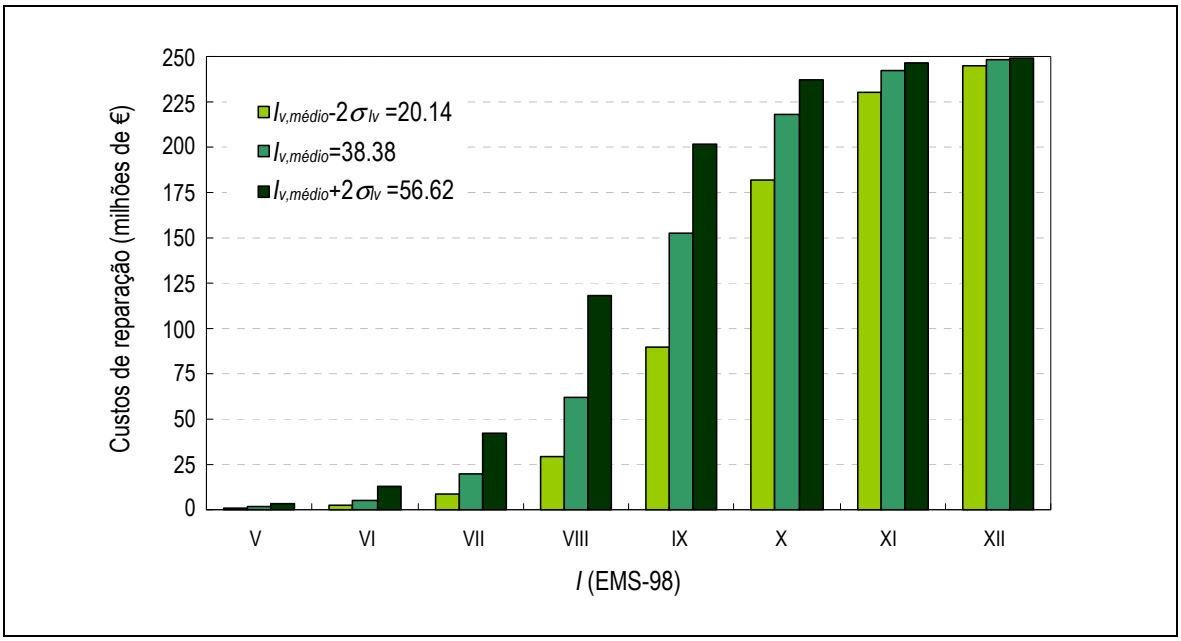


Figura 198: Estimativa de custos de reparação

Note-se que os custos de reparação total estimados, em relação ao custo de reposição para todo o edificado da área em estudo, são de 3.4% para *I* (EMS-98)=VII e de 35.7% para *I* (EMS-98)=IX. Para sublinhar o impacto económico de um eventual sismo refira-se, por exemplo, que para uma intensidade sísmica de VIII, o custo total de reparação dos edifícios afectados ronda 60% do valor do orçamento municipal para a cidade de Coimbra para o valor médio do índice de vulnerabilidade ($I_{v,médio}$=38.38).

6.11 Comentários finais

Os objectivos do processo de reabilitação e renovação urbana do centro histórico de Coimbra centravam-se essencialmente em questões relacionadas com as necessidades de conservação e ainda no desenvolvimento de uma plataforma de gestão urbana. Mas, bem no início do desenvolvimento do projecto se percebeu que um processo desta natureza não é sustentável se não abranger a avaliação da qualidade e segurança dos sistemas estruturais do edificado, e particularmente em relação à vulnerabilidade sísmica e consequente risco sísmico associado.

As vantagens dos estudos de vulnerabilidade não se esgotam apenas pela estimativa de danos e na definição de risco associado à acção sísmica. A aplicação do conceito de risco abrange outras preocupações tais como: desenho e reorganização urbana, tomada de decisões sobre a reconversão ou demolição de edifícios vulneráveis, localização de serviços essenciais (hospitais, por exemplo), definição de vias de evacuação e de acesso rápido no apoio a áreas mais vulneráveis e ainda os planos de salvaguarda de bens e pessoas, por parte de organismos de protecção civil. Todos estes requerem estudos de vulnerabilidade.

A metodologia de avaliação da vulnerabilidade proposta e desenvolvida, revela-se muito fiável em consequência do elevado nível de informação e análise das características dos edifícios. O uso e implementação desta metodologia permitiu uma avaliação detalhada num grande número de edifícios da Baixa de Coimbra, e a possibilidade de esta ser complementada para os outros edifícios da mesma tipologia com um grau de informação disponível inferior, o que permitiu a construção de cenários completos, necessários na gestão e mitigação do risco sísmico. Esta metodologia proposta é aplicável a construções em alvenaria de outras regiões, mas salvaguarda-se a eventual necessidade de ser adaptada, ou ligeiramente modificada, para ter em conta características muito específicas das construções a avaliar.

A metodologia proposta para a avaliação da vulnerabilidade sísmica é uma combinação de uma metodologia tipológica com uma convencional, baseada na observação de danos, com uma componente estatística que a torna interessante como metodologia de *first level*. Reconhecida a sua aplicabilidade, é muito interessante para análise de regiões ou grandes áreas. Esta metodologia permite identificar 14 parâmetros fundamentais que regem o comportamento e a resposta sísmica dos edifícios, permitindo indirectamente identificar fragilidades e problemas estruturais recorrentes dos edifícios mais vulneráveis que necessitem de intervenções de carácter urgente pela elevada vulnerabilidade que apresentam.

Inevitavelmente, a incerteza associada a este tipo de metodologias é uma característica da sua aplicação, mas provou-se pela aplicação feita ao caso da Baixa de Coimbra, que o nível de confiança é muito elevado. Duas grandes vantagens caracterizam esta metodologia, nomeadamente a limitada utilização de recursos, por um lado, e por outro, o facto desta metodologia poder ser associada e confrontada com modelos mais complexos (mecânicos, numéricos e até experimentais), que utilizem o mesmo nível de informação, como por exemplo, resultados de caracterização mecânica dos materiais, prospecções locais e registos geométricos mais rigorosos, com consequente acréscimo do rigor na avaliação.

Os cenários de dano estudados, permitem afirmar que existe uma boa correlação com as fragilidades e características estruturais identificadas nos edifícios. Mesmo numa região de baixa a moderada perigosidade, como é o caso de Coimbra, o nível de dano poderá ser elevado, uma vez que a vulnerabilidade do edificado é elevada e relevante para uma zona com valor patrimonial e histórico. Na mitigação do risco sísmico, a redução dos níveis de perda é possível apenas pela actuação sobre a vulnerabilidade do edificado e em muito poucos casos sobre a exposição e a perigosidade.

A gestão do risco sísmico de centros urbanos antigos é normalmente tratada sem recurso a uma ferramenta de planeamento eficaz. São reconhecidas as vantagens de uma ferramenta de avaliação e apoio à decisão apoiada num SIG, associada a uma base de dados relacional na gestão do edificado. As acções de análise

de vulnerabilidade à escala do centro histórico, de criação de cenários de danos, de estimativa de perdas e custos, são certamente importantes na posterior definição da estratégia na redução do risco de perdas de valor patrimonial, por vezes de incalculável valor cultural, mas que constituem parte da nossa identidade nacional. Os resultados assim expostos, com recurso à ferramenta SIG desenvolvida, são claramente importantes na valorização dos mesmos e na criação de valor no processo de planeamento e gestão urbana, como no apoio de definição de estratégias de intervenção prioritária (reforço e reabilitação do património), protecção e planeamento de emergência.

É evidente que a cronologia da construção nos centros históricos e nomeadamente no que diz respeito às ligações entre elementos construtivos e partilha de paredes meeiras, constituem pontos de análise de fragilidades e de comportamento conjunto que não devem ser desconsiderados. Daí que a metodologia proposta neste trabalho para a avaliação da vulnerabilidade deve ser complementada com a avaliação da vulnerabilidade de outros mecanismos, nomeadamente, das paredes de fachada susceptíveis ao colapso para fora do seu plano e dos quarteirões (constituindo agregados estruturais complexos), caracterizada pela interacção entre edifícios, de forma a complementar a análise da vulnerabilidade ao nível do edifício.

O desenvolvimento e evolução das metodologias de avaliação da vulnerabilidade do edificado passarão, inevitavelmente, pela combinação de métodos estatísticos e métodos numéricos, no sentido da convergência e ajuste de critérios e validação bidireccional.

Espera-se que futuramente se observem impactos deste caso de estudo, nomeadamente: i) no desenvolvimento de plataformas de gestão de dados e análise, integradas com outras ferramentas como o SIG; ii) no estabelecimento de um procedimento modular, quer em termos de inspecção e caracterização do edificado, quer em termos de avaliação de vulnerabilidade, estimativa de perdas e avaliação de danos; e, iii) na utilização e actualização da informação compilada por parte das autoridades responsáveis da gestão do edificado.

Capítulo 7
Avaliação da vulnerabilidade baseada em modelos mecânicos

Capítulo 7 Avaliação da vulnerabilidade baseada em modelos mecânicos

7.1 Implementação e uso de modelos mecânicos

7.1.1 Enquadramento

7.1.2 Âmbito e objectivos de uma avaliação mecanicista

7.2 Formulação básica

7.2.1 Método do espectro de capacidade

7.2.2 Curvas de fragilidade e estados limite de dano

7.2.3 Variabilidade dos estados limite de dano

7.2.4 Distribuições de dano

7.3 Desenvolvimento de curvas de capacidade simplificadas

7.3.1 Identificação da tipologia

7.3.2 Mecanismo de comportamento

7.3.3 Esquema estrutural

7.3.4 Curvas de capacidade bilineares: modo linear

7.3.5 Curvas de capacidade bilineares: modo tipo *soft-storey*

7.4 Análise da incerteza

7.4.1 Parâmetros e incerteza

7.4.2 Definição dos estados limite de dano e tratamento da incerteza associada

7.4.3 Formulação da probabilidade condicional associando a incerteza

7.4.4 Definição dos momentos estatísticos da resposta e dos estados limite de dano

7.5 Aplicação numérica da formulação proposta

7.5.1 Propagação da incerteza

7.6 Comportamento de edifícios em agregado

7.6.1 Processo diacrónico da construção

7.6.2 Resposta sísmica de um agregado

7.7 Modelo mecânico para a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos agregados

7.7.1 Avaliação do desempenho do agregado e dos edifícios constituintes

7.7.2 Aplicação da metodologia

7.7.2.1 Agregado em estudo

7.7.2.2 Análise do desempenho global: vulnerabilidade sísmica

7.7.2.3 Avaliação e estimativa de danos

7.8 Comparação de metodologias: índice de vulnerabilidade e modelo mecânico

7.9 Comentários finais

Capítulo 7 Avaliação da vulnerabilidade baseada em modelos mecânicos

7.1 Implementação e uso de modelos mecânicos

7.1.1 Enquadramento

A avaliação da vulnerabilidade sísmica, como já referido no Capítulo 6 na Secção 6.8, pode ser realizada com diferentes metodologias, cada uma com diferente nível de detalhe. O modelo mecânico simplificado, aqui aplicado, é baseado no método do espectro de capacidade, constituindo um procedimento de avaliação do desempenho estrutural, com base numa análise não-linear relativamente simples. De entre as metodologias simplificadas de análise não-linear estática, referem-se essencialmente o *Capacity Spectrum Method* (CSM) [Freeman 1998], o N2 *Method*, formulação modificada do CSM [Fajfar, 1999], e o *Displacement Coefficient Method* [FEMA, 273] que exige uma definição dos níveis de desempenho (*perfomance levels*). Cada metodologia tem um determinado nível de simplificação associado à definição da capacidade da estrutura ou à forma como é caracterizada a acção. Na essência, estes métodos são interessantes porque são simples, racionais e apresentam-se como uma alternativa a outras análises mais complexas como as análises não-lineares dinâmicas. Os métodos referidos são utilizados na previsão da resposta não-linear das estruturas, através da definição da capacidade da estrutura, por meio de uma curva não-linear, sendo a acção sísmica traduzida por um espectro, definido a partir da aceleração de pico do solo (PGA).

Nas análises realizadas neste trabalho e no que respeita à caracterização da acção por um espectro de resposta, não se discutem aspectos ainda controversos na definição do espectro da acção (como: amortecimento equivalente) nem se apresenta nenhuma alteração ou modificação. Apenas se apresenta uma nova definição simplificada para o espectro de capacidade (curva de capacidade) e se discute detalhadamente a incerteza associada a este e à resposta estrutural, naturalmente com consequências em termos de estimativa de distribuição de dano.

A metodologia mecanicista usada na avaliação da vulnerabilidade é semelhante ao adoptado no HAZUS [1999]. Esta metodologia é aplicada amplamente por inúmeros autores pela aplicabilidade que este processo apresenta na avaliação da resposta e estimativa de dano físico, fazendo uso do espectro de capacidade na avaliação da resposta máxima da estrutura em função das exigências da acção, e na definição das curvas de fragilidade para vários estados de dano.

7.1.2 Âmbito e objectivos de uma avaliação mecanicista

Um dos principais aspectos discutidos neste capítulo é a definição de uma curva de capacidade bilinear, para a análise da vulnerabilidade dos edifícios, definida com base em parâmetros resultantes de informação geométrica e construtiva recolhida da acção de inspecção e registo efectuada. Deste modo, consegue-se uma definição expedita, que facilmente se implementa na avaliação de um elevado número de edifícios, como é o caso de estudo da Baixa de Coimbra, resultando numa avaliação da vulnerabilidade mais fiável, considerada um procedimento de segundo nível (*second level approach*). Recorda-se que a metodologia mecanicista aplicada é apoiada na informação detalhada sobre os edifícios, que foi recolhida, tratada e extensivamente exposta e comentada nos Capítulos 3 e 4. O resultado dessa avaliação permitiu conhecer toda a informação geométrica utilizada na definição do modelo mecânico, como se ilustra na Figura 199, para dois dos parâmetros utilizados na definição das curvas de capacidade.

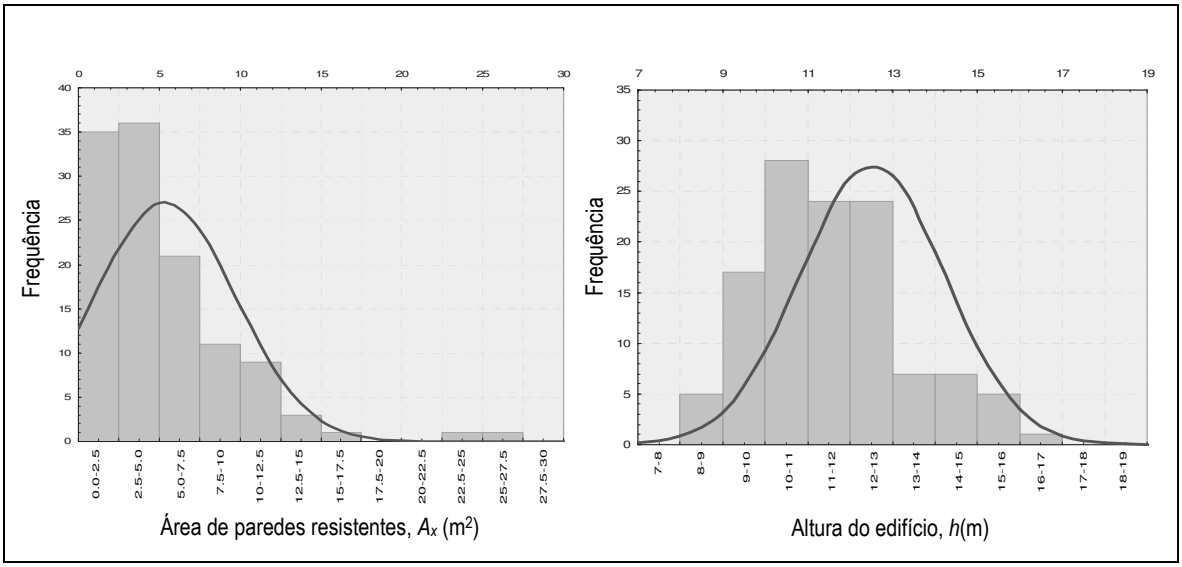


Figura 199: Histograma e distribuição para dois dos parâmetros utilizados

A definição de curvas de capacidade simplificadas desenvolvida neste trabalho, é baseada em poucos parâmetros e traduzida por expressões analíticas, para a obtenção de grandezas como o período elástico da estrutura, T, e a capacidade de cedência, A_y. Nestas análises foram usados dois modos: um modo linear fundamental, e um modo tipo *soft-storey* (associado a um tipo de comportamento frequentemente prevalente no caso de edifícios de alvenaria com grandes aberturas ao nível do piso térreo).

Outro aspecto discutido de forma detalhada é o estudo da incerteza na definição do espectro de capacidade, identificando a influência das várias grandezas envolvidas e a incerteza associada a estas. Nos procedimentos correntes, a incerteza é tratada de forma simplista assumindo valores nominais, incluindo a

incerteza por meio de factores empíricos. Interessa perceber com rigor como se propagam essas incertezas sobre os resultados obtidos na avaliação da vulnerabilidade e segurança. É reconhecido que a definição dos parâmetros utilizados na definição da curva de capacidade da estrutura, do espectro de resposta e, até, a definição dos estados limite de dano, têm associados graus de incerteza e, consequentemente devem ser representados por variáveis aleatórias.

Sublinha-se ainda que se pretende, para a formulação do modelo mecânico simplificado utilizado na avaliação da resposta, para além da sua aplicação a todo o edificado (definição da curva de capacidade simplificada), a inserção da incerteza no processo de estimativa de danos e construção de curvas de fragilidade. De seguida, faz-se a descrição sumária da formulação básica do método do espectro de capacidade, no qual se baseia a metodologia mecanicista proposta. Apresenta-se depois o procedimento e uma aplicação na estimativa de dano a edifícios isolados e a um agregado estrutural, composto por quatro edifícios.

7.2 Formulação básica

7.2.1 Método do espectro de capacidade

O método do espectro de capacidade exige essencialmente a definição da ***curva de capacidade*** e do ***espectro de resposta*** que caracteriza a acção sísmica, de modo a permitir a ***avaliação da resposta*** que mede o desempenho da estrutura. De seguida será feita a apresentação e discussão deste três aspectos.

Curva de capacidade

A determinação da curva de capacidade é fulcral no procedimento não-linear preconizado pelo método do espectro de capacidade (CSM). Esta representa a capacidade da estrutura, mais precisamente, exprime a relação entre a força de corte global ao nível da base do edifício e o deslocamento no topo da estrutura [Varum, 2003]. A sua forma depende da capacidade em termos de resistência e deformação dos elementos que compõem a estrutura, sendo determinada através de análises com carregamento horizontal crescente, atendendo ao comportamento não-linear das componentes da estrutura, vulgarmente conhecida de análise *pushover*. Uma forma simples de caracterizar o comportamento de uma estrutura, por meio de uma relação global força-deslocamento, é através de uma análise com imposição de uma distribuição de forças (ou deslocamentos) crescentes monotonicamente até à capacidade última da estrutura (ver Figura 200-a), revelando a sua historia da deformação, a identificação de cedência global da estrutura e dos elementos que a compõe, a fragilização e colapso de elementos e, ainda, a definição dos estados limite de serviço ou dano

(ver Figura 200-b). O uso da curva de capacidade, para além da avaliação da segurança e definição de limites de desempenho, revela-se muito útil na definição e avaliação da eficiência de estratégias de reforço, ATC-40 [1996]. A curva de capacidade é normalmente construída com imposição de solicitações proporcionais à forma do primeiro modo de vibração, considerado fundamental na resposta da estrutura (com maior factor de participação). Normalmente, esta premissa é verdadeira para estruturas regulares. No entanto, em estruturas mais flexíveis, a análise deve contemplar modos de vibração mais elevados. Estes modos influenciam a forma da distribuição de carga lateral, invocando o uso de uma envolvente de resultados [Galasco, 2005].

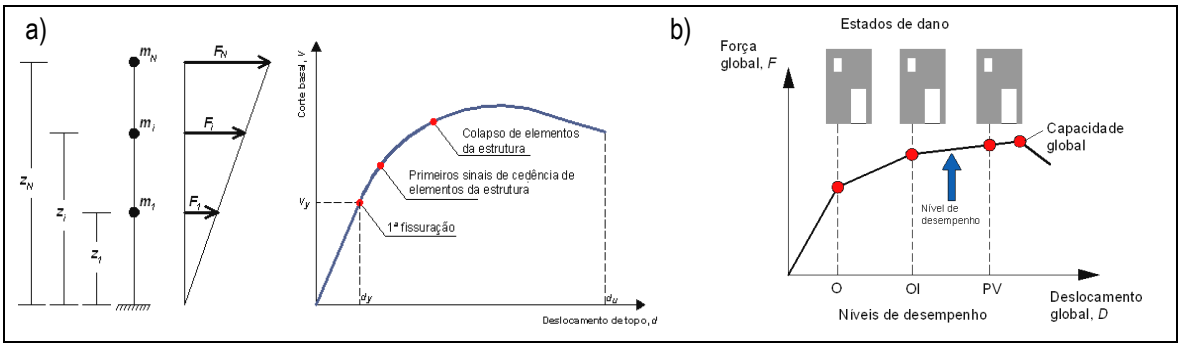
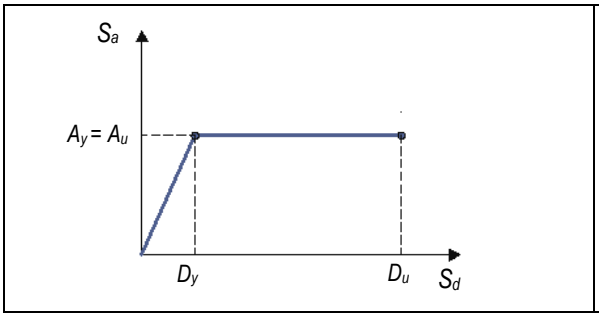


Figura 200: Definição da curva de capacidade: a) Relação global força-deslocamento; b) Definição dos estados limite/níveis de desempenho

Neste trabalho é proposto a definição de uma curva de capacidade simplificada, evitando a análise *pushover* para cada estrutura individual, uma vez que se propõe avaliar a vulnerabilidade sísmica para um grande número de construções, aplicando o método do espectro de capacidade (na Secção 7.3 será exposta toda a definição das curvas de capacidade simplificadas). Assumindo uma estrutura representada por um sistema equivalente de 1 g.d.l., com uma massa e rigidez equivalente, como proposto por Shibata e Sozen [1976], o espectro de capacidade fica completamente definido pela identificação do período fundamental elástico, T, da capacidade de cedência, A_y, e pela ductilidade, μ. Fenómenos de *hardening* e *softening* não são considerados nesta definição simplificada, daí que a capacidade de cedência e capacidade última são consideradas iguais (A_y=A_u), como se observa na Figura 201.



$$D_y = \frac{T^2}{4\pi^2} \times A_y ;\ D_u = \mu \times D_y ;$$

D_y – *deslocamento de cedência (m)*
T – *periodo fundamental do edifício (s)*
A_y – *capacidade de cedência* (m^2/s)
D_u – *deslocamento último (m)*
μ – *factor de ductilidade*

Figura 201: Curva de capacidade bilinear

Espectro de resposta: acção

A acção sísmica é caracterizada por um espectro de resposta elástico, representando a envolvente das respostas de sistemas de um grau de liberdade em função da sua frequência de vibração própria [CEN, 2004]. O espectro de resposta é assim uma estimativa da resposta máxima em deslocamento de um sistema estrutural, sujeito a uma determinada aceleração e movimento do solo, como função do seu período fundamental [Campos Costa, 1993].

Para se fazer a aplicação do método do espectro de capacidade, o espectro de resposta deve estar representado num formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*), que, como o próprio nome indica, exige a representação num formato de aceleração espectral, S_a, versus deslocamento espectral, S_d [Chopra e Goel, 1999]. O espectro de resposta é definido para um determinado nível de amortecimento que contabiliza a dissipação de energia de uma estrutura consequente dos mecanismos de histerese (ver Figura 202-a).

Avaliação da resposta sísmica

A aplicação do método do espectro de capacidade permite, através da construção gráfica, a avaliação do desempenho da estrutura [Freeman, 1998]. Uma vez determinada a curva de capacidade de um sistema equivalente de 1 g.d.l. e conhecido o espectro de resposta da acção sísmica, representados ambos no formato ADRS (ver Figura 198-b), identifica-se o ponto de intersecção que corresponde a um nível de desempenho ao qual está associado um nível de deslocamento espectral e, consequentemente, um grau de dano. Este binómio é relacionável, uma vez que depende da rigidez, isto é, a degradação de rigidez está associado à dissipação de energia que se traduz quer na curva de capacidade, quer no espectro de resposta que lhe corresponde (afectado de um amortecimento), que por sua vez corresponderá ao nível de deslocamento espectral máximo atingido e designado por "ponto de desempenho".

A exigência em termos de ductilidade é uma medida indirecta da avaliação da vulnerabilidade e consequentemente do nível de dano, e por esta razão, este procedimento gráfico permite compreender de forma directa o nível de segurança estrutural e a repercussão de algumas estratégias de reforço pela influência sobre a capacidade e ductilidade da estrutura.

Na Figura 202-b representam-se três espectros de resposta correspondentes a diferentes níveis de severidade da acção (fraco, médio e forte), e curvas de capacidade correspondentes a duas estruturas com diferentes características resistentes e de comportamento. Verifica-se no exemplo apresentado que a construção mais resistente e dúctil pode sofrer níveis de exigência de deslocamento menor do que a

construção menos resistente e frágil, para o mesmo nível de acção. Naturalmente, o nível de dano será função da sensibilidade dos elementos estruturais e não-estruturais às exigências de deslocamento entre piso (*drift*). No entanto, a sensibilidade à aceleração é particularmente importante nas estruturas em alvenaria e dos elementos não-estruturais.

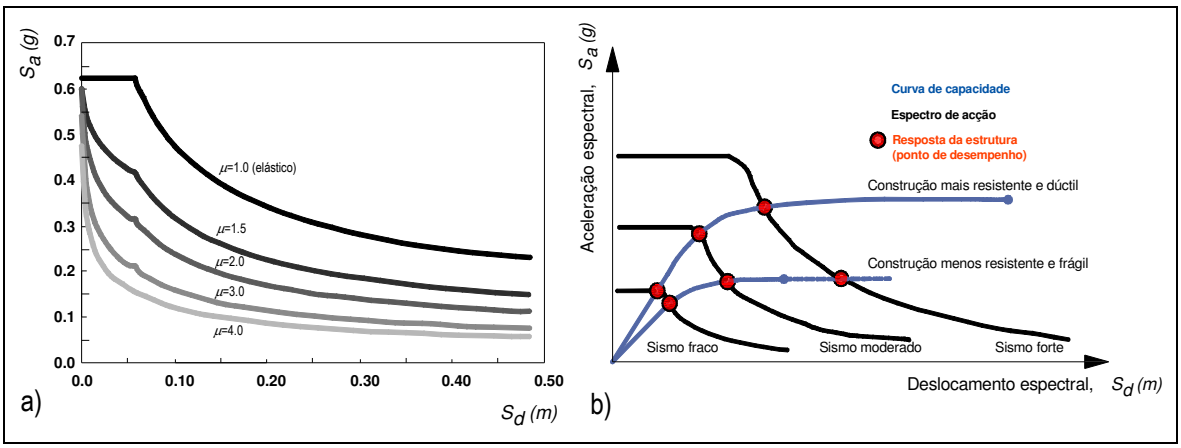


Figura 202: Espectro de resposta e avaliação: a) Espectro de acção no formato ADRS; b) Espectro de capacidade e definição do ponto de desempenho [adaptado de Fajfar, 1999]

O espectro de resposta contemplado no método do espectro de capacidade (CSM) [Freeman,1998] é baseado num espectro base de resposta elástica. Em função do nível de amortecimento, é feita uma redução do espectro com recurso a um processo iterativo, estimando espectros de resposta sucessivos de amortecimento crescente que traduzem os processos de degradação estrutural e o aumento do período da estrutura em análise, determinando o ponto de resposta máxima por convergência entre os dois espectros (de acção e capacidade). A necessidade de reduzir o espectro de acção devido às exigências de ductilidade na estrutura usando o método do espectro de capacidade, pode basear-se num espectro de acção inelástico, recorrendo ao N2 *Method*, desenvolvido por Fajfar *et al.* [2000].

A partir do espectro de resposta elástico inicial no formato ADRS (aceleração espectral elástica, S_{ae}, *vs* deslocamento espectral elástico, S_{de}), é definido um espectro de resposta inelástico, para uma ductilidade constante, também no formato ADRS (aceleração espectral, S_a vs deslocamento espectral, S_d) para um sistema de 1 g.d.l., aplicando um factor de redução, R_μ, devido à ductilidade com base nas expressões de Vidic *et al.,* [1994]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}; \qquad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \times S_{de} = \mu \times \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a \tag{7.1}$$

em que: μ é o factor de ductilidade, definido como o quociente entre o deslocamento máximo atingido e o deslocamento correspondente à capacidade de cedência; R_μ é o factor de redução da capacidade em função da ductilidade, isto é, devido à dissipação de energia ocorrida durante o processo histerético da resposta da estrutura. Existem diferentes propostas para este factor de redução, R_μ, que foram analisadas por Miranda e Bertero [1994]. No entanto, no caso do N2 *Method* [Fajfar, 2000], poderá ser utilizado um espectro bilinear para o factor de redução.

De forma a melhor expor graficamente este procedimento, observe-se a Figura 203, em que a intersecção da linha radial que corresponde ao período elástico, T^*, do sistema bilinear com o espectro elástico, define a exigência de aceleração S_{ae}, e deslocamento S_{de}, requerida para um comportamento elástico do sistema. O valor de S_{ay}, representa tanto a exigência de aceleração como a capacidade do sistema inelástico. O quociente entre as acelerações do sistema elástico e inelástico resultam no factor de redução da resistência devido à ductilidade:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \tag{7.2}$$

Como este factor de redução depende da rigidez e da ductilidade disponível do sistema, é feita a distinção entre estruturas rígidas e flexíveis (ver Figura 203) caracterizadas pelo seu período fundamental, T^*, assumindo para o factor de redução dois ramos:

$$\begin{cases} R_\mu = (\mu - 1) \times \dfrac{T^*}{T_c} + 1 & para \quad T^* < T_c \\ R_\mu = \mu & para \quad T^* \geq T_c \end{cases} \tag{7.3}$$

onde, T_c é o período de transição do espectro de resposta entre o ramo de aceleração constante e o ramo de velocidade constante. Partindo de um espectro elástico, no formato ADRS, pode-se obter o espectro inelástico para diferentes valores de ductilidade.

Para os dois casos $(T^* < T_c \;\; e \;\; T^* \geq T_c)$, a exigência em termos de aceleração (resistência) e deslocamento (capacidade de deformação) é definida pelo ponto de desempenho que corresponde à intersecção da curva de capacidade com o espectro de resposta, ambos referentes ao mesmo nível de ductilidade, μ, ou seja, em que o factor de ductilidade determinado para a curva de capacidade e para a definição do factor de redução do espectro da acção são iguais (ver Figura 203). Desta forma, note-se que todo o procedimento pode ser traduzido numericamente, sem necessitar da construção gráfica, que no entanto se revela muito útil.

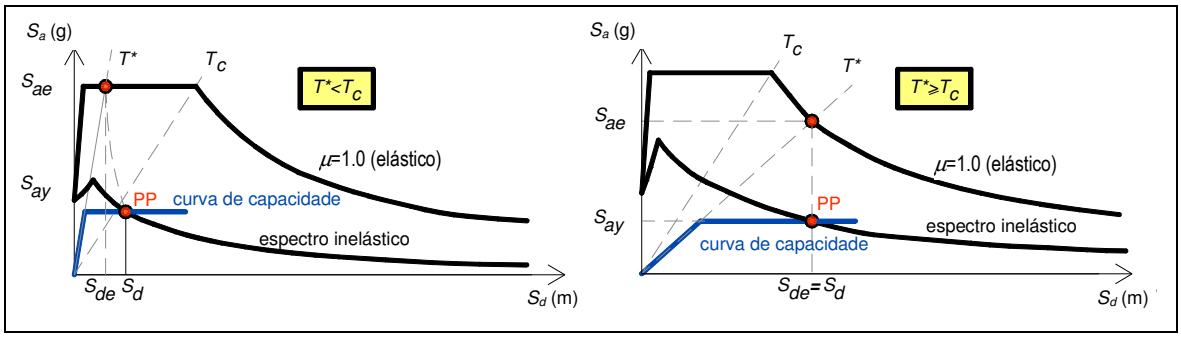


Figura 203: Determinação do *performance point* para $T^* < T_c$ e $T^* \geq T_c$ [adaptado de Fajfar, 2000]

A exigência de deslocamento depende assim do valor de T^* e da ductilidade que será obtida pelas expressões propostas por Fajfar [2000]:

$$S_d = \begin{cases} \mu \times D^*_y = \dfrac{S_{de}}{R_\mu}\left[1+(R_\mu - 1)\times\dfrac{T_c}{T^*}\right] & para \quad T^* < T_c \\ S_{de}(T^*) & para \quad T^* \geq T_c \end{cases} \tag{7.4}$$

Nos últimos anos, tem-se assistido a um aumento considerável da utilização de procedimentos de análise não-linear estática, como uma ferramenta de avaliação do desempenho sísmico indicados em diferentes códigos e documentos técnicos [OPCM 3274, 2003; CEN, 2004; ATC-40, 1996], uma vez que representam um procedimento de dimensionamento e verificação mais rigoroso [Varum, 2003].

7.2.2 Curvas de fragilidade e estados limite de dano

Determinada a resposta espectral como descrito na Secção 7.2.1, podem ser definidas curvas de fragilidade e distribuições discretas de dano obtidas pelo cálculo das probabilidades cumulativas condicionais de se atingir ou exceder um determinado estado de dano [HAZUS 1999]. Na Figura 204 observa-se um exemplo das curvas de fragilidade, onde se visualizam os limites dos estados de dano e as probabilidades associadas a um determinado nível de deslocamento espectral dado pela resposta da estrutura. As curvas de fragilidade representam e distribuem o dano por cinco diferentes estados limite: sem dano, dano ligeiro, dano moderado, dano extensivo e colapso.

Por exemplo, para uma estrutura sujeita a uma dada acção sísmica para a qual se conhece a resposta (em termos de deslocamento espectral, S_d), a probabilidade de sofrer dano moderado é dado pela diferença das probabilidades cumulativas correspondente ao dano extensivo e ao dano moderado.

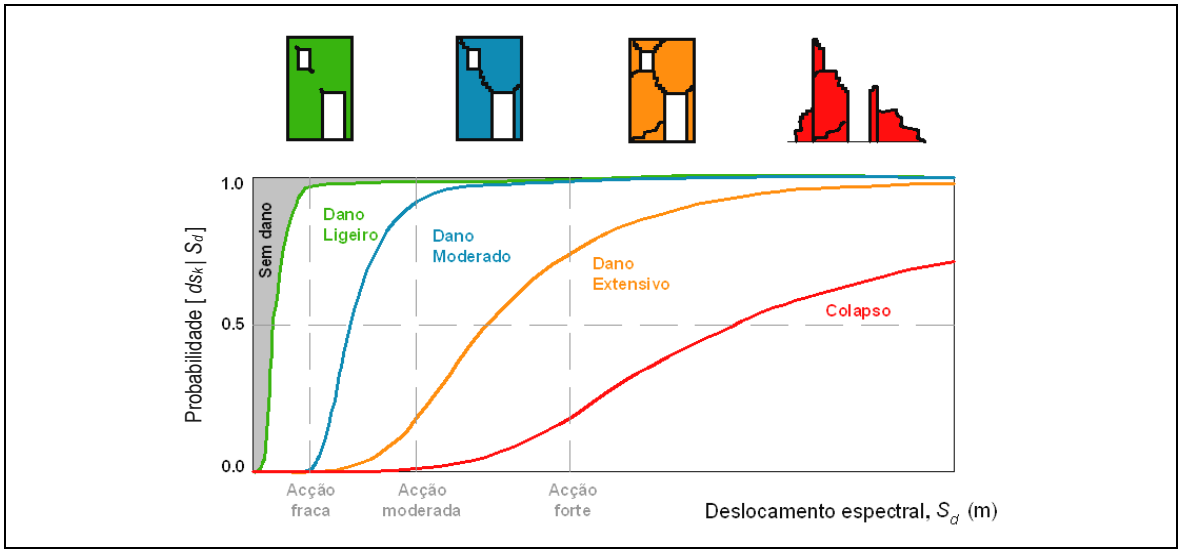


Figura 204: Exemplo de curvas de fragilidade e estados de dano [adaptado de HAZUS, 1999]

Analiticamente, a curva de fragilidade é definida pela probabilidade condicional, $P[ds_k \mid S_d]$, de se atingir ou exceder um determinado estado de dano, ds_k, para um dado valor do deslocamento espectral, S_d, como indicado no procedimento do FEMA-NIBS [HAZUS, 1999]:

$$P[ds_k \mid S_d] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \times ln\left(\frac{S_d}{\overline{S}_{d,ds_k}}\right)\right] \tag{7.5}$$

em que:

Φ - função de distribuição normal (gaussiana) cumulativa;

$\overline{S}_{d,ds_k}$ - valor médio do deslocamento espectral para o qual a estrutura, ou grupo de estruturas, atinge o limiar do estado de dano, ds_k;

β_{ds} - desvio padrão do logaritmo neperiano do deslocamento espectral para o estado de dano ds_k.

Todas as curvas de fragilidade têm em consideração a variabilidade e incerteza associadas à definição da curva de capacidade, aos estados de dano e à acção sísmica, e são traçadas para um valor médio do deslocamento espectral correspondente ao limiar do estado de dano.

Como definido por Kennedy *et al.* [1980], o valor de β_{ds} exprime a aleatoriedade e incerteza das componentes variáveis nesta formulação. A incerteza representa a componente da variabilidade que pode teoricamente ser reduzida, pelo melhor nível de conhecimento sobre a estrutura. No entanto, a aleatoriedade inerente a uma variável matemática não pode ser eliminada. Como não é funcional separar as duas fontes (incerteza e aleatoriedade inerente), estas são combinadas para definir a "melhor estimativa" da curva de fragilidade. Nas secções seguintes faz-se a identificação das fontes de variabilidade e discute-se adiante a definição do valor da variabilidade combinada de β_{ds}.

7.2.3 Variabilidade do estado de dano

São três as fontes que contribuem para a variabilidade de determinado estado de dano, β_{ds}, nomeadamente: a variabilidade associada à curva de capacidade, β_C; a variabilidade associada ao espectro de resposta, β_D; e a variabilidade associada com a definição dos limites discretos dos diferentes estados de dano, $\beta_{T,ds}$, como descrito na expressão seguinte:

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV[\beta_C ; \beta_D])^2 + {\beta_{T,ds}}^2} \tag{7.6}$$

em que:

- β_{ds} - parâmetro da expressão 7.5, que representa o desvio padrão da variabilidade do estado de dano, *ds*;
- β_C - parâmetro que representa o desvio padrão lognormal da variabilidade da curva de capacidade;
- β_D - parâmetro que representa o desvio padrão lognormal da variabilidade do espectro da solicitação (valores adoptados no HAZUS [1999]: β_D = 0.45 para estruturas com período baixo; e, β_D = 0.50 para estruturas com período elevado);
- $\beta_{T,ds}$ - parâmetro que representa o desvio padrão lognormal da variabilidade associada com a definição dos limites dos estados de dano, *ds*.

Como o espectro de resposta depende da capacidade da estrutura, ou grupo de estruturas em análise, a convolução matemática é necessária para a determinação da sua contribuição na variabilidade total, referida na expressão 7.6 como "CONV". Como a terceira contribuição para a variabilidade total, $\beta_{T,ds}$, é assumida mútua e independentemente das primeiras duas variáveis, esta é combinada com o resultado da convolução anteriormente referida usando a raiz da soma dos quadrados (formulação detalhada apresentada em Kircher *et al.* [1997]). Esta formulação fornece, segundo Kircher *et al.* [1997], um valor limite mínimo da variabilidade

do estado de dano para o cálculo de probabilidades de dano e perdas, baseado na integração das funções de fragilidade e perigosidade. Porém, considerando que não existe variabilidade da solicitação, isto é, se o espectro da solicitação é resultante de um registo real, a expressão 7.6 que define a variabilidade do estado de dano, β_{ds}, pode escrever-se como:

$$\beta_{ds} = \sqrt{\beta_C{}^2 + \beta_{T,ds}{}^2} \tag{7.7}$$

Reconhece-se que a variabilidade do espectro de resposta é um aspecto chave no cálculo da variabilidade do estado de dano, no entanto, a variabilidade associada à incerteza do espectro de resposta é dispensável, uma vez que é substancialmente inferior aos valores de β_D e β_{ds}.

A operação matemática de convolução de complexa resolução analítica, é evitada, pela definição de valores pré-calculados de β_{ds} compilados em tabelas da metodologia do FEMA-NIBS [HAZUS, 1999], em função das características do sistema resistente do edifício ou tipologia de edifícios. A análise destas tabelas revela, por um lado, um nível de variabilidade baixo do valor de β_{ds} para um edifício ou tipologia em que se conhece bem as propriedades dos materiais, a tecnologia construtiva e ainda o seu comportamento e fragilidades mais recorrentes. Por outro lado, a maior variabilidade está associada a edifícios, ou tipologia de edifícios, em que as suas características não são conhecidas com confiança (por exemplo: um edifício alto e de comportamento irregular). Portanto, a estimativa dos valores da variabilidade de β_{ds} são dependentes do conhecimento das características do edifício (β_C, relativo à definição da curva de capacidade) e do conhecimento sobre o seu comportamento e potenciais mecanismos de dano ($\beta_{T,\,ds}$, definição dos limites dos estados de dano).

Lagomarsino e Giovinazzi [2006] ultrapassam a complexidade da estimativa de β_{ds}, pela aproximação do seu valor à dispersão de uma distribuição binomial ou *beta* ajustada a dados de observação de dano. Desta forma, as curvas de fragilidade de natureza lognormal têm uma probabilidade de ocorrência de 50% para cada estado de dano, que conduzem a uma dispersão, de tal modo, bem ajustada a uma distribuição *binomial* do dano. Da repetição desta operação revelou-se a dependência de β_{ds} em relação à ductilidade [Giovinazzi, 2005], resultando as seguintes funções simplificadas para a estimativa de β_{ds}.

$$\beta_{ds} = 0.4 \times ln\,\mu \quad \text{distribuição binomial} \tag{7.8}$$

$$\beta_{ds} = 0.65 \times ln\,\mu \quad \text{distribuição } \textit{beta} \text{ caracterizada pelo parâmetro } t = 4 \tag{7.9}$$

Analisou-se a influência do valor de β_{ds} sobre a curva de fragilidade. Quanto menor é o valor de β_{ds}, menor será a variabilidade do estado de dano e maior será o declive da curva. Sucede o contrário no caso de um valor elevado de β_{ds}, sendo maior a variabilidade do estado de dano e menor a inclinação da curva de fragilidade. A Figura 205 ilustra esta tendência sobre a curva de fragilidade para um mesmo valor do deslocamento espectral S_d, com valores de β_{ds} variando entre 0.4 e 1.0.

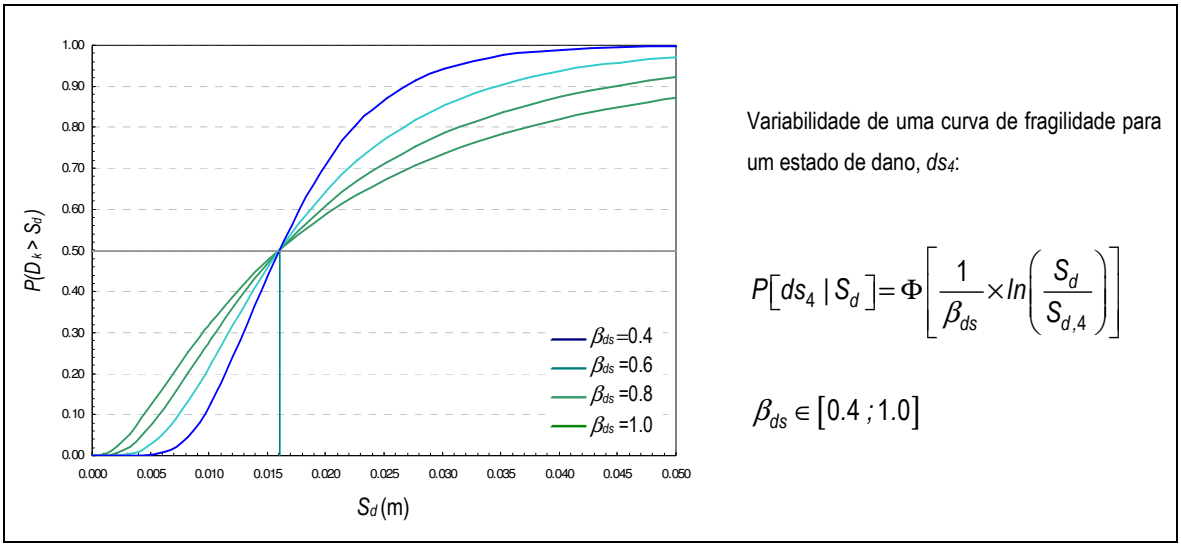


Figura 205: Variabilidade da curva de fragilidade para um estado de dano, d_{s4}

Discutir-se-á na Secção 7.4, de forma detalhada, a variabilidade associada quer à definição da curva de capacidade (β_C), quer à definição dos limites de estado de dano ($\beta_{T,ds}$).

7.2.4 Distribuições de dano

A partir das curvas de fragilidade podem-se obter histogramas de probabilidade de dano dos valores médios estimados para os diferentes estados de dano. A probabilidade condicionada de se atingir, ou exceder, um particular estado de dano, definido pela expressão 7.5, pode ser escrita para o deslocamento espectral correspondente ao ponto de desempenho, S_d*, no seguinte formato:

$$P\left[ds_k \mid S_d^*\right] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \times ln\left(\frac{S_d^*}{S_{d,ds_k}}\right)\right] \tag{7.10}$$

onde: k é referente a cada estado de dano (k=1, 2, 3 e 4). Os valores de probabilidade de dano são dados por:

$$P(D_0) = 1 - P\left[ds_1 \mid S_d^*\right]$$

$$P(D_k) = P\left[ds_k \mid S_d^*\right] - P\left[ds_{k+1} \mid S_d^*\right]; \quad com\ k = 1, 2\ e\ 3 \tag{7.11}$$

$$P(D_4) = P\left[ds_4 \mid S_d^*\right]$$

Para os primeiros três estados de dano é considerada a equivalência com os três primeiros graus de dano do método macrossísmico [Giovinazzi, 2005], mas para o estado de dano d_{S4}, é proposto por Giovinazzi [2005] uma correspondência com os valores de probabilidade $P(D_4)$ (dano severo) e $P(D_5)$ (colapso). Na Figura 206 ilustram-se as curvas de fragilidade e o correspondente histograma de probabilidade de dano para um nível de desempenho definido pelo deslocamento espectral S_d*.

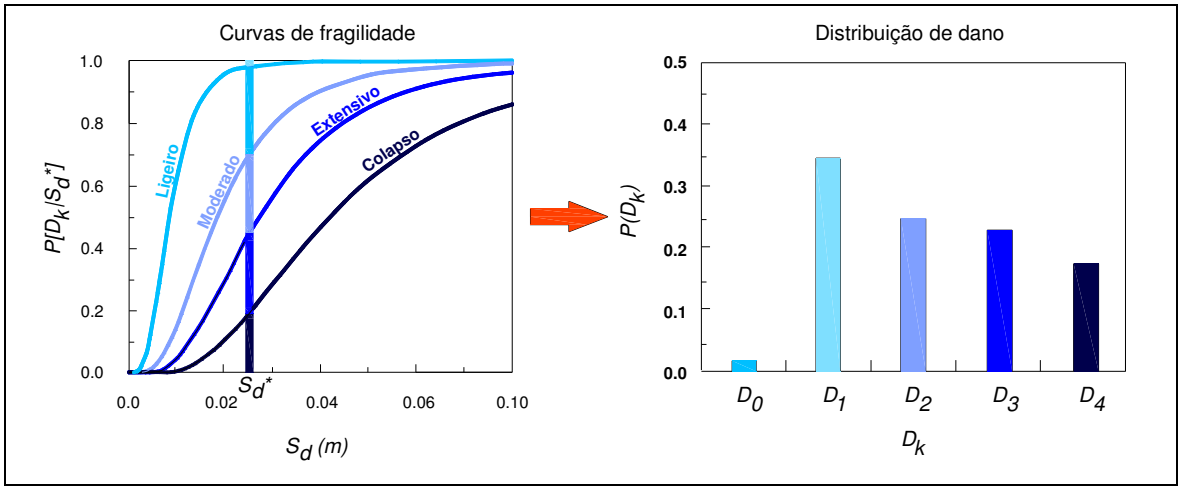


Figura 206: Curvas de fragilidade e distribuição de dano para um deslocamento espectral S_d*

O valor de dano médio pode ser obtido da distribuição probabilística dos graus de dano D_k (k=0 a 4), dado por:

$$\mu_{DS} = \sum_{k=0}^{4} k \times P(D_k) \tag{7.12}$$

7.3 Desenvolvimento de curvas de capacidade simplificadas

A curva de capacidade de uma estrutura pode ser obtida através de uma análise *pushover*, todavia, pretende-se o desenvolvimento de uma formulação simplificada para obtenção de um curva bilinear equivalente, baseada em poucos parâmetros e de fácil definição, para apoiar uma análise de vulnerabilidade a uma escala relativamente grande. Assim, apresenta-se uma alternativa aos métodos tipológicos e indirectos (metodologia proposta e apresentada no Capítulo 6) normalmente aplicados a grandes áreas com o objectivo de imprimir maior rigor e quantificação dos resultados, permitindo uma análise interpretativa do ponto de vista dos níveis de deformação e resistência, característica de uma análise não-linear estática.

Como referido na Secção 7.1, a inspecção e registo efectuado aos edifícios antigos em alvenaria da Baixa de Coimbra, produziu um nível de informação detalhada e rigorosa fundamental para a avaliação da vulnerabilidade associada a estes edifícios. A formulação proposta para a determinação das curvas de capacidade simplificada, depende de poucos parâmetros, tornando a sua aplicação aprazível, uma vez que a inspecção ao edificado, focada sobre determinadas aspectos para apoio à formulação das curvas simplificadas de comportamento, é possível através de uma inspecção, como no caso de estudo da Baixa de Coimbra.

Os parâmetros empregues na definição da curva de capacidade bilinear são, essencialmente: i) de natureza geométrica (área e espessura das paredes resistentes, número de pisos, altura entre pisos, área em planta) e, ii) de natureza mecânica da alvenaria (resistência ao corte, módulo de elasticidade, módulo de corte, peso específico).

Para o efeito, foram desenvolvidas expressões analíticas para definir o comportamento dos edifícios tradicionais com uma representação bilinear, ou seja, definindo os pontos representativos da capacidade de cedência (A_y, D_y) e da capacidade última (A_u, D_u). Fazendo uso da informação recolhida na base de dados, deduziram-se expressões para o cálculo do período fundamental da estrutura, T, e da capacidade de cedência, A_y. Consequentemente, pode-se calcular o valor do deslocamento, D_y, correspondente à cedência e o valor do deslocamento último D_u definido pela ductilidade. Finalmente, o valor de capacidade última, A_u, é assumido igual ao valor de cedência, A_y. A definição dos vários estados limite de dano, ds_k, torna-se possível, uma vez definida a curva de capacidade.

Toda a informação obtida directamente dos resultados da inspecção e registo possui inevitavelmente uma fonte de variabilidade. Na Secção 7.4 é discutida a variabilidade intrínseca associada a cada um dos parâmetros utilizados na construção das curvas de capacidade bilineares.

7.3.1 Identificação da tipologia

Primeiramente os edifícios de alvenaria são classificadas em duas tipologias, em função da forma e distribuição de área resistente das paredes, designadas por A e B, para identificar o mecanismo de comportamento mais provável, como se observa na Figura 207.

Tipo A: Paredes de alvenaria com distribuição regular de aberturas em altura, ou aberturas de dimensão reduzida ou ainda nenhuma abertura (por exemplo: paredes meeiras e de empena).

Tipo B: Paredes de alvenaria com grandes aberturas ao nível do piso térreo. Esta situação é infelizmente uma frequente característica dos edifícios antigos que foram intervencionados e readaptados a novas funções, criando espaços amplos a este nível, suprimindo paredes ou alargando as aberturas.

7.3.2 Mecanismo de comportamento

De forma a analisar os edifícios, dois mecanismos principais de comportamento são normalmente identificados: mecanismo de comportamento uniforme e mecanismo tipo *soft-storey*. Para uma dada direcção de análise, o edifício é classificado em função da sua tipologia e a análise é realizada para cada edifício pressupondo um mecanismo de comportamento mais provável.

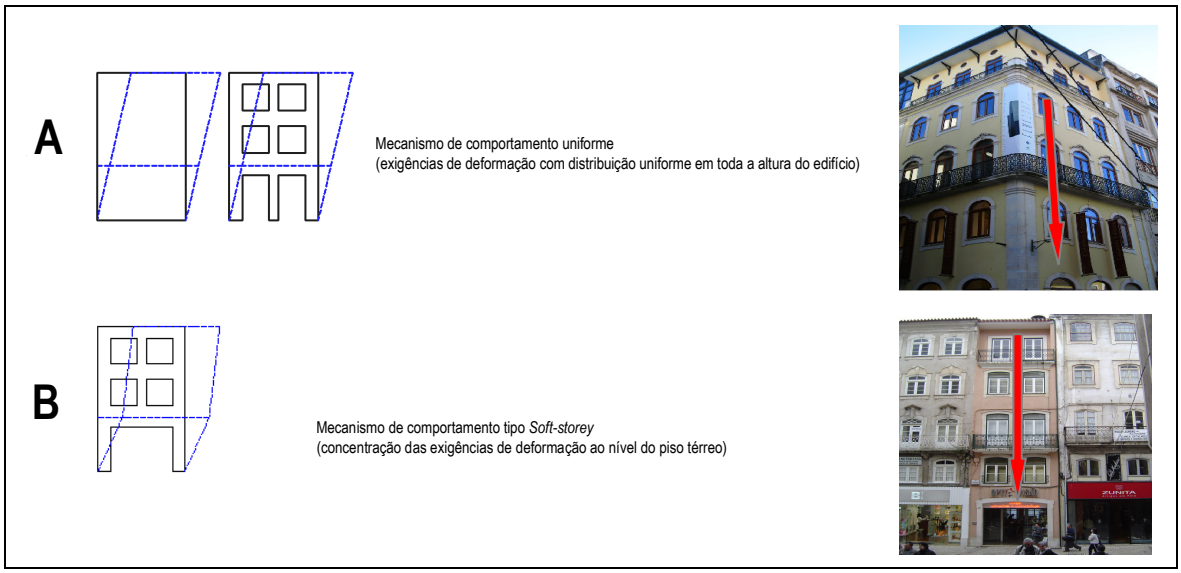


Figura 207: Relação da tipologia com o mecanismo de comportamento

Para a tipologia A assume-se um mecanismo de comportamento uniforme, considerando que as exigências de deformação e dano distribuem-se por toda a altura do edifício. Na segunda situação, em que se considera

a tipologia B, considera-se um mecanismo de comportamento do tipo *soft-storey* com as exigências de deformação concentradas ao nível do piso térreo. Reconhece-se que o modo, de facto, mais real em alguns casos será uma situação intermédia entre ambos, daí que se considere vantajoso considerar eventualmente uma envolvente dos resultados.

7.3.3 Esquema estrutural

Considere-se um edifício em alvenaria com *N* pisos. Este pode ser representado, de forma simplificada, por um sistema com *N* graus de liberdade (como o conhecido *stick model,* ver Figura 208), com eixo vertical, com desenvolvimento paralelo à direcção *ZZ* e altura *H*. As direcções *XX* e *YY* correspondem à direcção longitudinal e à direcção transversal, respectivamente. O modelo simplificado é descrito com *N* nós e cada nó possui uma massa concentrada m_i à cota $z_i=ixH$ que representa a massa relativa a cada *i*-ésimo piso. Assim, *N-1* elementos são caracterizados por uma área A_i e um momento de inércia J_i das paredes resistentes na direcção considerada [Lagomarsino e Pagnini, 1994].

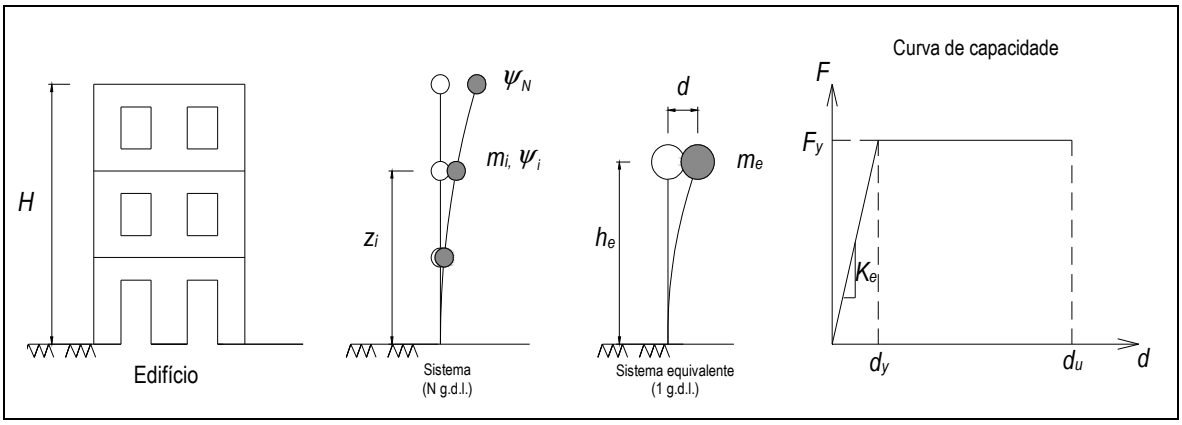


Figura 208: Modelo de barra encastrada

Aplicando o método de Rayleigh-Ritz pode ser estudado um sistema equivalente, considerando-se ψ_i um vector de *N* componentes (*i=1…N*) que representa a forma modal fundamental:

$$\psi_i=\chi\times\psi_{si}+(1-\chi)\times\psi_{fi} \tag{7.13}$$

em que: ψ_{si} e ψ_{fi} representam as componentes do modo de vibração influenciada por corte e flexão, respectivamente; χ é um coeficiente que assume valores entre 0 e 1, e permite contabilizar a influência relativa ao corte e à flexão no modo de vibração.

O período de vibração de um sistema equivalente de 1g.d.l é dado por:

$$T = 2\pi\sqrt{M^*/K^*} \tag{7.14}$$

em que: M^* e K^* representam, respectivamente, a massa e a rigidez generalizada de um sistema equivalente de 1 g.d.l., e são expressas por:

$$m^* = \int_0^H m(z) \times \psi_i(z)^2 \, dz \tag{7.15}$$

$$k^* = \int_0^H \left[GA(z) \times \psi_{si}'^2(z) + EJ(z) \times \psi_{fi}''^2(z) \right] dz \tag{7.16}$$

em que:

- H - altura total;
- $\psi(z)$ - vector modal;
- $m(z)$ - massa;
- $GA(z)$ - rigidez de corte;
- $EJ(z)$ - rigidez de flexão;
- $\psi_{si}'^2(z)$ - primeira derivada do vector modal;
- $\psi_{fi}''^2(z)$ - segunda derivada do vector modal.

Desenvolvendo as expressões apresentadas acima, podem-se escrever as mesmas quantidades do seguinte modo:

$$m^* = \sum_{i=1}^{N} m_i \times \psi_i^2 \tag{7.17}$$

$$k^* = h\sum_{i=1}^{N} GA_i \times \psi_{si}'^2 + h\sum_{i=1}^{N} EJ_i \times \psi_{fi}''^2 \tag{7.18}$$

onde, ψ_{si}', ψ_{fi}'' são as componentes *i*-ésimas dos vectores da primeira e segunda derivada da deformação de corte e flexão, respectivamente. Tratando-se de construções de alvenaria, assume-se que o comportamento

é essencialmente governado pela deformação por corte, sendo assim χ =1, eliminando a contribuição da rigidez de flexão na rigidez global. No caso de esta rigidez se evidenciar importante poderá ser recuperada, como veremos adiante. A capacidade de cedência de um sistema equivalente de 1 g.d.l., A_y, é dada por:

$$A_y = \frac{F_y}{m^* \times \Gamma} \tag{7.19}$$

onde: F_y é o nível de força lateral associado à capacidade de cedência; Γ é o coeficiente de participação modal (transformação de um sistema de N g.d.l. para um sistema equivalente de 1 g.d.l.); e, m^* é a massa equivalente do sistema estrutural [Vidic *et al.*, 1994]:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^{N} m_i \times \psi_i^2} \tag{7.20}$$

$$m^* = \sum_{i=1}^{N} m_i \times \psi_i \tag{7.21}$$

D_y é o deslocamento de cedência associado a A_y, dado por:

$$D_y = \frac{A_y}{(2\pi)^2} \times T \tag{7.22}$$

Para as construções em alvenaria, ao valor de F_y apenas se associa a capacidade de corte das paredes resistentes. Assim, a capacidade de corte ao nível da base do edifício (piso térreo) é dada por:

$$F_y = \xi \times A_1 \times \tau_u \tag{7.23}$$

sendo: ξ um coeficiente de redução da resistência, que varia entre 0.8 e 1 e que penaliza a resistência ao corte em função da resposta não uniforme dos painéis de alvenaria, assumindo o valor de 1 se o modo de rotura é governado pelo corte, e 0.8 se o modo de rotura é governado por flexão; A_1 é a área resistente ao corte ao nível da base das paredes, isto é, do piso térreo; τ_u é a capacidade última da alvenaria em termos de tensão resistente ao corte, dada pela expressão:

$$\tau_u = \tau_k \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \times \tau_k}} \tag{7.24}$$

onde: τ_k é o valor característico da tensão resistente ao corte, e σ_0 é a tensão vertical instalada nas paredes de alvenaria ao nível da base, dada por:

$$\sigma_0 = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \times g}{A_1} \qquad \text{com} \quad g=9.81\text{m/s}^2 \tag{7.25}$$

A área de paredes resistentes em cada direcção (*XX* ou *YY*), ao nível do piso *i*, é dado por $A_{dir,i}$, que é função da área resistente do último piso, $A_{dir,N}$, que por sua vez é função da área de implantação do edifício, designada por A_p. Estas áreas são relacionáveis das seguintes formas:

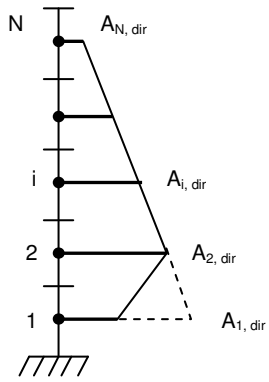
$$A_{dir,i} = \beta_{dir,i} \times A_{dir,N} \tag{7.26}$$

$$A_{dir,N} = A_p \times \alpha_{dir} \tag{7.27}$$

onde: $\beta_{dir,i}$ é a relação entre a área relativa das paredes na direcção *dir* (*XX* ou *YY*) ao nível do piso *i* ($A_{dir,i}$) e a área correspondente ao último piso ($A_{dir,N}$); α_{dir} é a relação entre a área em planta (A_p) e a área de parede resistente na direcção, *dir*, ao nível do último piso, ($A_{dir,N}$). Ambos os coeficientes são adimensionais. Assim define-se β'_i, do seguinte modo:

$$\begin{aligned} \beta'_{dir,i} &= \frac{1}{2} \times \left(\beta_{dir,i} + \beta_{dir,i+1} \right), \quad i = 1,..., N-1 \\ \beta'_{dir,i} &= \frac{1}{2} \times \beta_{dir,i}, \quad i = N \end{aligned} \tag{7.28}$$

Para desenvolver as curvas bilineares simplificadas, além da definição da forma do modo, é necessário conhecer a distribuição da área das paredes de alvenaria resistente em altura. Para melhorar a implementação, esquematiza-se uma possível distribuição de área resistente em altura para este tipo de construções em alvenaria, de acordo com duas configurações distintas. A primeira aplica-se quando a área resistente para a direcção considerada, *XX* ou *YY*, decresce linearmente em altura (ver Figura 209, linha a tracejado). A segunda configuração reflecte uma variação de área entre dois níveis (o rés-do-chão e o primeiro piso elevado), uma vez que se observa com frequência nas construções em meio urbano, grandes aberturas e supressão de área resistente, consequentes da sua adaptabilidade a novas funções. Neste caso, definiu-se uma distribuição bilinear como definido na Figura 209 (linha a cheio).



$\beta_{dir,1}$ a definir

$$\beta_{dir,2} = \begin{cases} \text{a definir no caso de uma distribuição bilinear da área resistente em altura} \\ \dfrac{1}{N-1} + \beta_{dir,1} \times \dfrac{N-2}{N-1} \quad \text{para uma distribuição linear de área resistente em altura} \end{cases}$$

$$\beta_{dir,i} = \frac{i-2}{N-2} + \beta_{dir,2} \times \frac{N-i}{N-2} \quad com\ i = 3,...,N$$

Figura 209: Distribuição de área das paredes em altura (2 configurações)

Portanto, destas relações podem ser deduzidas expressões para os termos utilizados no cálculo das grandezas que definem a curva de capacidade, nomeadamente, *T* (período elástico) e A_y (capacidade de cedência). Expressando a área de paredes resistentes ao nível do *i*-ésimo piso, usando as expressões 7.26 e 7.28, os somatórios dos termos que envolvam $\beta_{dir,i}$ e $\beta'_{dir,i}$ podem ser expressos por:

$$\begin{aligned}
&\sum_{i=1}^{N} \beta_{dir,i} = \beta_{dir,1} + \frac{1}{N-2} \times \left[(N-1) \times (\beta_{dir,2} \times N - 2) + (1 - \beta_{dir,2}) \sum_{i=2}^{N} i \right] \\
&\sum_{i=1}^{N} \beta'_{dir,i} = \frac{\beta_{dir,1}}{2} + \frac{1}{N-2} \times \left[(N-1) \times (\beta_{dir,2} \times N - 2) + (1 - \beta_{dir,2}) \sum_{i=2}^{N} i \right] \\
&\sum_{i=1}^{N} \beta'_{dir,i} \times i = \frac{\beta_{dir,1}}{2} + \frac{1}{2 \times (N-2)} \times \left[2 \times (1 - \beta_{dir,2}) \times \sum_{i=2}^{N} i^2 + (\beta_{dir,2} - 5 + 2 \times N \times \beta_{dir,2}) \times \sum_{i=2}^{N} i + \right. \\
&\qquad \left. + (N-1) \ \times \ (2 - N \times \beta_{dir,2}) \right] \\
&\sum_{i=1}^{N} \beta'_{dir,i} \times i^2 = \frac{\beta_{dir,1}}{2} + \frac{1}{2 \times (N-2)} \times \left[2 \times (1 - \beta_{dir,2}) \times \sum_{i=2}^{N} i^3 + (2 \times \beta_{dir,2} - 6 + 2 \times N \times \beta_{dir,2}) \times \sum_{i=2}^{N} i^2 + \right. \\
&\qquad \left. + (5 - \beta_{dir,2} - 2 \times N \times \beta_{dir,2}) \sum_{i=2}^{N} i + + (N \times \beta_{dir,2} - 2) \times (N-1) \right]
\end{aligned} \tag{7.29}$$

Para aplicações relacionadas apenas a uma distribuição linear da área resistente em altura, é útil reescrever algumas das expressões 7.38, de forma mais simples:

$$\begin{aligned}
&\sum_{i=1}^{N} \beta_{dir,i} = \frac{1}{N-1} \times \left[(N \times \beta_{dir,1} - 1) \times N + (1 - \beta_{dir,1}) \times \sum_{i=1}^{N} i \right] \\
&\sum_{i=1}^{N} \beta'_{dir,i} \times i = \frac{1}{2 \times (N-1)} \times \left[(2 \times N \times \beta_{dir,1} - \beta_{dir,1} - 1) \times \sum_{i=1}^{N} i + 2 \times (1 - \beta_{dir,1}) \times \sum_{i=1}^{N} i^2 - N \times (N - \beta_{dir,1}) \right] \\
&\sum_{i=1}^{N} \beta'_{dir,i} \times i^2 = \frac{1}{2(N-1)} \times \left[(2 \times N \times \beta_{dir,1} - \beta_{dir,1} - 1) \times \sum_{i=1}^{N} i^2 + 2 \times (1 - \beta_{dir,1}) \times \sum_{i=1}^{N} i^3 - N^2 \times (N - \beta_{dir,1}) \right]
\end{aligned} \tag{7.30}$$

Tal como a área de parede resistente, $A_{dir,i}$, os coeficientes $\beta_{dir,i}$ e $\beta'_{dir,i}$ dependem da direcção convencionada. Neste caso, as direcções *XX* e *YY* referem-se a duas direcções ortogonais em planta do edifício. Considerando, $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$ a área resistente das paredes em cada direcção ao nível do piso *i*, A_p a área em planta do edifício, γ o peso específico da alvenaria, *q* o valor da carga transmitida pelos pavimentos (combinação de carga quase permanente), e *H* a altura total do edifício, a massa m_i associada ao *i*-ésimo nível, é expressa do seguinte modo:

$$m_i = \left(A_{x,i} + A_{y,i}\right) \times \gamma \times H/N + A_p \times q \tag{7.31}$$

Consequentemente, o valor da tensão normal ao nível da base das paredes, dada pela expressão 7.25, pode ser reescrito da seguinte forma:

$$\sigma_0 = g \times \gamma \times h \times \frac{\sum_{i=1}^{N} \beta_{dir,i}}{\beta_{dir,1}} + \frac{N \times q \times g}{\alpha_{dir} \times \beta_{dir,1}} \times \delta_{dir} \tag{7.32}$$

sendo: δ_{dir} um coeficiente booleano, δ_{dir} =[0;1], dependente da direcção de descarga principal do pavimento, isto é, do seu caminho de carga, porque normalmente os pavimentos tradicionais em madeira descarregam sobre as paredes numa só direcção (*XX* ou *YY*). Em outros casos especiais pode ser ajustado o valor de δ_{dir}, se necessário.

Relativamente ao deslocamento último, D_u, o seu valor pode ser calculado analiticamente, dependendo do nível de deslocamento de cedência, D_y, do coeficiente de participação modal, Γ, da altura do edifício (*N*: número de pisos; *h*: altura entre pisos) e δ_u que representa o *drift* último que é dependente da qualidade e tipo de alvenaria (variando entre 0.004 e 0.1, segundo Cattari *et al.* [2004]).

Distinguem-se dois modos de colapso prevalentes para os edifícios em alvenaria, sendo o valor da ductilidade e consequentemente do deslocamento último diferente:

Para um colapso uniforme:

$$D_u = \delta_u \times h + D_y \times \left(1 - \frac{\Gamma}{N}\right) \tag{7.33}$$

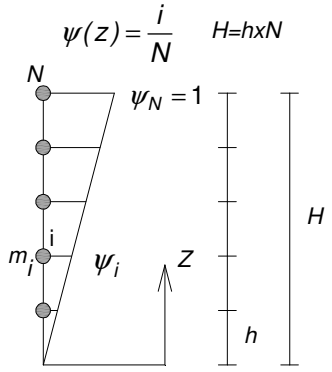
Para um colapso tipo *soft-storey*:

$$D_u = \delta_u \times \frac{N \times h}{\Gamma} \tag{7.34}$$

7.3.4 Curvas de capacidade bilineares: modo linear

Assumindo uma deformação global linear, considerando um vector de carregamento lateral triangular característico de uma forma modal linear, como indicado da Figura 210 e substituindo as expressões 7.17 e 7.18 na expressão 7.14 e usando as expressões 7.28 e 7.31, o período fundamental de vibração do edifício em cada direcção, T_{dir}, é dado por:

$$T_{dir} = 2\pi \times \sqrt{\frac{h}{G \times \alpha_{dir} \sum_{i=1}^{N} \beta_{dir,i}} \left[\gamma \times h \times \left(\alpha_x \times \sum_{i=1}^{N} \beta'_{x\,i} \times i^2 + \alpha_y \times \sum_{i=1}^{N} \beta'_{y\,i} \times i^2 \right) + q \times \sum_{i=1}^{N} i^2 \right]} \tag{7.35}$$



$$T_{dir} = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k_{dir}^*}};\ dir = XX \text{ ou } YY$$

$$m^* = \int_0^H m(z) \times \psi(z)^2\, dz = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \times z_i^2}{H^2} \qquad \psi(z_i) = \left\{ \frac{\ldots}{\frac{i}{N}} \right\}$$

$$k_{dir}^* = \int_0^H G \times A_{dir} \times \psi'(z)^2\, dz = \frac{\sum_{i=1}^{N} G \times A_{dir,i} \times h}{H^2}$$

$$T_{dir} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \times z_i^2}{\sum_{i=1}^{N} G \times A_{dir,i} \times h}};\ dir = XX \text{ ou } YY$$

T_{dir} : período fundamental do edifício (XX ou YY); m : massa generalizada; k_{dir}* : rigidez generalizada (XX ou YY); G : módulo de distorção; A_{dir} : área de parede resistente (XX ou YY); $\psi(z_i)$: vector modal; H : altura total do edifício; h : altura entre pisos*

Figura 210: Modo linear

Pela substituição das expressões 7.20 e 7.23 na expressão 7.19, o valor de $A_{y,dir}$ para a direcção considerada é dado por:

$$A_{y,dir} = \frac{\beta_{dir,1} \times \xi \times \tau_k \times \sqrt{1 + \frac{g}{1.5 \times \tau_k \times \beta_{dir,1}} \times \left(\gamma \times h \times \sum_{i=1}^{N} \beta_{dir,i} + \frac{N \times q \times \delta_{dir}}{\alpha_{dir}} \right)}}{\kappa} \tag{7.36}$$

sendo:

$$\kappa = \frac{1}{\alpha_y} \times \frac{\left[\gamma \times h \times \left(\alpha_x \times \sum_i \beta'_{xi} \times i + \alpha_y \times \sum_i \beta'_{yi} \times i \right) + q \times \sum_i i \right]^2}{\gamma \times h \times \left(\alpha_x \times \sum_i \beta'_{xi} \times i^2 + \alpha_y \times \sum_i \beta'_{yi} \times i^2 \right) + q \times \sum_i i^2} \tag{7.37}$$

O deslocamento último, D_u, é dado pela expressão 7.33, onde Γ é obtido pela substituição das expressões 7.21 e 7.31 na expressão 7.20:

$$\Gamma = N \times \frac{\gamma \times h \times \left(\alpha_x \sum_i \beta'_{xi} \times i + \alpha_y \sum_i \beta'_{yi} \times i \right) + q \sum_i i}{\gamma \times h \times \left(\alpha_x \sum_i \beta'_{xi} \times i^2 + \alpha_y \sum_i \beta'_{yi} \times i^2 \right) + q \sum_i i^2} \tag{7.38}$$

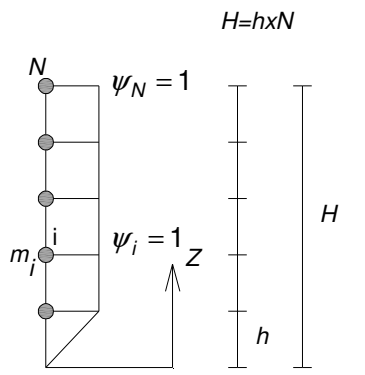
O uso de um único modo de vibração pode, em muitos casos, não representar bem a distribuição de forças laterais de inércia para solicitações dinâmicas, conduzindo a estimativas incorrectas do comportamento do edifício. Usualmente, para as construções tradicionais em alvenaria, a resposta dinâmica pode ser descrita pela contribuição de dois modos principais: modo linear e modo *soft-storey*, como já apresentado na Secção 7.3.1.

7.3.5 Curvas de capacidade bilineares: modo tipo *soft-storey*

Quando a estrutura responde fundamentalmente com um modo tipo *soft-storey*, como o ilustrado na Figura 211, as equações explícitas que definem a resposta tomam um formato mais simplificado.

Considerando que ψ_i =1, substituindo as expressões 7.17 e 7.18 na expressão 7.14, e usando as expressões 7.28 e 7.31, o valor do período fundamental de vibração da estrutura, em cada direcção, T_{dir}, é dado por:

$$T_{dir} = 2\pi \times \sqrt{\frac{h}{G \times \beta_{dir,i} \times \alpha_{dir}} \left[\gamma \times h \times \left(\alpha_x \times \sum_{i=1}^{N} \beta'_{xi} + \alpha_y \times \sum_{i=1}^{N} \beta'_{yi} \right) + N \times q \right]} \tag{7.39}$$



$$T_{dir} = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k_{dir}^*}};\ dir = XX\ ou\ YY$$

$$m^* = \int_0^H m(z)\times\psi(z)^2\,dz = \sum_{i=1}^{N} m_i \times 1 \qquad \psi(z_i) = \begin{Bmatrix} \dots \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$k^* = \int_0^H G\times A_{dir}\times\psi'(z)^2\,dz = \frac{G\times A_{dir,1}}{h}$$

$$T_{dir} = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i}{G\times A_{dir,1}}\times h};\ dir = XX\ ou\ YY$$

T_{dir} : período fundamental do edifício (XX ou YY); m : massa generalizada; k_{dir} * : rigidez generalizada(XX ou YY); G : módulo de distorção; A_{dir} : área de parede resistente (XX ou YY); $\psi(z_i)$: vector modal; H : altura total do edifício; h : altura entre pisos*

Figura 211: Modo tipo *soft-storey*

Substituindo na expressão 7.17 as expressões dadas pelas equações 7.21 e 7.28, e considerando ψ_i =1, a capacidade de cedência é dada por:

$$A_{y,dir} = \frac{\beta_{1,dir}\times\xi\times\tau_k\times\sqrt{1+\frac{g}{1.5\times\tau_k\times\beta_{1,dir}}\times\left(\gamma\times h\times\sum_{i=1}^{N}\beta_i + \frac{N\times q\times\delta_{dir}}{\alpha_{dir}}\right)}}{\kappa}\times\frac{\alpha_{dir}}{\alpha_y} \tag{7.40}$$

sendo:

$$\kappa = \gamma\times h\times\left(\frac{\alpha_x}{\alpha_y}\times\sum_i\beta'_{xi} + \sum_i\beta'_{yi}\right) + \frac{N\times q}{\alpha_y} \tag{7.41}$$

Neste caso o deslocamento último, D_u, é dado pela expressão 7.34, onde Γ toma o valor de 1, representando a participação total da massa.

Na Tabela 44 faz-se o resumo de todas as variáveis utilizadas. O uso destas expressões explícitas não se esgota apenas no desenvolvimento de um procedimento de cálculo automático das grandezas (T_{dir}, $A_{y,dir}$, D_y, D_u) que definem completamente a curva de capacidade bilinear de uma estrutura para avaliação da sua vulnerabilidade. Contribuem também no apoio a estudos paramétricos, uma vez que as características geométricas e mecânicas utilizadas na descrição de uma determinada tipologia construtiva e que são utilizadas na definição da curva de capacidade simplificada, poderão ser tratadas como variáveis.

Tabela 44: Parâmetros envolvidos na definição das curvas de capacidade simplificadas (bilineares)

	Parâmetro	Definição
Parâmetros geométricos	α_{dir}	Relação entre a área de paredes resistentes ao nível do último piso e a área em planta do edifício para uma dada direcção, *dir* (*XX* ou *YY*)
	$\beta_{dir,i}$	Relação entre a área de paredes resistentes do último piso e o piso *i*, para uma dada direcção, *dir* (*XX* ou *YY*)
	h (m)	Altura média entre pisos
	N	Número de pisos
Parâmetros mecânicos	$\gamma(kN/m^3)$	Peso específico médio da alvenaria
	τ_k (N/m^2)	Capacidade resistente da alvenaria ao corte (valor obtido de ensaios ou consulta de valores indicados em normas e regulamentos)
	G (N/m^2)	Valor médio do módulo de distorção/corte
Outros parâmetros	q (kg/m^2)	Valor da carga horizontal nos pavimentos (correspondente à combinação de carga quase permanente)
	ξ	Coeficiente que contabiliza o modo de rotura dominante
	δ_{dir}	Coeficiente dependente da direcção do vigamento de madeira no piso (varia entre 0 e 1)
	g	Aceleração da gravidade, 9.81m/s^2

7.4 Análise da incerteza

7.4.1 Parâmetros e incerteza

O modelo mecânico que utiliza uma curva de capacidade simplificada depende, como descrito na Secção 7.3, de uma série de características e aspectos traduzidos em parâmetros que são naturalmente afectados de um determinado grau de incerteza o que por sua vez, reflectir-se-á na definição dos limites dos estados de dano. A incerteza pode ser associada a diferentes fontes, nomeadamente:

- Aleatoriedade inerente aos parâmetros e/ou variáveis, que provém da sua própria natureza física. Por exemplo, o registo de uma medição, característica mecânica e aceleração do solo no caso da definição de acções sísmicas através de espectros de resposta. A redução desta fonte de incerteza é tratada pela recolha de um elevado número de registos, de forma a caracterizá-la, recorrendo a modelos probabilísticos;

- Incerteza com origem na variabilidade das características estruturais e no desempenho sísmico das estruturas, isto é, a qualidade e quantidade de dados poderão não ser suficientes para definir relações e distribuições empíricas dos dados recolhidos;

- Incerteza devido às simplificações assumidas. No modelo mecânico proposto, o facto de se ignorar a contribuição de algumas variáveis na definição da curva de comportamento bilinear, introduz uma incerteza no resultado obtido;

- Incerteza epistémica, associada à falta de conhecimento dos fenómenos envolvidos no procedimento.

No contexto da avaliação do risco e das perdas, surge a combinação de todas as fontes de incerteza mencionadas em fases distintas do processo de avaliação. A dificuldade intrínseca na definição do espectro de resposta, na avaliação do desempenho/resposta da estrutura, na definição dos estados de dano e a sua relação com os graus de dano, contribui significativamente para a variabilidade na sua quantificação. Revela-se assim, a necessidade de conhecer, controlar e quantificar a forma de propagação da incerteza sobre a resposta estrutural e sobre os resultados finais em termos de estimativa de dano.

7.4.2 Definição dos estados limite de dano e tratamento da incerteza associada

A definição dos estados limite de dano é assumida de forma empírica por opinião de especialistas, baseada na curva de capacidade resultante da resposta não linear de uma estrutura individual ou de uma dada tipologia, seja esta obtida por uma análise *pushover* ou por um procedimento simplificado como proposto neste trabalho. Assim, na avaliação dos estados limite de dano é necessário considerar a incerteza aleatória, que corresponde à incerteza inerente à natureza da sua definição.

Os estados limite de dano correspondem aos valores médios do deslocamento espectral que são função dos valores de deslocamento associados à capacidade de cedência e capacidade última, D_y e D_u. Como se pretende estimar danos, enuncia-se de seguida a classificação dos graus de dano proposta para edifícios em alvenaria, segundo a EMS-98 [Grünthal, 1998]. Esta classificação, também ela empírica, traduz e divide o dano em 6 graus: ausência de dano, dano ligeiro, dano moderado, dano extensivo a grave, dano muito grave e destruição. Na Tabela 45 estão descritos os 6 graus de dano referidos.

Tabela 45: Grau de dano para edifícios em alvenaria [adaptado de Grünthal, 1998]

Grau de dano	Descrição
Grau 0: Ausência de dano	Sem sinais de dano
Grau 1: Dano desprezível ou ligeiro (ausência de dano estrutural, danos não-estruturais ligeiros)	Fissuração de pequena abertura afectando apenas os revestimentos em poucas paredes e eventual destacamento de revestimentos em poucos casos
Grau 2: Dano moderado/médio (danos estruturais ligeiros, danos não-estruturais moderados)	Fissuração não generalizada das paredes. Fragilização e destacamento de revestimentos e elementos não estruturais
Grau 3: Dano extensivo a grave (danos estruturais moderados, danos não estruturais graves)	Fissuração extensiva e trespassante na maioria das paredes de alvenaria, fragilização de ligações entre elementos estruturais. Colapso e fragilização de elementos não estruturais (chaminés, paredes interiores, revestimentos)
Grau 4: Dano grave (danos estruturais graves, danos não estruturais muito graves)	Colapso parcial das estruturas: paredes, pavimento ou cobertura
Grau 5: Destruição (danos estruturais muito severos ou colapso)	Colapso ou em condições de colapso eminente

Tentando definir, apesar de toda a incerteza associada, a correspondência entre os graus de dano de uma abordagem estatística e os estados limite de dano de um procedimento mecanicista, verifica-se uma correspondência directa entre os indicadores dos primeiros três graus de dano e os estados limite de dano, à excepção dos graus de dano 4 e 5 e o estado limite de dano $S_{d,4}$ do procedimento mecânico, que não faz esta distinção de forma clara. Milutinovic e Trendafiloski [2003] e Giovinazzi [2005] propõem a definição dos graus de dano 4 e 5 em função do grau de dano médio resultante de uma distribuição binomial da probabilidade baseada nos 4 graus de dano, D_k (k de 1 a 4).

Na Figura 212 observa-se a comparação entre a curva bilinear idealizada e a curva "real" da resposta não linear da estrutura. Tipicamente, a rigidez inicial do sistema bilinear idealizado é definido de modo a garantir o equilíbrio da energia dissipada. Verifica-se assim, que a curva de capacidade de comportamento bilinear idealizada é caracterizada por um período, T, relativo a uma rigidez não elástica, correspondente a uma condição já danificada da estrutura. Daí que o estado limite $S_{d,1}$ esteja definido numa condição não linear, com um nível de sobrerresistência (ver Figura 212).

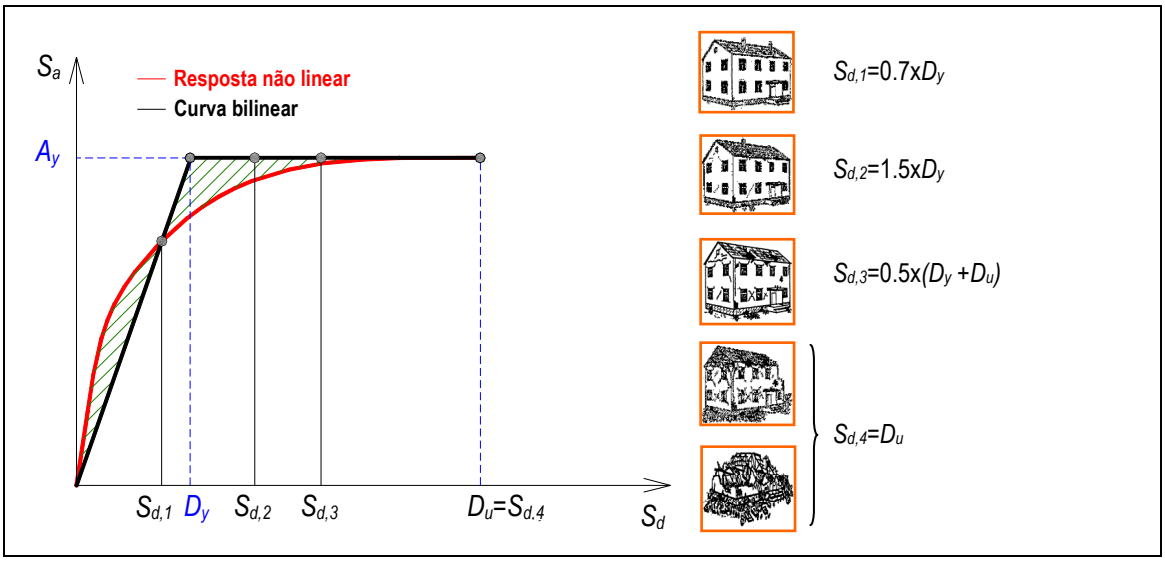


Figura 212: Definição dos estados limite de dano

Cada estado limite de dano, $S_{d,i}$, está associado a um valor de deslocamento espectral da curva do sistema equivalente de 1 g.d.l., que por sua vez se relaciona com níveis de deformação da resposta à acção sísmica, desde a fase de comportamento elástico até à instalação de dano (fissuração e fragilização), e finalmente até à perda de estabilidade e consequente colapso.

De acordo com as exigências de deformação da estrutura, podem assumir-se diferentes valores para os estados de dano. Neste estudo foram definidos os seguintes valores médios nominais (o supracitado (^{NV}) em cada estado de dano indica o valor nominal) para os estados limite de dano, em função de D_y e D_u:

$$
\begin{aligned}
S_{d,1}^{NV} &= 0.7 \times D_y \\
S_{d,2}^{NV} &= 1.5 \times D_y \\
S_{d,3}^{NV} &= 0.5 \times (D_y + D_u) \\
S_{d,4}^{NV} &= D_u
\end{aligned}
\qquad (7.42)
$$

A definição dos valores dos estados limite de dano foi inicialmente estabelecida com base em opinião de especialistas e têm sido ajustados com referência a ensaios a edifícios-teste e análises não-lineares a edifícios tipo. Note-se que a definição de $S_{d,1}$ poderá ser correlacionada com o grau de dano 0 e 1 definido na escala EMS-98 [Grünthal, 1998], uma vez que está associado a um valor no regime elástico, podendo surgir danos negligenciáveis a ligeiros. Na verdade, ocorrem danos ligeiros antes da cedência da estrutura, enquanto que para danos associados a estados limite superiores ($S_{d,2}$ e $S_{d,3}$), o valor do deslocamento espectral associado é sempre superior a D_y. Porém, no caso de D_u<2×D_y, a determinação dos estados limite

de dano propostas pelas expressões 7.42, não produz valores coerentes para os estados limite de dano, $S_{d,2}$ e $S_{d,3}$, sendo necessário uma outra definição para os mesmos.

De facto, a definição de tais limites está associada a uma aleatoriedade inerente, para o qual a distribuição probabilística é assumidamente uniforme:

$$\begin{cases} p_{S_{d,i}}(S_{d,i}) = \lambda & para \quad S_{d,i}^{NV} - \theta_{L,i} \le S_{d,i} < S_{d,i}^{NV} + \theta_{U,i} \\ p_{S_{d,i}}(S_{d,i}) = 0 & no\ resto\ do\ domínio \end{cases} \tag{7.43}$$

em que: λ é uma constante; θ_{Li} e θ_{Ui} definem o limite inferior e superior, respectivamente, do valor médio do estado limite, $S_{d,i}^{NV}$. Cada distribuição probabilística fica completamente descrita quando o limite inferior e superior está definido, assumindo que tais limites são os valores médios entre valores nominais $S_{d,i}^{NV}$ e $S_{d,i+1}^{NV}$ (como exposto graficamente na Figura 213). Apresenta-se uma possível distribuição dos limites dos estados de dano:

$$\begin{aligned} &0.4 \times D_y \le S_{d,1} < D_y \\ &D_y \le S_{d,2} < D_y + 0.25 \times D_u \\ &D_y + 0.25 \times D_u \le S_{d,3} < 0.25 \times \left(D_y + 3 \times D_u\right) \\ &0.25 \times \left(D_y + 3 \times D_u\right) \le S_{d,4} < 1.3 \times D_u \end{aligned} \tag{7.44}$$

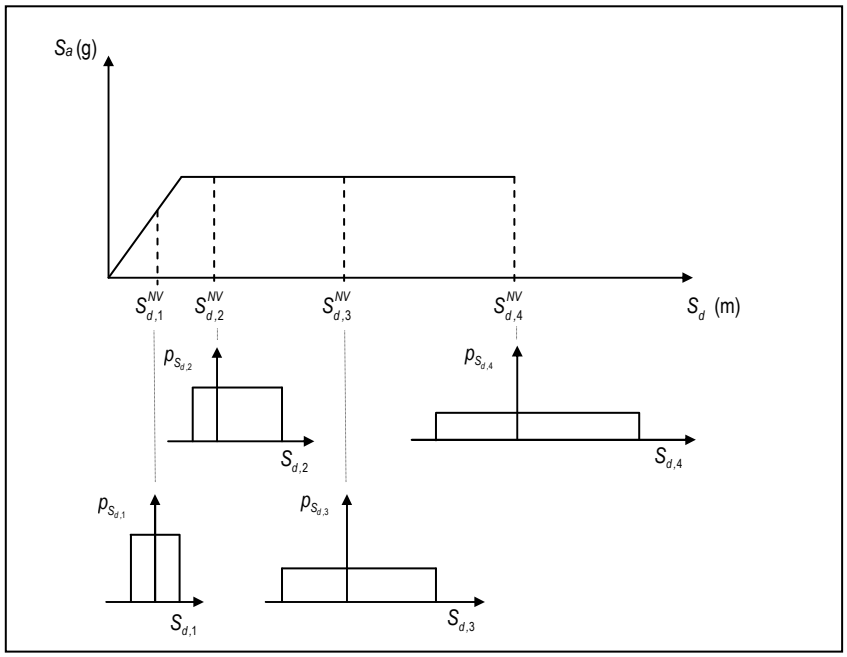


Figura 213: Distribuições associadas aos estados limite de dano

Manipulando matematicamente um determinado estado limite de dano genérico, conhecendo os limites da distribuição uniforme de probabilidade, consegue-se definir o valor médio $E[S_{d,i}]$ e a variância $V[S_{d,i}]$ de cada estado de dano, $S_{d,i}$ (i=1,.., 4) pelas seguintes expressões:

$$E\left[S_{d,i}\right]=\frac{1}{2}\times\left(2\times S_{d,i}^{NV}+\theta_{U,i}-\theta_{L,i}\right)$$
$$V\left[S_{d,i}\right]=\frac{1}{12}\times\left(\theta_{U,i}^{2}+\theta_{L,i}^{2}\right)^{2} \quad (7.45)$$

7.4.3 Formulação da probabilidade condicional associando a incerteza

As teorias da verificação da segurança estrutural assentam na teoria da fiabilidade. A segurança de uma estrutura, do ponto de vista da formulação matemática, é quantificada pela probabilidade de esta desempenhar as suas funções durante um determinado período de tempo, sujeito a determinadas condições de solicitação. Para a probabilidade de colapso, dado pelo cálculo do integral, tem-se:

$$p_f = \int_{\Omega_f} f_{sd}(r)\,dr \quad (7.46)$$

em que, p_f representa a probabilidade de colapso, num domínio Ω_f, em que é excedido um estado limite de dano ($S_d > S_{d,i}$) e que neste caso corresponde à eminência do colapso. Assim, r é a variável de estado de dano da função de densidade de probabilidade f_{sd}. Portanto, a verificação da segurança envolve a comparação de um estado limite $S_{d,i}$, que neste caso é representativo de uma condição de colapso, com o desempenho da estrutura expresso por um valor do deslocamento espectral, S_d.

O cálculo do integral definido na expressão 7.46 é de difícil avaliação, excepto em casos muito simples. No entanto, pode-se recorrer a procedimentos menos complexos [Haldar e Mahadevan, 1999], considerando S_d e $S_{d,i}$ variáveis aleatórias independentes, de distribuição lognormal, que dependem de um conjunto de parâmetros incertos. Define-se a função marginal de segurança do seguinte modo:

$$Sf_i = \frac{S_{d,i}}{S_d} \quad (7.47)$$

Aplicando o operador de logaritmo a Sf_i, expresso na expressão 7.47, pode-se reescrever a função marginal como:

$$M = ln\left(S_{d,i}\right) - ln\left(S_d\right) \tag{7.48}$$

Deste modo a probabilidade pode ser relacionada com o *i*-ésimo estado limite de dano e, assim, a expressão 7.47 pode-se escrever como:

$$p_{f,i} = P(M_i < 0) = P\left(\tilde{M} < -\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left(-\beta\right) \tag{7.49}$$

em que: $\tilde{M}$ é uma variável normal; μ_M e σ_M representam o valor médio e o desvio padrão, respectivamente; e, Φ é a função de densidade de probabilidade cumulativa da variável normal. Como S_d e $S_{d,i}$ são variáveis lognormais, $ln(S_d)$ e $ln(S_{d,i})$ são, portanto, variáveis de distribuição normal. A probabilidade cumulativa da distribuição marginal, *M*, será expressa como:

$$p_{f,i} = P(S_d > S_{d,i}) = \Phi\left[-\frac{E[M_i]}{\sqrt{V[M_i]}}\right] = \Phi\left[-\left(\frac{E[ln(S_{d,i})] - E[ln(S_d)]}{\sqrt{V[ln(S_{d,i})] + V[ln(S_d)]}}\right)\right] \tag{7.50}$$

em que: $E[\cdot]$ é o valor esperado; e $V[\cdot]$ a variância das variáveis. Como a dispersão das variáveis $S_{d,i}$ e S_d não é muito grande (isto é, o quociente do desvio padrão sobre o valor médio da variável *M* é pequena), considera-se $E[ln\, M] \approx ln\, E[M]$, e a expressão 7.50 pode escrever-se como:

$$p_{f,i} = \Phi\left[\frac{1}{\beta} \times ln\frac{E[S_d]}{E[S_{d,i}]}\right]; \quad \beta = \sqrt{V[M_i]} \tag{7.51}$$

No entanto, se a dispersão das variáveis S_d e $S_{d,i}$ for significativa (por exemplo, se $Var[S_d]$ e $Var[S_{d,i}]$ for maior que 0.3, sendo $Var[\cdot]$ o coeficiente de variância), um procedimento diferente deve ser seguido, como por exemplo o descrito por Haldar e Mahadevan [1999]. A expressão 7.50 pode então ser reescrita como:

$$p_{f,i} = \Phi\left[\frac{ln\frac{E[S_d]}{E[S_{d,i}]}}{\sqrt{Var[S_{d,i}]^2 + Var[S_d]^2}}\right] \tag{7.52}$$

ou ainda, como:

$$p_f = \Phi\left[\frac{1}{\beta} ln \frac{E[S_d]}{E[S_{d,i}]}\right]; \quad \beta = \sqrt{Var[S_d]^2 + Var[S_{d,i}]^2} \tag{7.53}$$

Desta forma, a probabilidade de colapso, isto é, a probabilidade de ser excedido um determinado estado limite, pode ser definida unicamente pelos momentos estatísticos dos valores do deslocamento espectral do ponto de resposta S_d, e dos limites dos estados de dano $S_{d,i}$, sem requerer o conhecimento da sua distribuição. O valor de β representa o desvio padrão da variável M. Note-se que as expressões 7.49 a 7.51 são precisamente a base da formulação geral das curvas de fragilidade (ver expressão 7.5, na Secção 7.2.2).

7.4.4 Definição dos momentos estatísticos da resposta e dos estados limite de dano

Nesta secção, pretende-se estudar, de forma individualizada, a influência da propagação da incerteza associada aos vários parâmetros utilizados na definição da curva de capacidade. Os parâmetros envolvidos na definição da curva de capacidade são incertos, e daí apresentem variabilidade de natureza aleatória, porém alguns desses parâmetros poderão ser considerados de natureza determinística.

A consideração da variabilidade inerente a estes parâmetros (ver Figura 214) pode ser tratada através de uma correlação estabelecida entre eles, mediante o desenvolvimento em série de *Taylor* [MATH, 2004] de uma função diferenciável, calculada para o seu valor médio e com a sua variabilidade definida pelos operadores de valor esperado, covariância, variância e coeficiente de correlação. O objectivo final é obter uma curva de capacidade com base probabilística, para a qual se conheça a sua variabilidade.

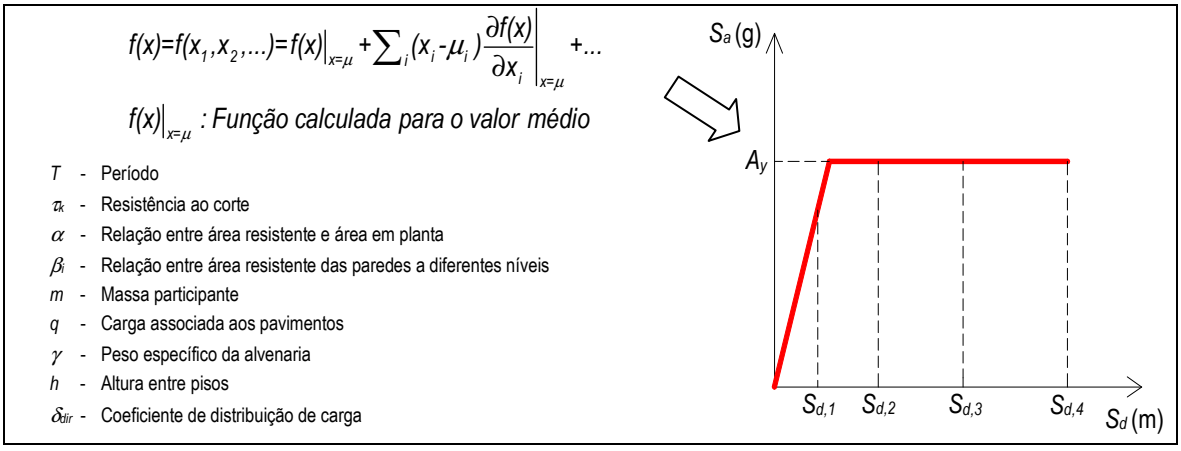


Figura 214: Desenvolvimento em série de *Taylor* para a definição dos momentos estatísticos dos parâmetros que influenciam a curva de capacidade

Relativamente à formulação dos momentos estatísticos, considera-se $R(P)$ uma relação funcional de vários parâmetros aleatórios P, definindo-se R como uma quantidade aleatória, por exemplo, $R=S_{d,i}$ da função

marginal, M_i, que é relacionado, por sua vez, ao vector de parâmetros aleatórios, P, por exemplo: $R=S_d(h, \beta_x, \beta_y, \alpha_x, \alpha_y, q, \tau_k, \gamma, G)$ ou $R=S_{d,i}(h, \beta_x, \beta_y, \alpha_x, \alpha_y, q, \tau_k, \gamma, G)$. A quantidade aleatória R pode ainda ser uma função determinística de parâmetros, P (por exemplo: $R=A_y, T, D_y, D_u$) ou a própria função marginal, M_i. O desenvolvimento em série de *Taylor* [MATH, 2004] de R em torno de uma variável P_0 é dado por:

$$R(P) \cong R\Big|^{P_0} + \sum_i (P_i - P_{i0}) \times \frac{\partial R}{\partial P_i}\Big|^{P_0} + \frac{1}{2}\sum_{ij} (P_i - P_{i0})(P_j - P_{j0}) \times \frac{\partial^2 R}{\partial P_i P_j}\Big|^{P_0} + \ldots \tag{7.54}$$

onde: P_i e P_j são os i e j-ésimos termos de P; P_{i0} e P_{j0} são os i e j-ésimos termos de P_0; e o supracitado ($|^{P0}$) assinala as quantidades avaliadas em correspondência com P_0. Em particular, quando $P_0=E[P]$, o procedimento acima indicado na expressão 7.54 é referido ao valor médio, que é na verdade o momento centrado na variável P.

A obtenção dos momentos estatísticos da variável R, se conhecidos os momentos estatísticos da distribuição de primeira e segunda ordem, não é mais do que a média e a variância dos parâmetros designados por P. Assumindo $P_0=E[P]$ e aplicando a $R(P)$ definido na expressão 7.54, os operadores estatísticos $E[\cdot]$ e $V[\cdot]$, obtêm-se a média e a variância, de acordo com toda a informação disponível dos parâmetros. Da expansão desenvolvida em série de *Taylor*, truncada em relação à derivada de primeira ordem, obtém-se:

$$\begin{aligned} E[R] &\cong R\Big|^{P_0} + E[\varepsilon_R] \\ V[R] &\cong V\left[R\Big|^{P_0}\right] + \sum_i \sum_j \frac{\partial R}{\partial P_i}\Big|^{P_0} \frac{\partial R}{\partial P_j}\Big|^{P_0} \times Cov\left[P_i, P_j\right] + V[\varepsilon_R] \end{aligned} \tag{7.55}$$

onde: $Cov[\cdot]$ representa o operador de covariância; e ε_R o erro inerente ao modelo de cálculo (ver Solari [1997] para o desenvolvimento em série de *Taylor* de ordem superior). A primeira das duas expressões indicadas em 7.55, define $E[R]$ como o valor médio de R determinado com os valores médios dos vários parâmetros assinalados de P, e a segunda expressão, define $V[R]$ como a soma de três contribuições: natureza aleatória da variável $V[R]_{md}$, a incerteza associada dos parâmetros $V[R]_{par}$ e, o erro do modelo $V[R]_{\varepsilon}$:

$$\begin{aligned} V[R]_{md} &= V\left[R\Big|^{P_0}\right] \\ V[R]_{par} &= \sum_i \sum_j \frac{\partial R}{\partial P_i}\Big|^{P_0} \frac{\partial R}{\partial P_j}\Big|^{P_0} \times Cov\left[P_i, P_j\right] \\ V[R]_{\varepsilon} &= V[\varepsilon_R] \end{aligned} \tag{7.56}$$

Desenvolvendo a expansão definida na expressão 7.54 em série de *Taylor*, para passar de uma formulação de primeira ordem para uma de segunda ordem, é necessário o conhecimento dos momentos estatísticos de segunda, terceira e quarta ordem dos parâmetros, exigindo o conhecimento da sua distribuição [MATH, 2004]. Portanto, a variância de *R* é calculada retendo os termos da primeira derivada de todos os parâmetros, mas usando o valor médio dado pela expansão do desenvolvimento em série de *Taylor* de segunda ordem, obtendo assim:

$$\begin{aligned} E[R] &= R\big|^{P_0} + \frac{1}{2}\sum_i\sum_j \left.\frac{\partial^2 R}{\partial P_i \partial P_j}\right|^{P_0} \times Cov\left[P_i, P_j\right] + E[\varepsilon_R] \\ V[R] &= V\left[R\big|^{P_0}\right] + \sum_i\sum_j \left.\frac{\partial R}{\partial P_i}\right|^{P_0} \left.\frac{\partial R}{\partial P_j}\right|^{P_0} \times Cov\left[P_i, P_j\right] + \frac{1}{4}\sum_i\sum_j\sum_h\sum_k \left.\frac{\partial^2 R}{\partial P_i^2}\right|^{P_0} \left.\frac{\partial^2 R}{\partial P_j^2}\right|^{P_0} \times Cov\left[P_i, P_j\right] \times Cov\left[P_h, P_k\right] + V[\varepsilon_R] \end{aligned} \tag{7.57}$$

Usando toda a formulação exposta nesta secção na avaliação da função marginal, M_i, note-se que S_d é uma função determinística de parâmetros incertos (h, β_x, β_y, α_x, α_y, q, τ_k, γ, G) e $S_{d,i}$ é uma quantidade aleatória inerente, que é função, por sua vez, de parâmetros incertos.

Deste modo, assinala-se que o valor de β expresso nas expressões 7.5 e 7.51 é dado pela soma de três contribuições que estão na origem da variabilidade de S_d e $S_{d,i}$. A primeira contribuição, β_{rnd}, está associada à aleatoriedade inerente do valor considerado, $V\left[R\big|^{P_0}\right]$, portanto contribui apenas para a variância do estado limite de dano, $S_{d,i}$. A segunda contribuição, β_{par}, é devido à aleatoriedade de *P*, afectando tanto S_d como $S_{d,i}$. A terceira contribuição, β_ε, é devido ao erro do modelo, expressando assim β como:

$$\beta = \sqrt{\beta_{par}^2 + \beta_{rnd}^2 + \beta_\varepsilon^2} \tag{7.58}$$

Não será considerado na aplicação numérica desenvolvida, o valor de β_ε, deste modo, $\beta_{par}^2 = V[M]_{par}$; $\beta_{rnd}^2 = V[M]_{rnd}$; $\beta_\varepsilon^2 = V[M]_\varepsilon$. Mas se considerarmos $E[\varepsilon_R]=0$ e que a capacidade é definido por uma função determinística de parâmetros, a aleatoriedade inerente é dada unicamente pelos estados limite, sendo simplesmente dada por $\beta_{rnd}^2 = V[S_{d,i}]_{rnd}$.

7.5 Aplicação numérica da formulação proposta

7.5.1 Propagação da incerteza

Exemplifica-se a avaliação da vulnerabilidade para um edifício de alvenaria com 4 pisos, representativo dos edifícios da Baixa de Coimbra (ver Figura 215), localizado numa zona sísmica tipo II, solo tipo B de acordo com o EC8 [CEN, 2004], e com aceleração de pico, PGA=0.20g. No entanto, esta análise também se pode fazer para grupos de edifícios com o mesmo número de pisos. Os dados referentes a esta construção foram extraídos da base de dados referida no Capítulo 3. Os parâmetros referentes a este caso de estudo são: h = 3.13m, β_x = 2.04, β_y = 1.52, α_x = 0.02, α_y = 0.05, q = 310 kg/m^2, γ= 1960kg/m^3, G = 2×10^{8}N/m^2, τ_k=60000 N/m^2, ξ=1 e δ_{dir}=1. Estes valores são considerados valores médios.

A variabilidade dos parâmetros é assumida como se tratasse de um erro de estimativa, assumindo-se então o desvio padrão para os vários parâmetros como sendo: $\sigma[h]$=0.05xh, $\sigma[\beta_x]$=0.10xβ_x, $\sigma[\beta_y]$=0.10xβ_y, $\sigma[\alpha_x]$=0.10xα_x, $\sigma[\alpha_y]$=0.10xα_y, $\sigma[q]$=0.15xq, $\sigma[\gamma]$=0.10xγ, $\sigma[G]$=0.10xG, $\sigma[\tau_k]$=0.15xτ_k, $\sigma[\xi]$=0 e $\sigma[\delta_{dir}]$=0.

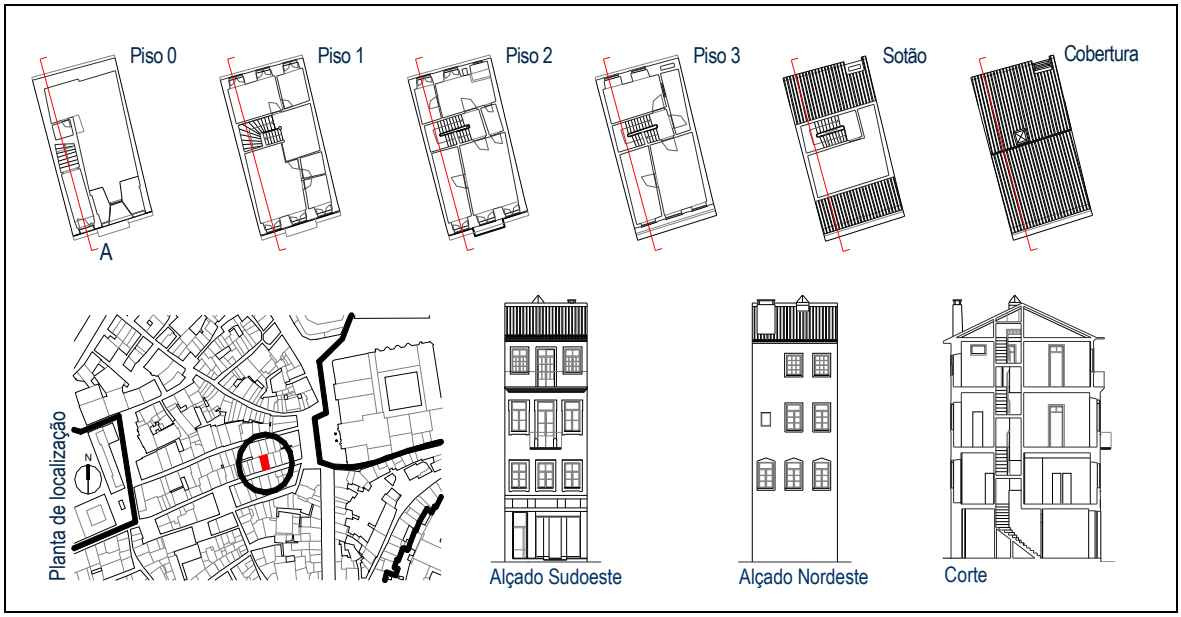


Figura 215: Edifício analisado (representativo dos edifícios da Baixa de Coimbra)

São definidos ainda os coeficientes de correlação entre todos os parâmetros necessários ao cálculo de $E[\cdot]$ e $V[\cdot]$, indicado na expressão 7.57. Apenas alguns dos parâmetros apresentam um grau de correlação: $Cov\left[\beta_x,\beta_y\right]/\sqrt{V[\beta_x]V\left[\beta_y\right]}=-0.4$; $Cov\left[\alpha_x,\beta_x\right]/\sqrt{V[\alpha_x]V[\beta_x]}=0.1$; $Cov\left[\alpha_x,\beta_y\right]/\sqrt{V[\alpha_x]V\left[\beta_y\right]}=-0.3$ $Cov\left[\alpha_x,\beta_y\right]/\sqrt{V[\alpha_x]V\left[\beta_y\right]}=-0.2$; $Cov\left[\alpha_y,\beta_y\right]/\sqrt{V\left[\alpha_y\right]V\left[\beta_y\right]}=0.1$.

Os restantes consideram-se não correlacionados. Estes valores baseiam-se nos resultados do tratamento estatístico realizado dos vários parâmetros envolvidos na definição da curva de capacidade para todos os edifícios com 4 pisos. Foi assumido um modo de comportamento linear com distribuição de exigências de deslocamento, também linear, em altura ($\psi_i=i/N$), e ainda uma variação linear de área resistente em altura. Para proceder a todas as operações matemáticas, recorreu-se ao desenvolvimento de todo o processo de cálculo com o programa *MathCad*, versão 13.0 [Mathsoft, 2004].

O primeiro passo consistiu na análise da propagação da incerteza associada a cada um dos parâmetros: h, β_x, β_y, α_x, α_y, q, τ_k, γ e G, sobre a curva de capacidade do edifício. Neste exemplo apenas se apresenta a análise para a direcção *YY*. Para avaliar o efeito associado a cada um dos parâmetros, quer na resistência, quer na rigidez, considerou-se a aleatoriedade de cada variável individualmente, assumindo as restantes os valores médios. Expandido em série de *Taylor*, o valor de R em relação ao parâmetro considerado aleatório, usando a expressão 7.55 (por exemplo: $R=T$, $R=A_y$, $R=S_{d,1}^{NV}$, $R=S_{d,2}^{NV}$, $R=S_{d,3}^{NV}$, $R=S_{d,4}^{NV}$), pode calcular-se assim o valor médio, $E[\cdot]$ e a variância $V[\cdot]$.

Na Figura 216, visualiza-se a variabilidade da curva de capacidade para cada um dos parâmetros avaliados, e ainda a variabilidade dos estados limite de dano. Estão representados diagramas paramétricos, definindo duas curvas de capacidade (média mais o desvio padrão, e, média menos o desvio padrão) e são ainda indicados os estados limite de dano para estas duas situações.

Da análise da Figura 216, a variabilidade de cada um dos parâmetros estudados afecta de forma diferente o período, T, e a resistência, A_y, da estrutura. Os valores de h e G afectam o período de forma mais significativa, enquanto que os valores de τ_k, α_y e β_y, afectam significativamente a capacidade resistente do edifício na direcção em estudo (*YY*).

Como se perspectiva a definição expedita da curva de capacidade, refere-se que pela análise dos resultados, a altura entre pisos, h, não é uma fonte de variabilidade relevante, e consequentemente a sua avaliação aproximada das dimensões pode ser feita sem se repercutir de forma significativa nos resultados. O mesmo se constata para o valor do peso especifico da alvenaria, γ. Relativamente ao módulo de corte, G, a sua variabilidade influencia apenas o comportamento em regime elástico. Se a variabilidade na avaliação do carregamento horizontal, q, for significativa, verifica-se que a sua influência pode ser prevalente no comportamento estrutural. Os parâmetros que maior influência apresentam sobre a definição da curva de capacidade são os que estão relacionados com a capacidade em corte, nomeadamente a área resistente das paredes na direcção considerada (β_y e α_y) e a resistência característica ao corte, τ_k.

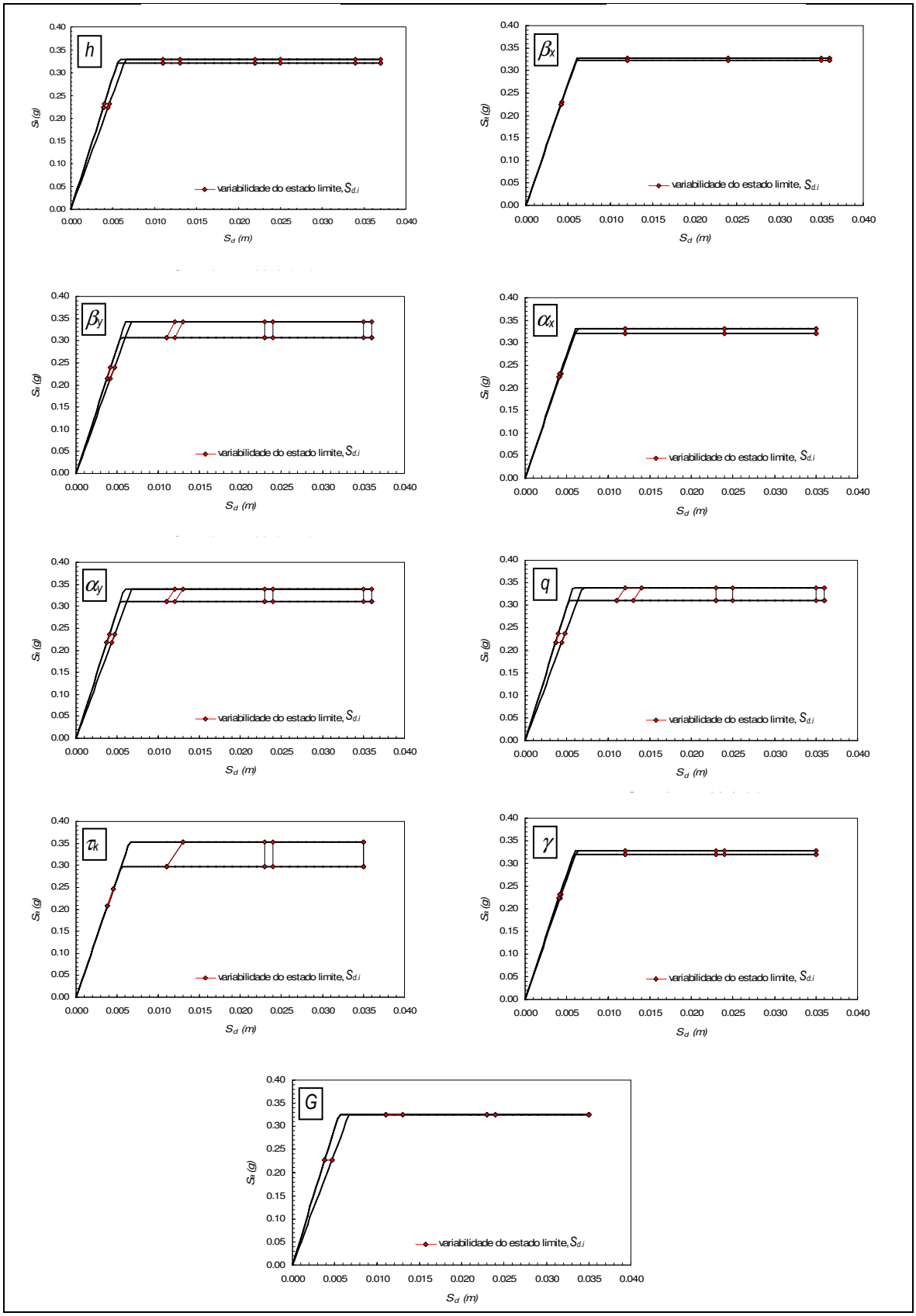


Figura 216: Propagação da incerteza sobre a definição da curva de capacidade e dos estados de dano devido à variabilidade dos parâmetros h, β_x, β_y, α_x, α_y, q, τ_k, γ e G

Refira-se ainda que relativamente à forma do modo de comportamento para o tipo *soft-storey*, o papel dos parâmetros analisados é o mesmo, constatando-se apenas uma redução em termos de resistência e deslocamento (ductilidade inferior).

Na Figura 217 evidencia-se a variabilidade da curva de capacidade associada à variabilidade em simultâneo de todos os parâmetros considerados incertos e identificados anteriormente. Os valores que definem a curva de capacidade média são: $E[T]$=0.27seg, $E[A_y]$=0.32g, $E[D_y]$=0.006m. No caso de um modo do tipo *soft-storey*, os valores que definem a curva de capacidade média são: $E[T]$=0.19seg, $E[A_y]$=0.26g e $E[D_y]$=0.002m.

Analisou-se ainda a utilização dos valores de segunda ordem no cálculo de $E[\cdot]$ *e de* $V[\cdot]$, usando as expressões 7.57 para as grandezas T, A_y e D_y, verificando-se que não introduzem um rigor significativo na definição dos mesmos.

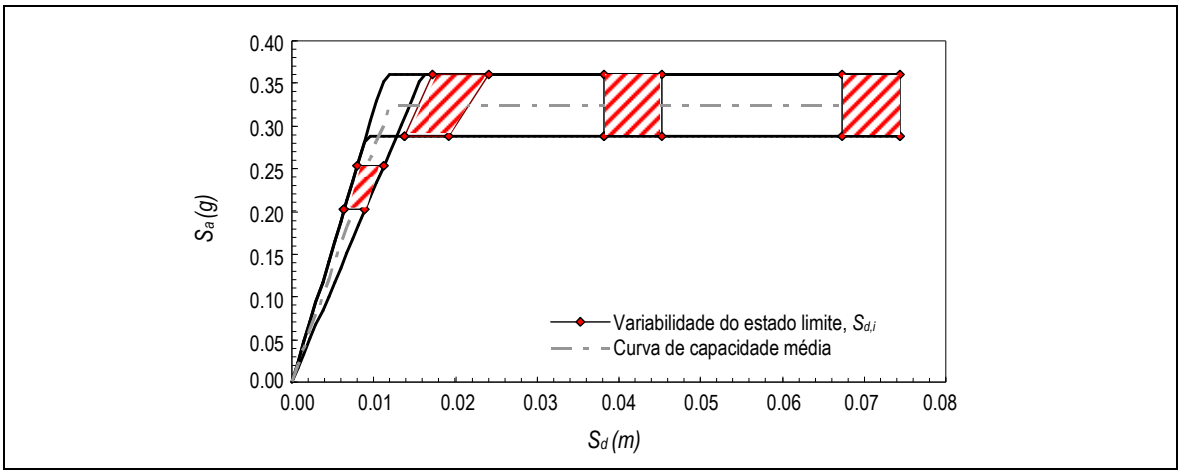


Figura 217: Propagação da incerteza devido à influência simultânea de todos os parâmetros de natureza incerta

Na Figura 218, a título de exemplo, apresenta-se a estimativa da resposta do edifício para uma solicitação sísmica caracterizada por uma aceleração de pico PGA=0.20g, para um solo tipo B, de acordo com o EC8 [CEN, 2004]. O deslocamento espectral, S_d, correspondente à resposta da estrutura é obtido através de uma função analítica dada pela expressão 7.4 (função determinística que depende de vários parâmetros com incerteza associada).

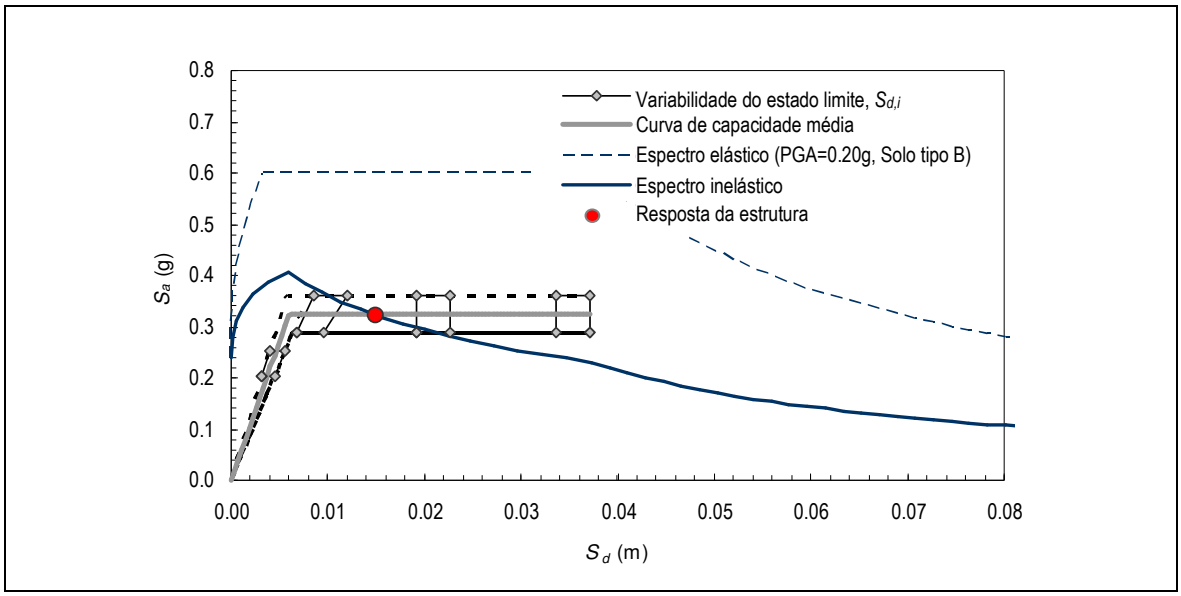


Figura 218: Avaliação da resposta do edifício

Identificada a resposta, segue-se a definição dos limites dos estados de dano, usando as expressões 7.42 a 7.45. Posteriormente define-se a função marginal, M_i, dada pela expressão 7.48 para cada estado limite, $S_{d.i}$, desenvolvendo em série de *Taylor* a função marginal, obtendo o valor médio $E[\cdot\,]$ e a variância $V[\cdot\,]$ com as expressões 7.55, que depois permite calcular a probabilidade cumulativa condicional, $p_{f,i}$, definida pela expressão 7.50.

Obtêm-se assim, numericamente, as curvas de fragilidade aplicando a expressão 7.51 e a expressão 7.58 para calcular o valor de β (ver Tabela 46 e Figura 219). Consequentemente define-se a distribuição probabilística do grau de dano, D_k. Todo o procedimento numérico é apoiado por uma aplicação desenvolvida em *Mathcad* [Mathsoft, 2004].

Tabela 46: Resultados do tratamento de β

Estado limite $S_{d,1}$	Estado limite $S_{d,2}$	Estado limite $S_{d,3}$	Estado limite $S_{d,4}$
$E[S_d]$=0.016m	$E[S_d]$=0.016m	$E[S_d]$=0.016m	$E[S_d]$=0.016m
$S_{d,1}^{NV}$ = 0.0042	$S_{d,2}^{NV}$ = 0.0090	$S_{d,3}^{NV}$ = 0.0210	$S_{d,4}^{NV}$ = 0.0350
β_{md}=0.244 ; β_{par}=0.142	β_{md}=0.242 ; β_{par}=0.142	β_{md}=0.176 ; β_{par}=0.142	β_{md}=0.139 ; β_{par}=0.142
β=0.282	β=0.280	β=0.226	β=0.199

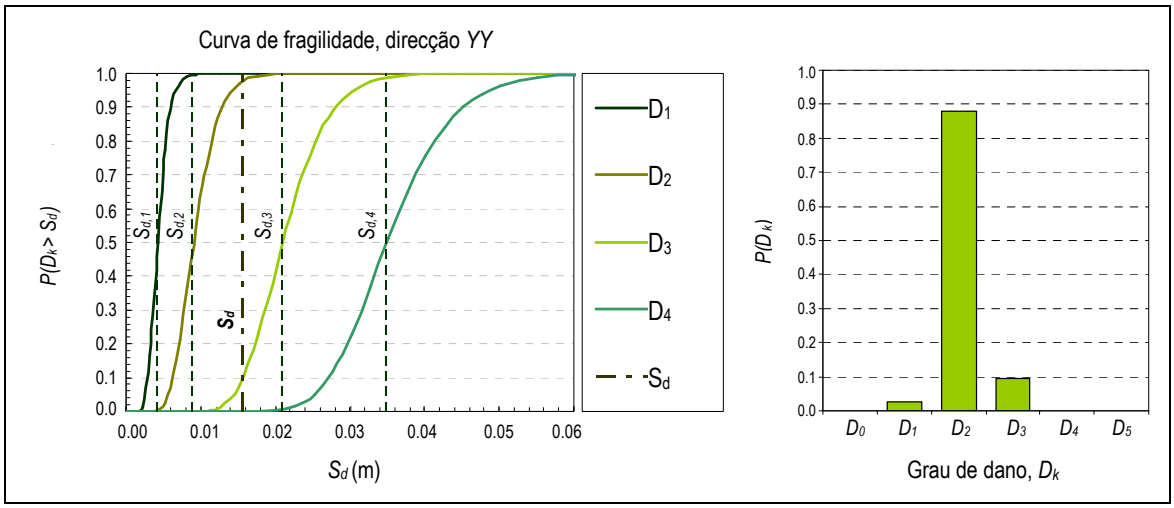


Figura 219: Curvas de fragilidade e distribuição de dano

Os valores obtidos para β são baixos e, por isso, as curvas de fragilidade obtidas conduzem a uma distribuição com um grau de dano médio, μ_D, caracterizado por uma dispersão reduzida, indicadora de um bom resultado.

7.6 Comportamento dos edifícios em agregado

Um aspecto fundamental na evolução do tecido urbano dos centros históricos antigos é compreender o processo cronológico da construção, nomeadamente de edifícios adjacentes que partilham paredes meeiras em alvenaria resistente com as fachadas principais alinhadas. Nesta perspectiva, os edifícios não constituem unidades independentes, não tendo assim um comportamento estrutural independente e suscitando interacção entre eles quando sujeitos a acções horizontais. A avaliação da vulnerabilidade dos edifícios e do desempenho face à acção sísmica, deve ser desenvolvida à escala do agregado estrutural, constituído por vários edifícios e não apenas por edifícios isolados. Com base no exposto nas Secções 7.2, 7.3 e 7.4, apresenta-se nesta Secção 7.6 um procedimento para a avaliação da vulnerabilidade do agregado estrutural.

Propõe-se assim a aplicação de modelos mecânicos para o agregado, tal como na avaliação dos edifícios isolados na estimativa dos danos. Faz-se ainda o confronto dos resultados através da comparação da distribuição de danos produzido por este procedimento com os da metodologia utilizada e descrita no Capítulo 6.

7.6.1 Processo diacrónico da construção

Em consequência do processo diacrónico da construção de edifícios em alvenaria em meios urbanos, tipicamente estes vão moldando uma malha apertada de lotes e ruas estreitas densamente populadas [Pinto, 2006]. Estas construções, em banda, formam um agregado estrutural caracterizado pela partilha de paredes resistentes onde apoiam pavimentos e coberturas, em que as fachadas são alinhadas, mas que na maioria dos casos não apresentam boas condições de ligação às paredes adjacentes (ver Figura 220), e caracterizam-se por uma pronunciada heterogeneidade de soluções e qualidade construtiva. Esta realidade constata-se não só para o centro histórico de Coimbra, como também para a maioria dos centros urbanos históricos na Europa. Este tipo de crescimento implicou a ligação entre edifícios, que poderá atingir a escala de um quarteirão completo e que inevitavelmente condiciona o comportamento dos edifícios que o constituem, de forma negativa ou positiva, como veremos adiante [Ortigia, 2000].

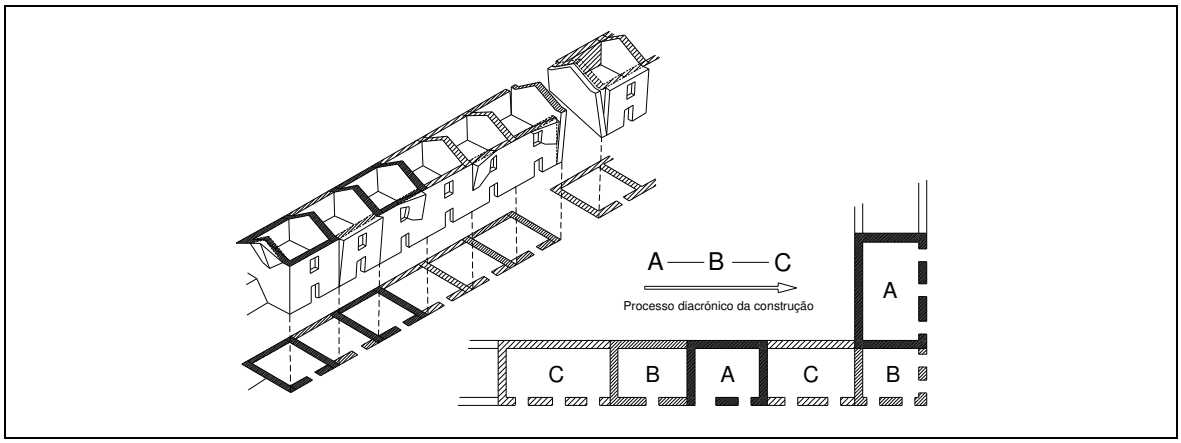


Figura 220: Processo de construção diacrónico e interacção entre edifícios [adaptado de Ortigia, 2000]

Esta interacção entre edifícios adjacentes não altera apenas o esquema estrutural e o caminho das cargas verticais, mas também a resposta face às acções sísmicas que muito depende das particularidades introduzidas pelo grau de confinamento e da qualidade das ligações com as construções vizinhas. Considera-se oportuna a avaliação da vulnerabilidade do agregado, constituindo uma hipótese mais realista e que complementa a avaliação dos edifícios individualmente, como já exposto na Secção 7.5.

7.6.2 Resposta sísmica de um agregado estrutural

A resposta sísmica de um edifício em alvenaria depende de uma série de factores já discutidos e apresentados na metodologia do índice de vulnerabilidade exposta no Capítulo 6 (qualidade do sistema resistente, distância máxima entre paredes, ligação entre os pavimentos e as paredes, tipo de cobertura, posição e localização no agregado, irregularidade em altura e em planta, etc.). No entanto, avaliar a

vulnerabilidade sísmica de um grupo de edifícios, que constituem um agregado estrutural através da avaliação individual de cada um dos edifícios não é muito rigoroso, uma vez que os mecanismos de rotura e colapso que se geram no plano e fora do plano são altamente condicionados pelo efeito do agregado.

A forma e grau de interacção entre edifícios adjacentes é muito dependente da partilha ou não de elementos estruturais e das irregularidades produzidas pelas diferenças de rigidez e altura de edifícios vizinhos. Cada um dos edifícios constituintes de um agregado tem um nível de vulnerabilidade sísmica quando analisado individualmente. A sua inserção no agregado estrutural pode aumentar ou reduzir a sua vulnerabilidade individual e até a do próprio agregado. Deste ponto de vista, para alguns edifícios mais vulneráveis, a sua de inclusão num agregado estrutural, pode revelar-se benéfica devido ao confinamento proporcionado por edifícios contíguos. Porém em certas situações a interacção pode agravar a resposta de alguns edifícios, como é o caso de edifícios localizados nos extremos das bandas ou de gaveto.

O fenómeno de interacção edifício fraco - edifício forte, implicará provavelmente um nível de dano agravado para as construções de melhor capacidade, enquanto que os edifícios mais frágeis sofrerão danos menos severos pelo facto de estarem protegidos pela sua inserção no agregado, quando comparados com os danos que poderiam sofrer se considerados isolados. Globalmente, aceita-se que a vulnerabilidade do agregado de edifícios será tendencialmente inferior se comparada com a dos edifícios considerados isoladamente, porém isto não será verdade para edifícios situados em gaveto ou no extremo de uma banda. As irregularidades originadas pelo comportamento dos edifícios em agregado podem gerar efeitos locais, consequentemente alterando significativamente a resposta, impondo exigências de deformação diferentes para determinadas paredes de um mesmo edifício.

A forma do agregado estrutural poderá assumir diversas geometrias, como se observa no exemplo da Figura 221, características do desenho urbano do Séc. XVIII dos centros históricos, no entanto, a mais frequente é a de edifícios em banda. Qualquer que seja a forma do agregado, a vulnerabilidade terá de ser avaliada para diversas direcções, particularmente na direcção paralela às paredes de fachada e perpendicular a estas (na direcção das paredes meeiras). No caso de agregados de geometria mais complexa, a sua análise deve passar pela segregação em unidades menores, de forma a serem estudadas com maior detalhe.

Para o tipo de agregado mais recorrente, edifícios em banda, muitos efeitos podem originar-se da interacção entre edifícios, como, por exemplo, é o caso das paredes ao nível do piso térreo, em que normalmente são esperados modos de rotura por corte para paredes de maior desenvolvimento e espesura, e por flexão para painéis de parede mais esbeltos. Porém, estes modos podem ser alterados pela resposta do grupo de edifícios. Factores como o desalinhamento de paredes da envolvente (fachadas) e o desalinhamento de aberturas e de pavimentos, induzem importantes diferenças de rigidez e podem alterar os mecanismos de

colapso expectáveis e o caminho das cargas para acções horizontais. Nas Figuras 222 e 223 apresentam-se exemplos de situações onde a geometria do agregado influencia, de forma significativa, os mecanismos de dano e colapso que possam ser despoletados.

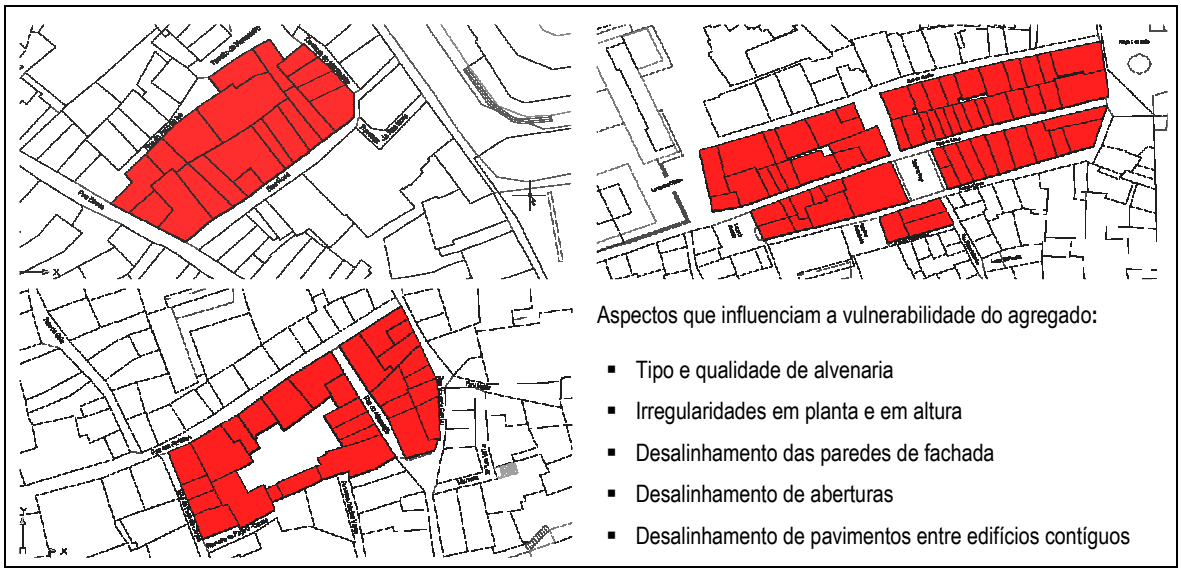


Figura 221: Geometria dos agregados e aspectos que influenciam a sua vulnerabilidade

Os edifícios de gaveto e de banda extremo são especialmente vulneráveis devido à sua posição, e normalmente sofrem maiores níveis de dano, porque estão sujeitos a forças de inércia maiores associados à falta de travamento, sendo mais vulneráveis a mecanismos de dano por movimentos cinemáticos de rotação e escorregamento.

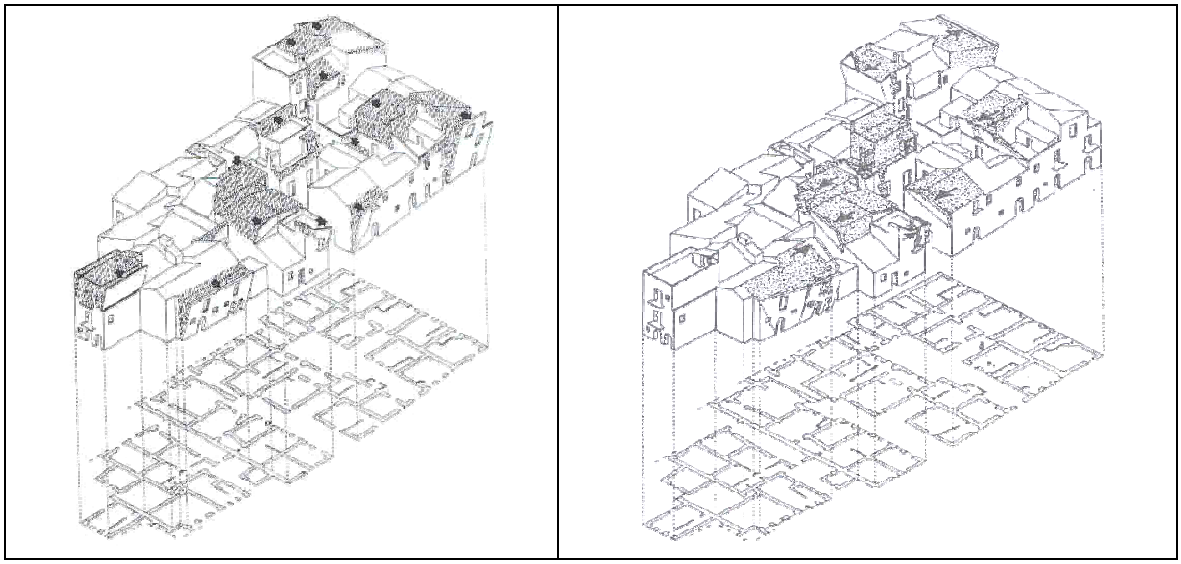
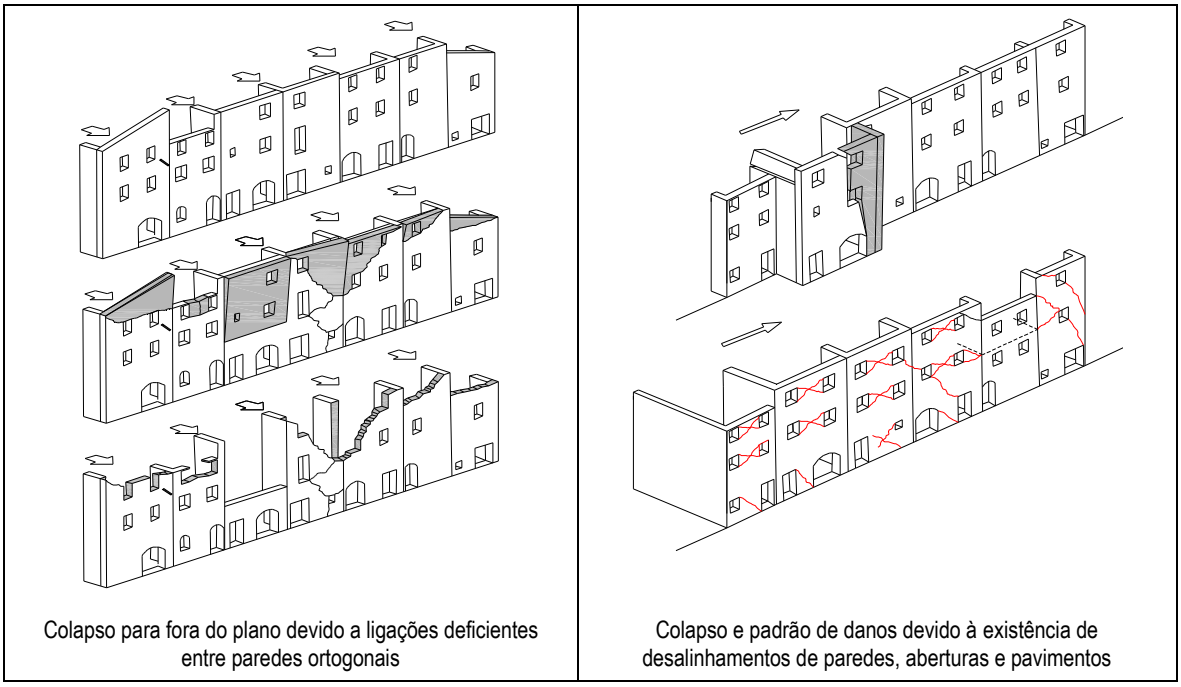


Figura 222: Influência da interacção nos mecanismos de dano e colapso local [Ortigia, 2000]



Colapso para fora do plano devido a ligações deficientes entre paredes ortogonais

Colapso e padrão de danos devido à existência de desalinhamentos de paredes, aberturas e pavimentos

Figura 223: Influência da interacção nos mecanismos de dano [adaptado de MRRP, 2001]

Os pavimentos de madeira, pela sua flexibilidade e, na maioria dos casos, devido à deficiente ligação às paredes de alvenaria resistentes, têm uma rigidez no seu plano que normalmente não condiciona o comportamento global das construções, que é condicionado essencialmente pelas paredes resistentes. No entanto, estes são importantes na distribuição da carga horizontal pelas paredes.

Depreende-se de todos os aspectos comentados anteriormente que, na direcção paralela às paredes de envolvente (fachada), os aspectos enunciados são muito importantes e caracterizam a resposta conjunta dos edifícios. Mas na direcção perpendicular (das paredes meeiras), a resposta para cada parede é quase individualizada, uma vez que as paredes normalmente não têm aberturas e os pavimentos descarregam sobre estas paredes meeiras entre edifícios (vulgarmente constituídos de barrotes unidireccionais, no sentido do menor vão), conduzindo a maiores valores da tensão vertical, conferindo maior capacidade de corte e melhorando a resposta no plano destas paredes.

No entanto, para solicitações que actuem na direcção perpendicular às fachadas, deve-se ter em atenção os eventuais colapsos para fora do plano da parede, fenómeno muito observado em edifícios de alvenaria após um sismo. O colapso para fora do plano pode ocorrer de duas formas: i) em consequência da fragilização da parede no seu plano, levando ao colapso parcial desta ou, ii) pela fraca ligação às paredes ortogonais, decorrente do típico processo diacrónico de construção (construção de um edifício entre outros dois existentes), conduzindo a um colapso total do pano de parede. Estes colapsos sucedem principalmente nos pisos mais elevados, pela combinação dos problemas de deficiente ligação entre paredes e do baixo nível de

tensão normal instalada. Outra situação que tipicamente potencia o colapso das paredes para fora do seu plano surge associado aos pisos acrescentados, construídos posteriormente ao edifício, geralmente com um nível de ligação à estrutura original deficiente (prática antiga muito comum nos centros urbanos).

7.7 Modelo mecânico para a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos agregados

A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos agregados, desenvolvida neste trabalho, é baseada na metodologia do espectro de capacidade (CSM) e nas curvas de comportamento simplificadas bilineares de cada edifício expostas nas Secções 7.2 e 7.3. De seguida, fazem-se as explicações de todas as fases do procedimento de avaliação da vulnerabilidade dos agregados.

7.7.1 Avaliação do desempenho do agregado e dos edifícios constituintes

Como referido na Secção 7.3, assume-se que os edifícios isolados têm um comportamento dominado por um de dois mecanismos de comportamento com exigências de deformação uniformes em altura (tipo A) ou do tipo *soft-storey* (tipo B). As duas tipologias, A e B, foram definidas em função da forma e distribuição de área de parede resistente, constituindo uma medida indirecta da distribuição de rigidez e resistência em altura do edifício.

Para avaliar um edifício inserido em quarteirão, tem de se considerar o mesmo mecanismo de comportamento imposto a todos os edifícios desse mesmo quarteirão. Por exemplo, um edifício regular, do tipo A, inserido num quarteirão onde dominam os edifícios de comportamento tipo *soft-storey*, terá uma solicitação definida essencialmente pelo mecanismo de comportamento tipo *soft-storey*. Assim a metodologia proposta na análise que se segue, tendo em atenção a complexidade do agregado, aconselha a consideração dos dois mecanismos de comportamento, isto é, duas análises.

Na Figura 224 apresentam-se esquematicamente as duas situações mais correntes, indicando os mecanismos de colapso a considerar. Refira-se que existem casos, mesmo que raros, em que os edifícios constituintes do quarteirão são todos do tipo A. Nestes casos, apenas se considera o mecanismo de comportamento uniforme.

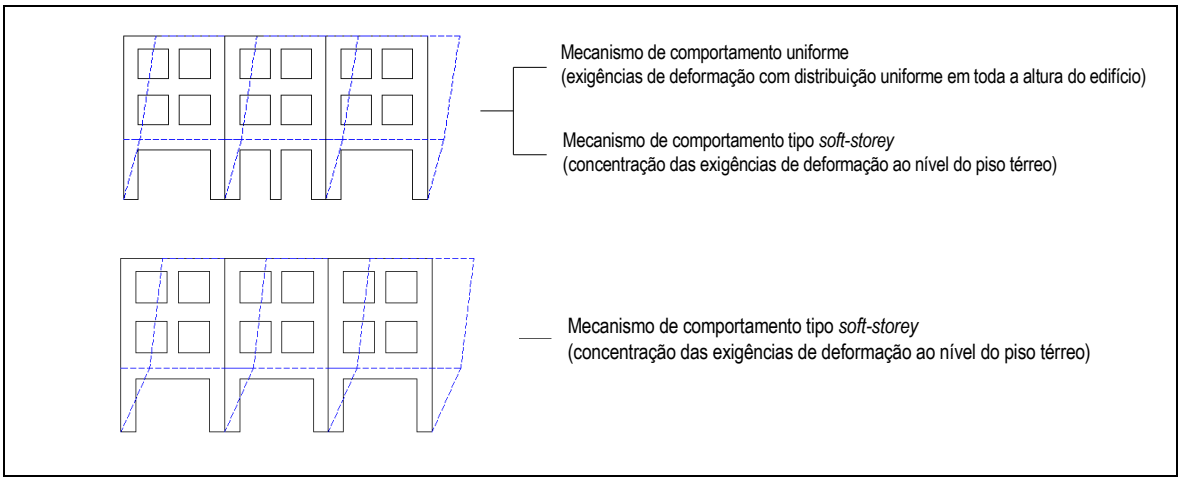


Figura 224: Relação da tipologia dos edifícios que constituem o agregado com o mecanismo de comportamento

Na avaliação da vulnerabilidade do agregado em cada direcção (*XX*, *YY*), é convencionado que a direcção *XX* é a mais vulnerável do agregado, coincidindo na maioria dos casos com a direcção das paredes de fachada em que a ocorrência de um mecanismo do comportamento tipo *soft-storey* é prevalente (ver Figura 225). Nesta direcção (das paredes de fachada) a interacção é um aspecto fundamental na resposta do agregado. Na direcção *YY*, considerada a mais resistente, por ser a direcção das paredes meeiras entre edifícios adjacentes, é aceitável a hipótese de que a resposta é individual, uma vez que não existe interacção significativa tão evidente, como existe na outra direcção das paredes de fachada.

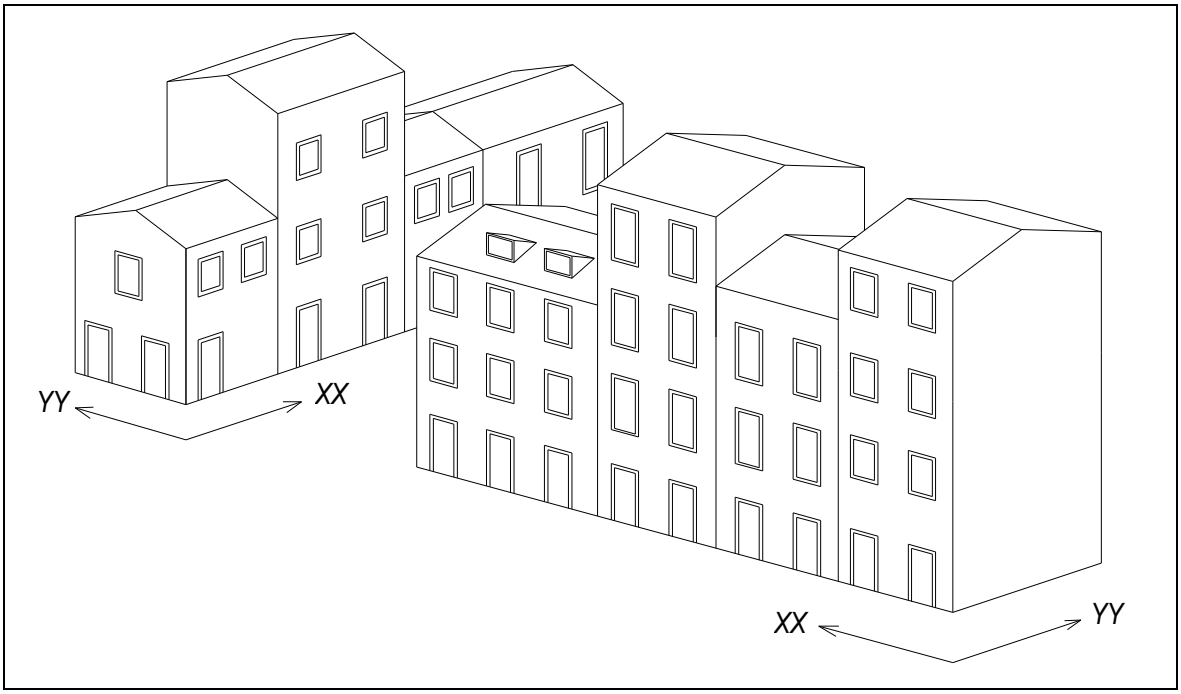


Figura 225: Direcções consideradas na análise da avaliação dos agregados

Com esta tipificação, a avaliação da vulnerabilidade e consequente estimativa de danos nas duas direcções ortogonais, permite avaliar a vulnerabilidade global do agregado de forma simples e eficaz, mas também a resposta de cada edifício isolado nas duas direcções principais (paralelo e perpendicular à fachada).

Na Figura 226 apresenta-se um fluxograma de todo o procedimento mecânico de avaliação do desempenho do agregado e dos edifícios constituintes.

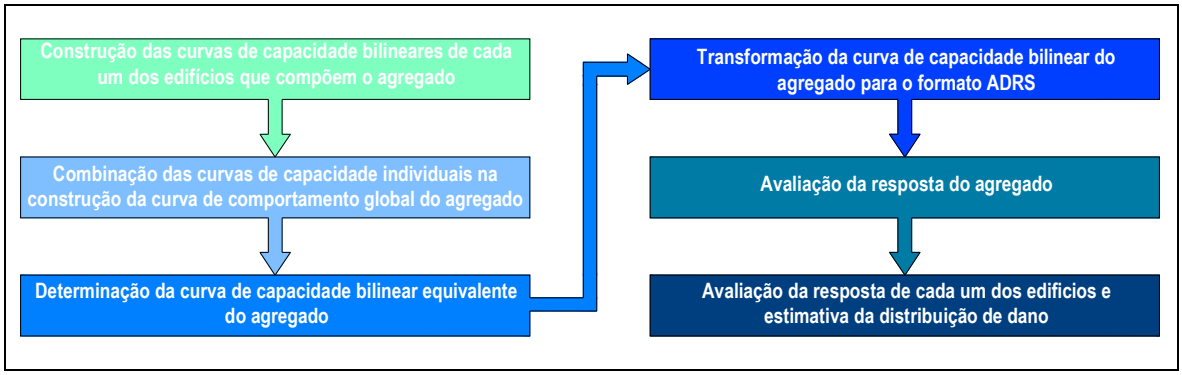


Figura 226: Procedimento mecânico utilizado na avaliação de um agregado e dos edifícios constituintes

De seguida, expõe-se todo o procedimento mecanicista proposto e utilizado na avaliação da vulnerabilidade do agregado:

i) Em primeiro lugar, é feita a construção de cada curva de capacidade bilinear para cada edifício na direcção em estudo, usando as expressões analíticas desenvolvidas na Secção 7.3. Obtidas as curvas de capacidade, estas podem ser transformadas em curvas força-deslocamento, linearmente combinadas de modo a obter um curva global tipo *pushover* do agregado. Mas como os agregados são constituídos por edifícios de diferentes alturas, os deslocamentos horizontais devem ser normalizados de tal modo que ϕ_n seja igual a 1 (vector modal), onde n indica o nó de controlo. Esta normalização é fundamental porque os edifícios que compõem o agregado estrutural têm diferente número de pisos e diferentes alturas entre piso, e portanto o deslocamento de topo não poderá ser usado como ponto de controlo. Desta forma, os deslocamentos são divididos pelo número de pisos de cada edifício, de modo a que ao nível do piso térreo se defina um nó de controlo (deslocamento do rés-do-chão), podendo assim, somar-se as curvas de capacidade individuais. Cada curva simplificada (definida por T_{dir}, $A_{y,dir}$, D_y, D_u) é transformada em coordenadas *F-d* usando as seguintes expressões (o significado das variáveis e parâmetros envolvidos foi já apresentado na Secção 7.3.3):

Força: $F = A_y \times m^* \times \Gamma$ (7.59)

Deslocamento: $D = \frac{D_y \times \Gamma}{N}$; N: Número de pisos (7.60)

ii) Depois, para uma dada direcção, as curvas no formato *F-d* de cada edifício (E_i), normalizadas ao primeiro nível, são somadas e a curva *F-d* global do agregado é assim obtida (ver Figura 227);

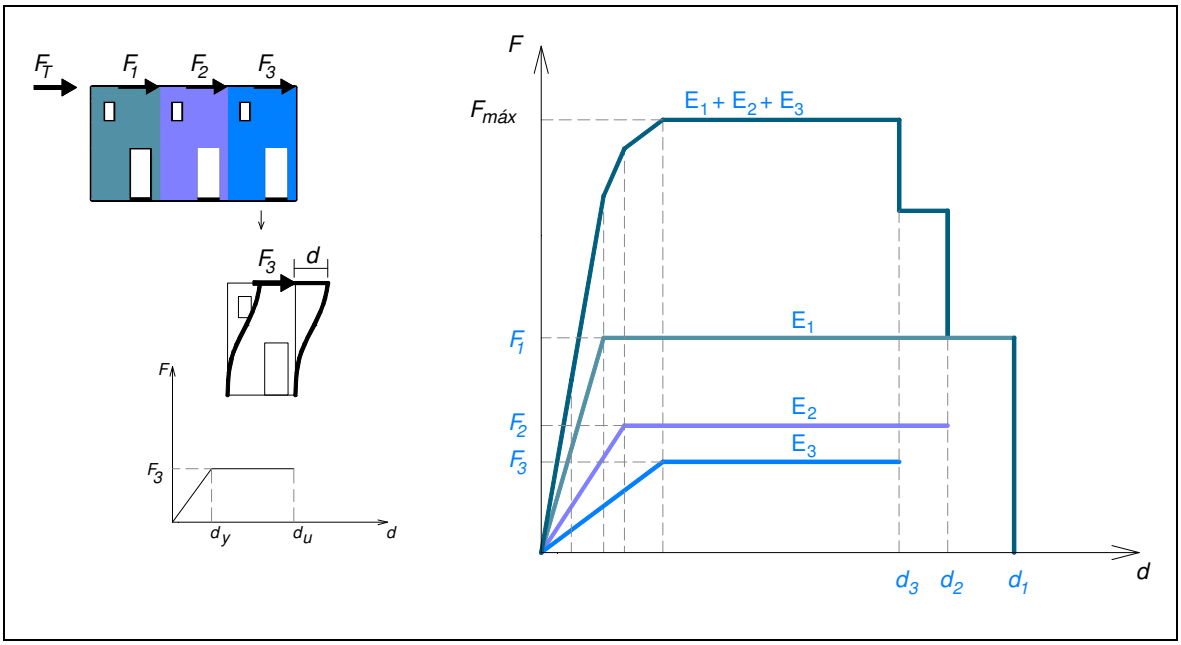
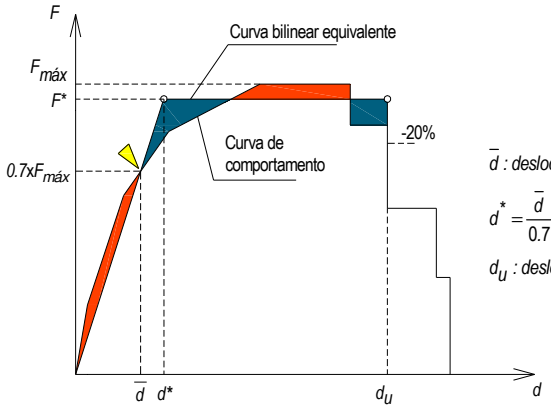


Figura 227: Construção da curva global *pushover* simplificada

iii) Segue-se a determinação da relação bilinear equivalente do agregado, para avaliação da segurança (ver Figura 228). A rigidez da curva bilinear equivalente é obtida a partir do ponto da curva de comportamento correspondente a 70% da capacidade de corte global do agregado. A secção horizontal da curva bilinear é definida pela igualdade de áreas acima e abaixo da curva original até ao deslocamento último do sistema, d_u. Para a determinação do valor do deslocamento último, que define por convenção o estado limite último de dano, assume-se um valor de força correspondente a 80% da força máxima, $0.8xF_{máx}$. A construção desta curva bilinear equivalente deverá ter em atenção duas situações que poderão ocorrer:

Caso a): Para situações em que o deslocamento $\bar{d}$, correspondente a 70% da resistência máxima do agregado é definida sem que nenhum edifício atinge a sua capacidade última;



$\bar{d}$: *deslocamento correspondente a* $0.7\times F_{máx}$

$d^* = \frac{\bar{d}}{0.7}\times\frac{F^*}{F_{máx}}$: *deslocamento de cedência*

d_u : *deslocamento último correspondente a uma degradação de 20% da resistência máxima*

Definição da curva bilinear equivalente, cálculo de F^* :

$$\frac{d^*\times F^*}{2}+F^*\times\left(d_u-d^*\right)=\sum_i^{0.8\times F_{máx}}\frac{(F_i+F_{i+1})\times(d_{i+1}-d_i)}{2}\Leftrightarrow -\frac{1}{2}\times\frac{\bar{d}}{0.7\times F_{máx}}\times F^{*2}+d_u\times F^*-\sum_i^{0.8\times F_{máx}}\frac{(F_i+F_{i+1})\times(d_{i+1}-d_i)}{2}=0$$

(função do 2º grau em F^* *)*

Figura 228: Construção da curva bilinear equivalente – caso a)

Caso b) Para situações em que o deslocamento $\bar{d}$, correspondente a 70% da resistência máxima é definido em situações em que pelo menos um dos edifícios constituintes do agregado atinge a sua capacidade última. Nesta situação, ocorrerá uma degradação da capacidade de corte global devido ao colapso prematuro desse edifício. A rigidez da curva bilinear equivalente é obtida a partir do ponto da curva de comportamento do mesmo modo, como definido no caso anterior, sem ser afectada pelo colapso prematuro. A secção horizontal da curva bilinear é definida pela igualdade de áreas acima e abaixo da curva original até ao deslocamento último do sistema, d_u.

Na Figura 229 ilustra-se a construção gráfica que define a curva bilinear equivalente *F-d* do agregado. Note-se que a utilização da curva não afectada pelo colapso dos edifícios mais vulneráveis do agregado não comprometerá o colapso do sistema, uma vez que o efeito da sua inserção no agregado é benéfica, daí que a sua consideração na definição do ramo elástico da curva bilinear equivalente seja desprezada.

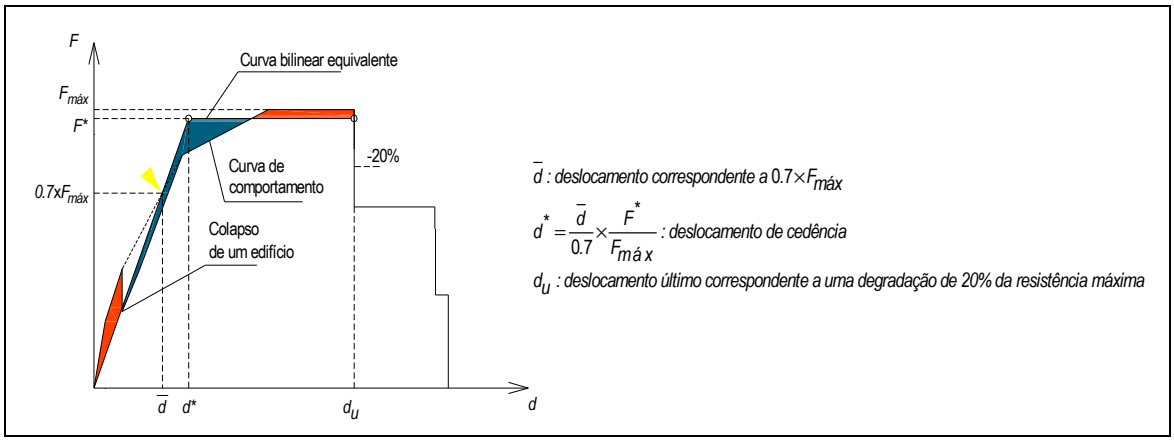


Figura 229: Construção da curva bilinear equivalente – caso b)

iv) Seguidamente, para avaliar a resposta do agregado estrutural é definida uma curva de capacidade de um sistema equivalente de 1g.d.l. Definiu-se um factor de transformação, Γ_{global}, considerando o número de pisos de cada edifício e ainda os factores individuais de transformação de cada edifício, para retroceder a um sistema de coordenadas (S_a, S_d), podendo obter-se um factor de transformação dado por:

$$\Gamma_{global} = \frac{M^*}{\sum_{j=1}^{N}\frac{m^*_j}{\Gamma_j}} = \frac{\sum_{i}^{N} n_{pj}\times m^*_j}{\sum_{i=1}^{N}\frac{n_{pj}^2\times m^*_j}{\Gamma_j}}; \quad \Gamma_{global}\times m^* = \frac{M^*}{\sum_{j=1}^{N}\frac{m^*_j}{\Gamma_j}} = \frac{\left(\sum_{i}^{N} n_{pj}\times m^*_j\right)^2}{\sum_{i=1}^{N}\frac{n_{pj}^2\times m^*_j}{\Gamma_j}}; \quad i=1, ..., N \text{ edifícios} \tag{7.61}$$

em que:

m^*_j - massa generalizada do edifício, *j*; $\sum m_i\times\psi_i$;

M^* - massa equivalente do sistema, $\sum_{i}^{N} n_{pj}\times m^*_j$;

n_{pj} - número de pisos do edifício, *j* ;

Γ_j - factor de transformação do edifício, *j*.

v) Finalmente, uma vez definida a curva de capacidade equivalente, é possível avaliar a resposta do agregado usando o método do espectro de capacidade, determinando o ponto de desempenho do agregado de modo a avaliar o estado de dano atingido em cada edifício. Para avaliar o dano em cada edifício é necessária a definição dos valores nominais dos estados limite de dano (ver Tabela 47). No entanto, como já foi apresentado na Secção 7.4, a consideração da variabilidade na definição dos

estados limites de dano é muito importante, uma vez que, estes são de definição empírica e a sua natureza incerta deve ser controlada.

Tabela 47: Definição dos estados limite de dano

Deslocamento espectral	Estado de dano
$S_{d,1}=0.7\times D_y$	Dano ligeiro
$S_{d,2}=1.5\times D_y$	Dano moderado
$S_{d,3}=0.5\times(D_y+D_u)$	Dano severo
$S_{d,4}=D_u$	Dano muito severo ou colapso

Assim, a estimativa do grau de dano que atinge cada edifício para um dado nível de acção sísmica é possível pela identificação do deslocamento espectral correspondente ao ponto de desempenho global do agregado, que por sua vez, também define o nível de desempenho de cada edifício, como esquematizado na Figura 230.

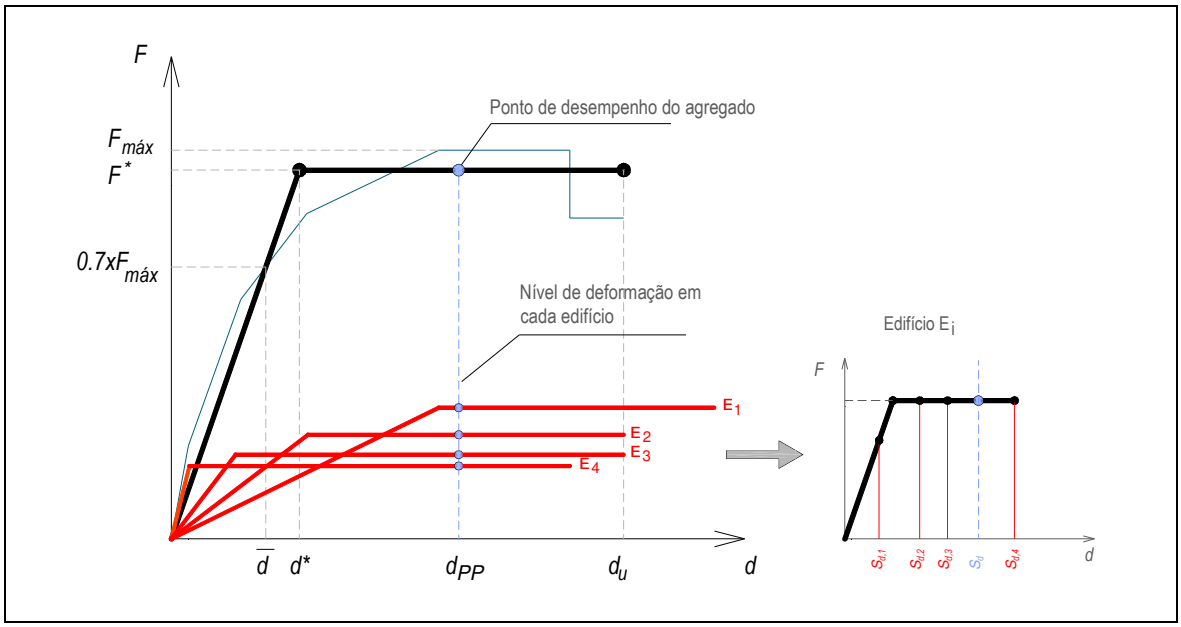


Figura 230: Curvas força-deslocamento e o nível de desempenho associado a cada edifício

Desta forma, a avaliação individual de cada edifício permitirá estimar os danos de forma probabilística para cada uma das direcções consideradas de actuação da acção sísmica. Este procedimento permite definir o grau de dano médio associado a cada um dos mecanismos de comportamento considerados (modo linear ou *soft-storey*), definindo uma estimativa da distribuição de dano, tanto para o agregado, como para cada edifício, sem perder a percepção do nível de dano correspondente à resposta de cada um dos edifícios que constituem o agregado. Consequentemente, são construídas as curvas de fragilidade para o agregado e para

cada um dos edifícios, em função do deslocamento espectral referente ao ponto de desempenho, d_{PP}, e dos estados limite de dano, $S_{d,i}$.

Na direcção *YY*, em que a resposta de cada edifício se considera praticamente individual pela geometria, e ainda, pelo reduzido nível de interacção entre os edifícios nesta direcção, assume-se a análise das duas respostas do agregado (mecanismo de comportamento uniforme e tipo *soft-storey*), produzindo uma envolvente de danos estimados pela média dos danos de todos os edifícios constituintes. A amplitude de dano irá reflectir-se na definição das curvas de fragilidade de dano associados aos dois mecanismos de comportamento como veremos no caso de estudo que se desenvolve nos pontos seguinte.

7.7.2 Aplicação da metodologia

7.7.2.1 Agregado em estudo

Da análise do tecido urbano e do arranjo do edificado da Baixa de Coimbra, depreende-se que os edifícios dispostos em banda representam a maioria das situações. Deste modo, o agregado seleccionado (ver Figura 231) representa a construção típica de agregados em centros urbanos antigos, contudo os agregados com uma geometria mais complexa podem desagregar-se em módulos de edifícios dispostos em banda.

A metodologia mecanicista exposta na secção anterior foi utilizada para avaliar a vulnerabilidade de um pequeno agregado estrutural do centro histórico de Coimbra. O agregado escolhido também foi objecto de uma análise numérica para confrontar resultados obtidos para as duas direcções (*XX* e *YY*) para o mesmo nível de acção sísmica, como se trata adiante no Capítulo 8. Apresentar-se-á ainda o confronto dos resultados em termos de distribuição de dano entre a metodologia mecanicista e a metodologia proposta, baseada na definição de um índice de vulnerabilidade, I_v, para cada edifício.

O agregado estudado é constituído por 4 edifícios com diferente número de pisos. As paredes resistentes dos edifícios têm espessuras ao nível da base que variam entre os 40 a 80cm, das quais algumas apresentam uma redução de espessura em altura. A estrutura dos pavimentos e das coberturas são em madeira, à excepção dos pavimentos e da cobertura do edifício mais alto do agregado (edifício E_4). Para todos os edifícios, ao nível do rés-do-chão verifica-se a supressão de paredes resistentes de alvenaria da envolvente na direcção *XX,* assim como nos topos do agregado (edifícios E_1 e E_4) na direcção *YY* (ver Figura 231). No Capítulo 8 discutir-se-á com maior detalhe os aspectos estruturais e construtivos, uma vez que se fará a análise do mesmo agregado com recurso a um modelo numérico.

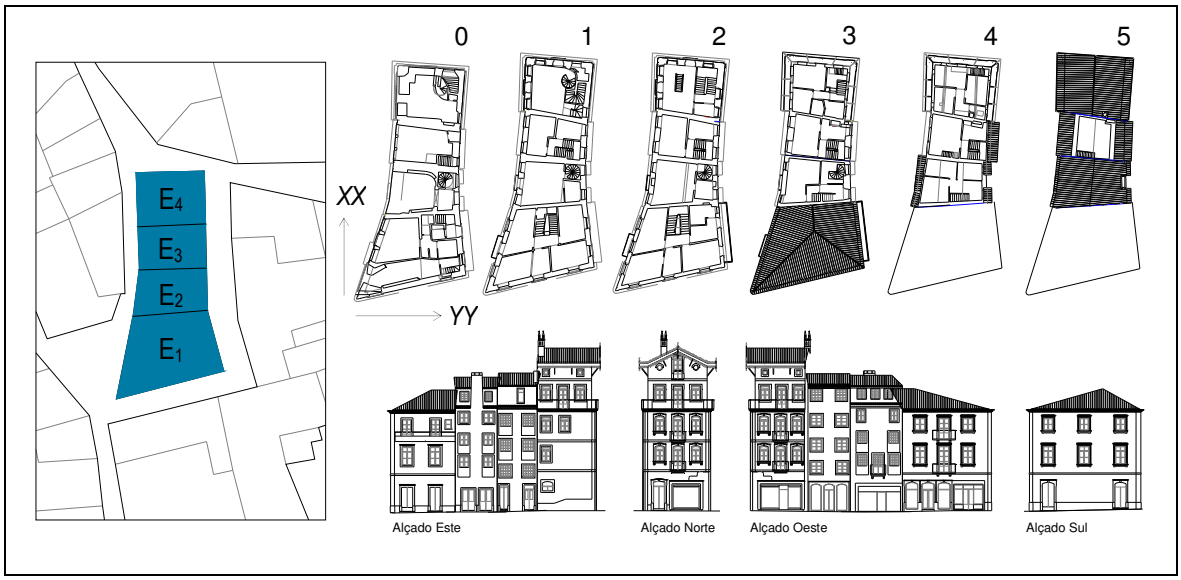


Figura 231: Agregado de edifícios analisado

Analisando cada direcção de forma independente, verifica-se que na direcção *XX*, correspondente à direcção de maior desenvolvimento do agregado, as paredes de fachada estão alinhadas e, assim, a resposta à acção sísmica nesta direcção originará uma forte interacção. Cada edifício contribui, em maior ou menor proporção, para a resposta global do agregado e poderá sofrer maior ou menor nível de dano em função da rigidez e resistência relativa dos edifícios. Na direcção *YY*, a interacção entre edifícios não é muito forte, podendo-se assumir que cada edifício responderá de forma individualizada e a distribuição de dano final do agregado é interpretada como uma média dos danos estimados dos edifícios constituintes.

7.7.2.2 Análise do desempenho global: vulnerabilidade sísmica

Numa primeira fase analisou-se o comportamento global do agregado na direcção *XX*, caracterizado por uma reduzida área de paredes resistentes ao nível do rés-do-chão, tornando assim o mecanismo de comportamento tipo *soft-storey* dominante no controlo da resposta global, como descrito na Secção 7.7.1 e apresentado na Figura 224. As curvas de capacidade simplificadas (no formato ADRS) para os 4 edifícios foram estimadas para o modo de comportamento tipo *soft-storey*. Estas curvas foram obtidas a partir das expressões simplificadas expostas na Secção 7.3 (expressões 7.22, 7.34, 7.39, 7.40). Seguidamente estas curvas são transformadas, usando as expressões 7.59 e 7.60, em curvas no formato *F-d* ao nível do rés-do-chão, para a sua combinação, de modo a construir a curva global do agregado (ver Figura 232).

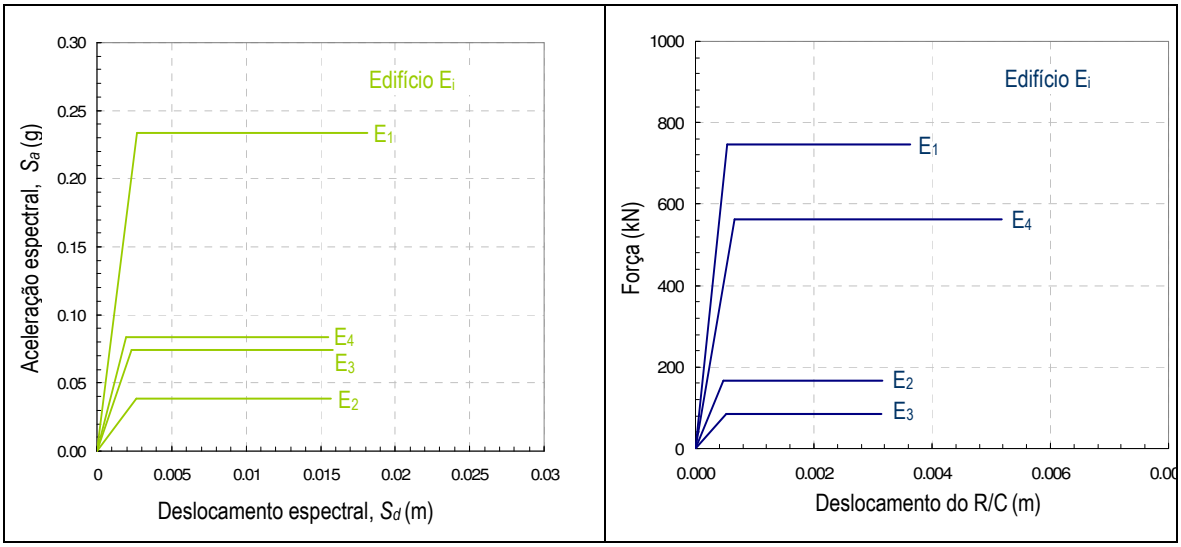


Figura 232: Curvas de capacidade no formato ADRS e curvas de comportamento ao nível do rés-do-chão para os 4 edifícios (na direcção *XX*)

Na figura 233 apresenta-se a curva global de comportamento, obtida pela combinação linear das 4 curvas de cada um dos edifícios e a definição da curva equivalente bilinear através do procedimento exposto na Secção 7.7.1.

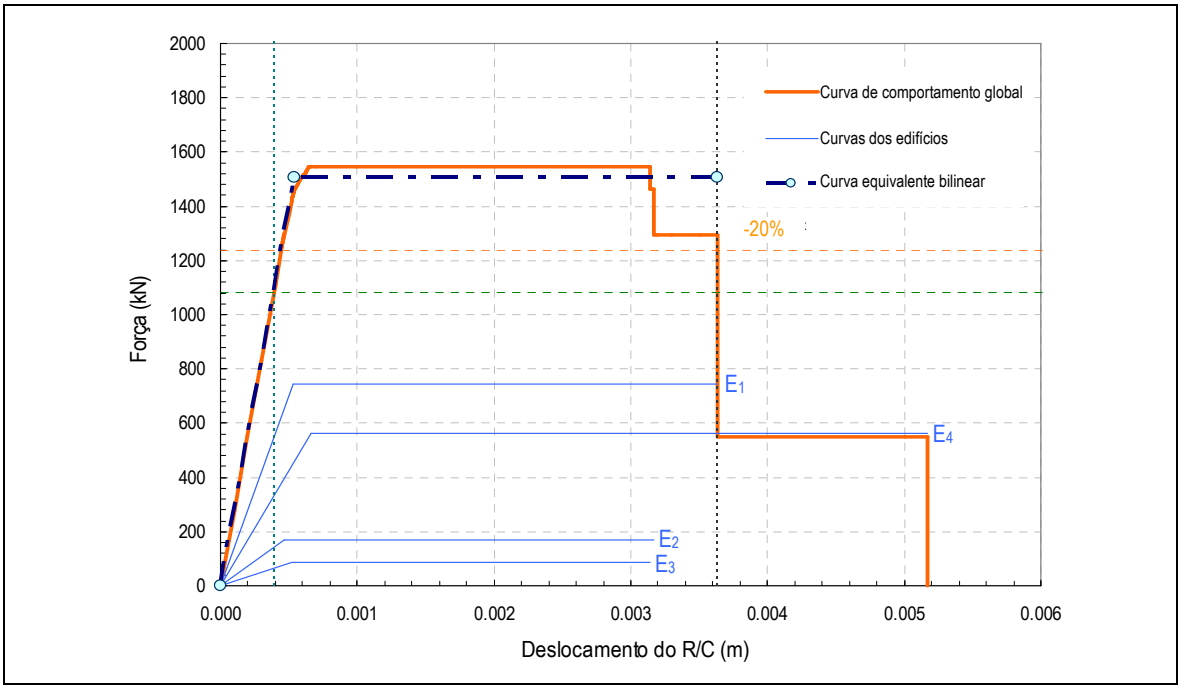


Figura 233: Curva de comportamento do agregado e curva equivalente bilinear (na direcção *XX*)

Na Figura 234 observa-se a curva de capacidade de um sistema equivalente de 1 g.d.l., dada por aplicação do factor de transformação indicado na expressão 7.61.

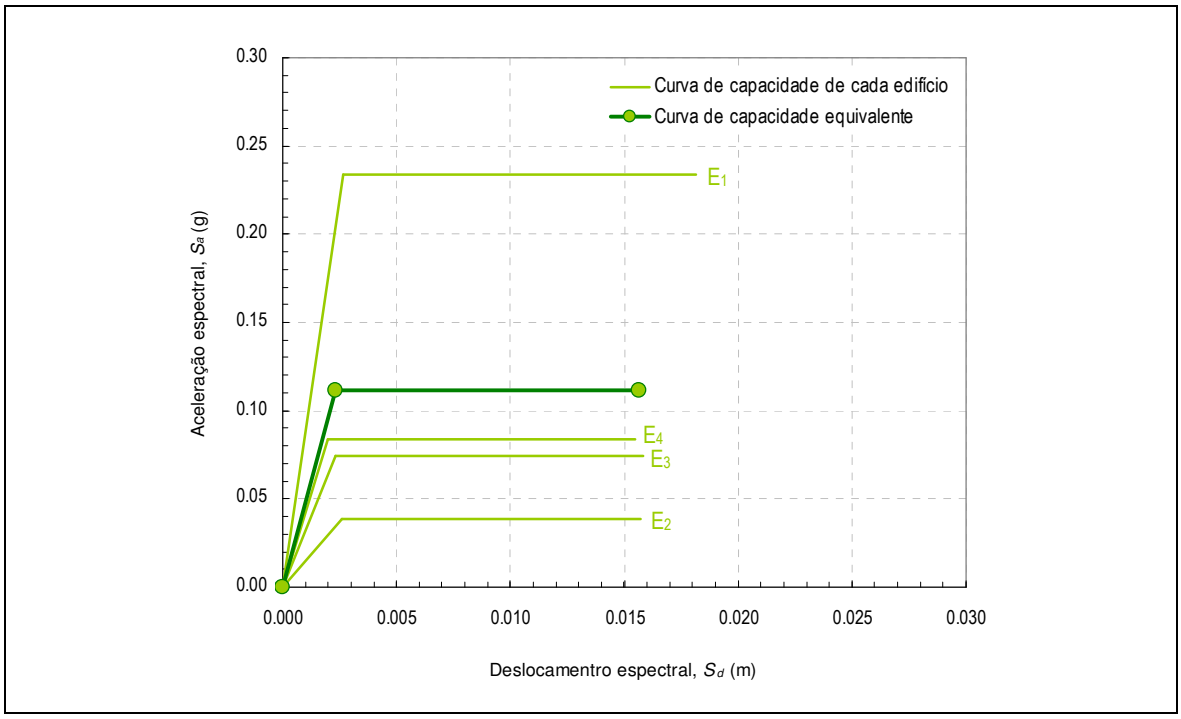


Figura 234: Curva de capacidade equivalente do agregado na direcção *XX*

A resposta da estrutura nesta direcção *XX*, usando o método do espectro de capacidade, é avaliada pela intersecção do espectro de capacidade com o espectro de resposta, que neste caso é definido por uma solicitação sísmica caracterizada com uma aceleração de pico, PGA=0.20g, para um solo tipo C (ver Figura 235).

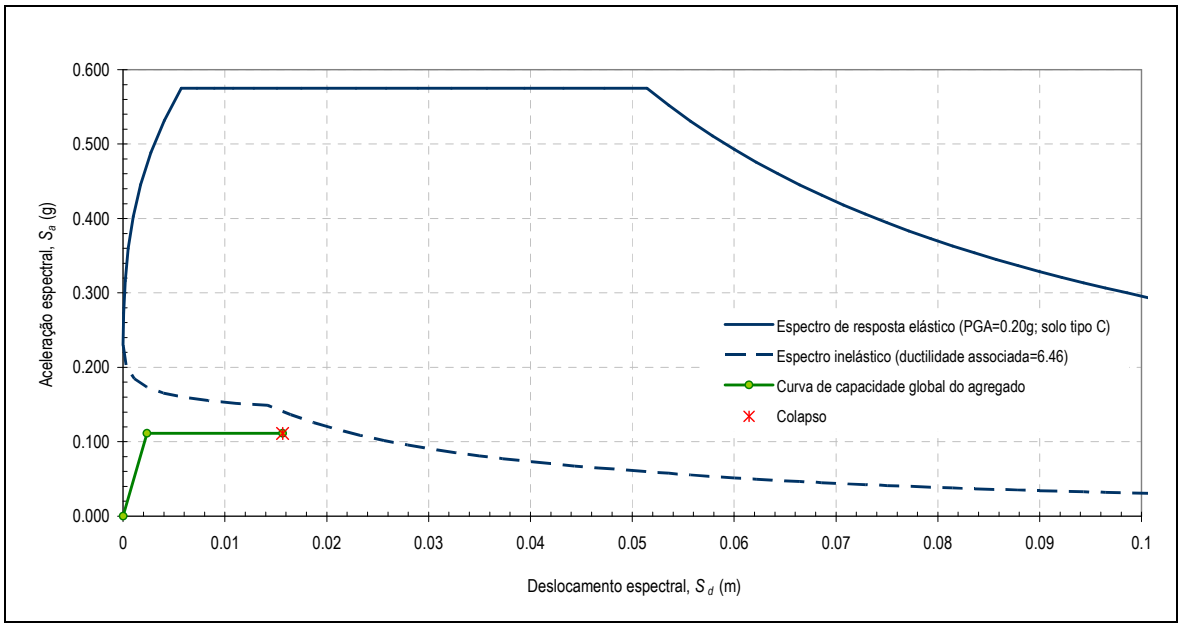


Figura 235: Avaliação da resposta do agregado para uma acção sísmica (PGA=0.20g e solo tipo C)

No presente caso, a direcção *XX* revela-se muito vulnerável para a solicitação sísmica, apresentando uma capacidade e ductilidade insuficiente, isto é, colapsa para um mecanismo do tipo *soft-storey* (ver Figura 235). No entanto, poderia assumir-se um mecanismo de comportamento uniforme, que não representaria a situação mais realista e a resposta seria definida como se ilustra na Figura 236. Neste caso, o agregado apresentaria um ponto de resposta que evidência um nível de dano severo (ductilidade disponível).

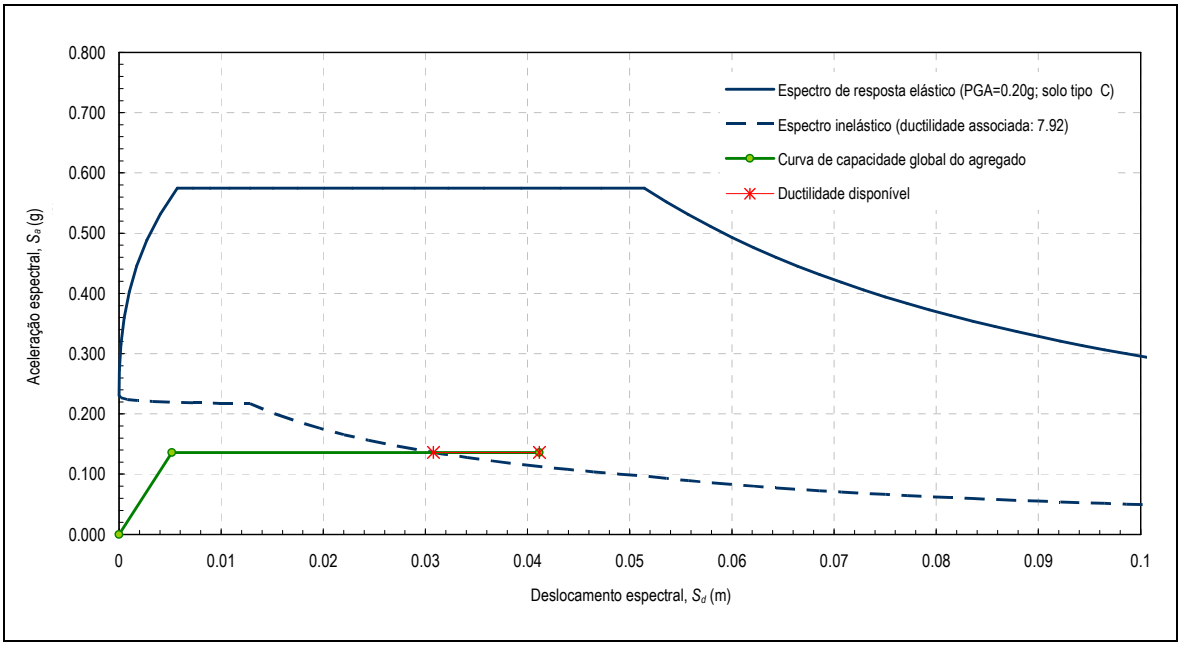


Figura 236: Avaliação do ponto de desempenho do agregado considerando um mecanismo de comportamento uniforme para uma acção sísmica (PGA=0.20g e solo tipo C)

Definido o ponto de resposta do sistema (deslocamento espectral, S_d), o desempenho de cada edifício pode ser avaliado pela identificação do ponto de desempenho sobre as curvas individuais dos edifícios, com base nos valores dos limites dos estados de dano, definidos de acordo com a Tabela 46 ($S_{d,1}$ a $S_{d,4}$). Neste caso, e nesta direcção *XX*, estima-se o colapso de todos os edifícios para o nível de acção definido, como é indicado na Figura 237.

Na análise do agregado na direcção *YY* (das paredes meeiras) os edifícios são avaliados individualmente, como já exposto anteriormente, pelo facto da interacção não ser tão importante como na outra direcção. Na Figura 238 ilustra-se a avaliação do ponto de desempenho de cada curva de capacidade de cada edifício, considerando um mecanismo de comportamento uniforme (forma do modo linear). No presente caso, o alçado norte deste agregado estrutural apresenta uma área de parede resistente reduzida e, por esta razão, foi estudado também o mecanismo de comportamento do tipo *soft-storey*, combinando os resultados das duas análises como veremos na secção seguinte em termos de avaliação do dano.

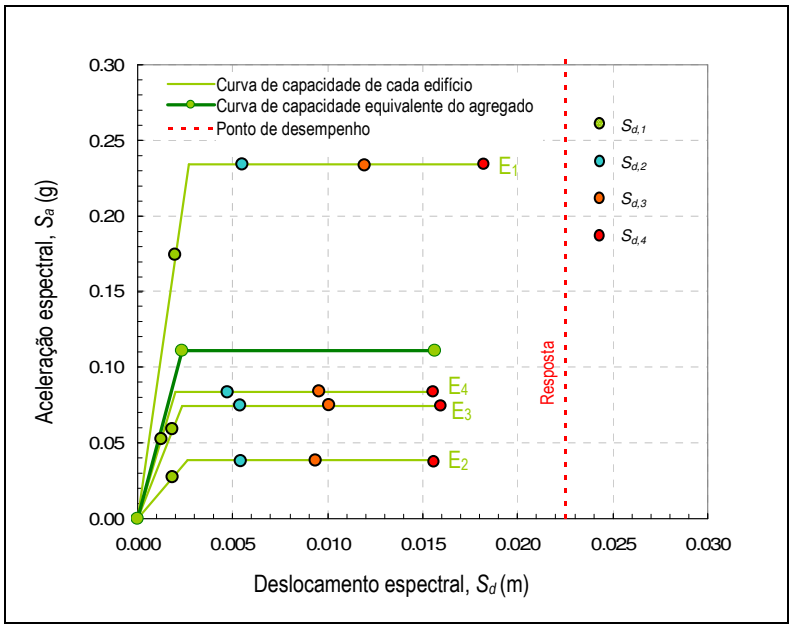


Figura 237: Avaliação do nível de dano para cada edifício na direcção *XX* para a acção sísmica (PGA=0.20g e solo tipo C)

Da análise da Figura 238 verifica-se, por um lado, que os edifícios E_2 e E_3 são os que sofrem menos dano. O edifício E_4, o mais alto, no qual se tinha registado a existência de pavimentos em betão armado, é o que apresenta maior vulnerabilidade e consequentemente um maior nível de dano. O procedimento de avaliação apresentado na Figura 238 é também executado considerando o mecanismo de comportamento tipo *soft-storey*.

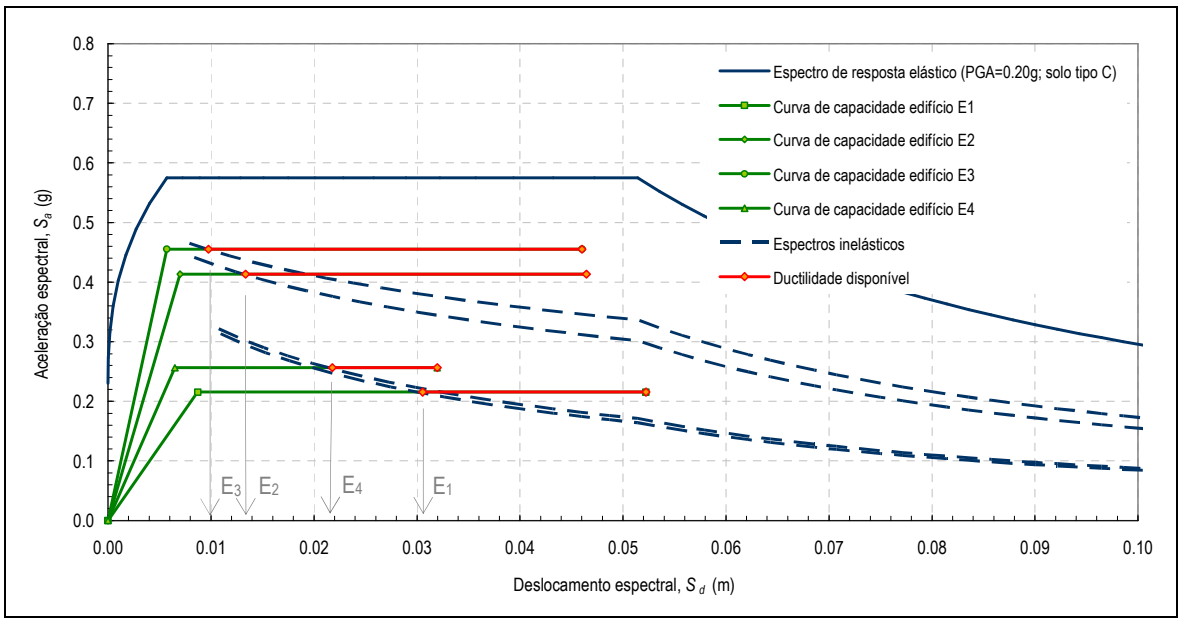


Figura 238: Avaliação do ponto de desempenho para cada edifício na direcção *YY*

7.7.2.3 Avaliação e estimativa de danos

Avaliada a reposta dos edifícios e do agregado nas duas direcções para a acção sísmica considerada, procedeu-se à estimativa de danos, estudando o agregado nas duas direcções, *XX* e *YY*, de forma independente.

Para a direcção *XX*, as distribuições de dano são produzidas pela avaliação da resposta do agregado representado pela curva de capacidade global, identificando o deslocamento espectral do sistema global correspondente ao ponto de desempenho.

A distribuição de dano estimada para a análise nesta direcção apresenta-se na Figura 239-a. Esta distribuição de dano foi obtida a partir do procedimento exposto na Secção 7.2.4. Note-se que a distribuição de dano obtida a partir da curva de capacidade equivalente do agregado não difere muito, neste caso, de uma distribuição de dano obtida pelo valor médio da combinação das distribuições dos quatro edifícios constituintes do agregado (avaliando individualmente o ponto de desempenho de cada um). O erro é de aproximadamente 2%, quando comparados os valores do grau de dano médio, μ_D, dos quais resultam as distribuições apresentadas na Figura 239-b. Isto sucede devido ao facto dos deslocamentos espectrais associados à capacidade de cedência, D_y, serem muito semelhantes entre edifícios neste caso de estudo, afigurando-se que noutros casos a diferença esperada seja maior.

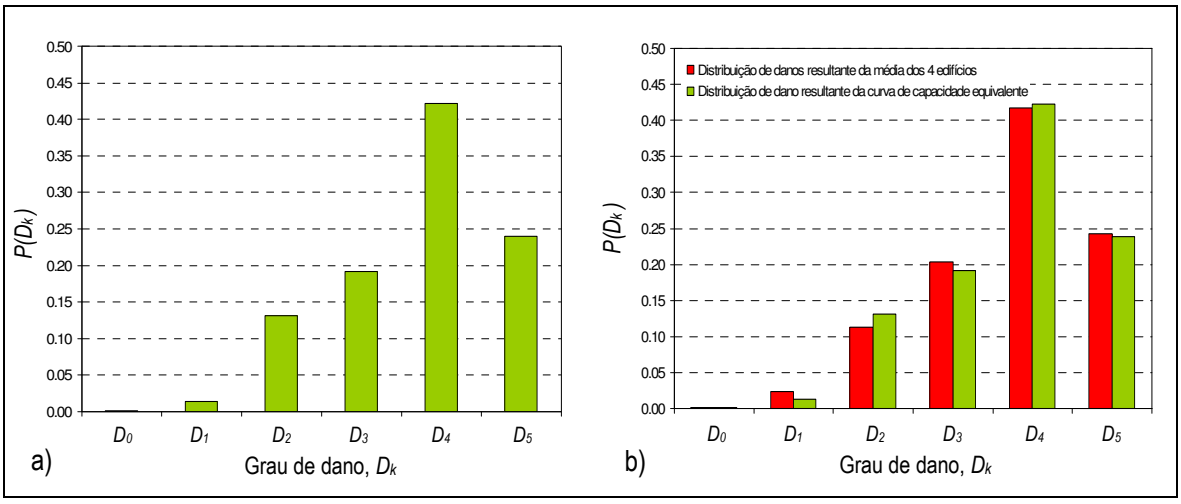


Figura 239: Distribuições de dano na direcção XX: a) Histograma de distribuição; b) Comparação das distribuições de dano

Para a direcção *YY*, a distribuição de dano foi avaliada para os dois mecanismos de comportamento, uniforme e *soft-storey*. Na Figura 240 ilustram-se as distribuições discretas de dano estimadas para cada edifício nesta direcção.

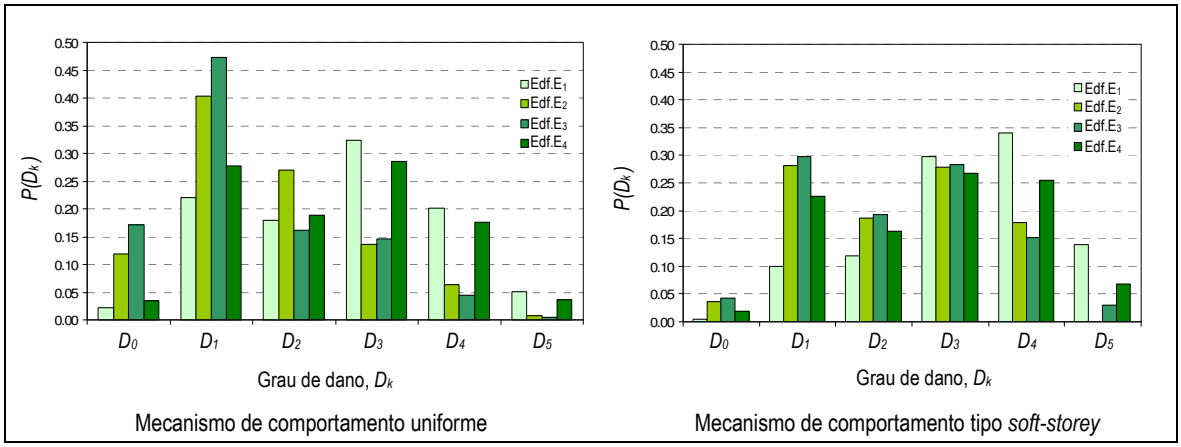


Figura 240: Distribuição de dano para os quatro edifícios na direcção *YY* e para os dois mecanismos de comportamento considerados

Obtida a resposta dos edifícios (conhecendo o respectivo deslocamento espectral, S_d), podem exprimir-se os resultados da estimativa de danos, por meio de curvas de fragilidade e distribuição de probabilidade associada a cada estado de dano, para diferentes tipos de solo (A, B e D) para o mesmo nível de acção, PGA=0.20g, como se exemplifica na Figura 241.

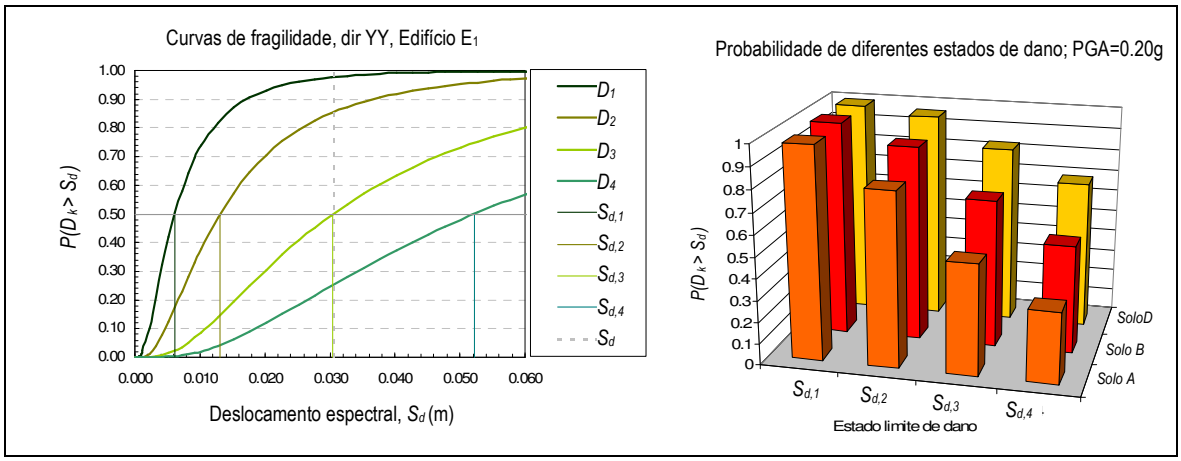


Figura 241: Curva de fragilidade e cenário de dano para diferentes tipos de solo

Como já referido, assumiu-se a análise dos dois mecanismos de comportamento, obtendo-se as distribuições de dano associadas aos dois modos, definindo deste modo uma gama de valores para a distribuição final de dano, como se visualiza na Figura 242.

Note-se que, as distribuições de dano não são semelhantes para valores baixos (D_0 e D_1) e elevados (D_4 e D_5) dos graus de dano. O modo associado ao *soft-storey* produz, naturalmente, um valor de dano médio (μ_D) mais elevado que o valor do grau de dano médio associado ao outro modo. No entanto, para o grau de dano D_3, para ambas as distribuições, os valores são baixos, constituindo umas das principais diferenças para os

resultados obtidos pela metodologia baseada no índice de vulnerabilidade, I_v, uma vez que este faz uso de uma função de distribuição probabilística.

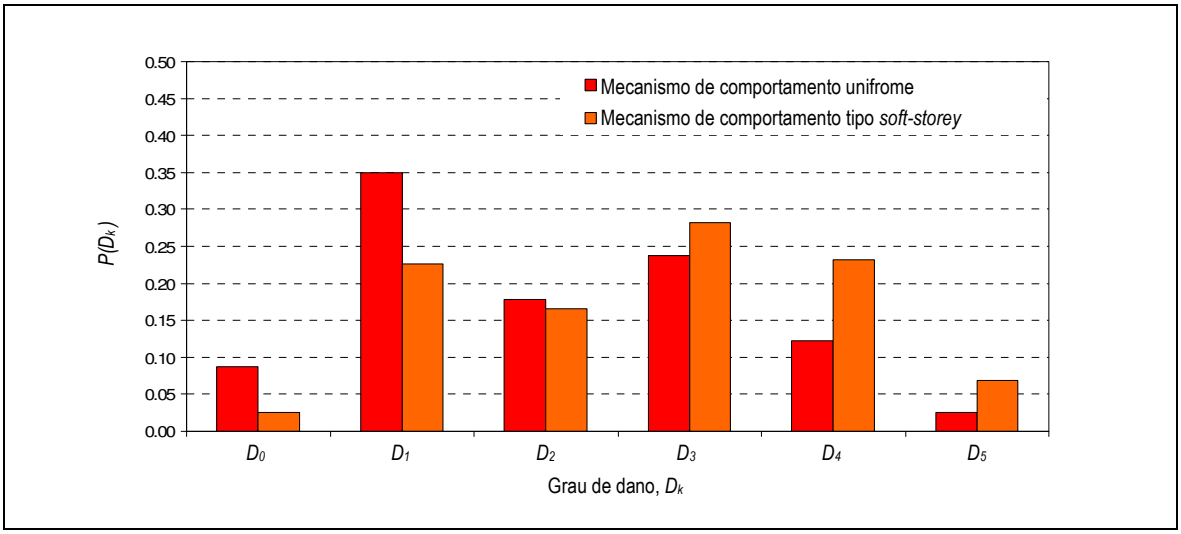


Figura 242: Distribuições de dano para a análise na direcção *YY* para os dois mecanismos de comportamento

Finalmente, a distribuição de danos nas duas direcções *XX* e *YY*, do caso de estudo, é expresso por uma envolvente dos resultados nas duas direcções, como se ilustra na Figura 243.

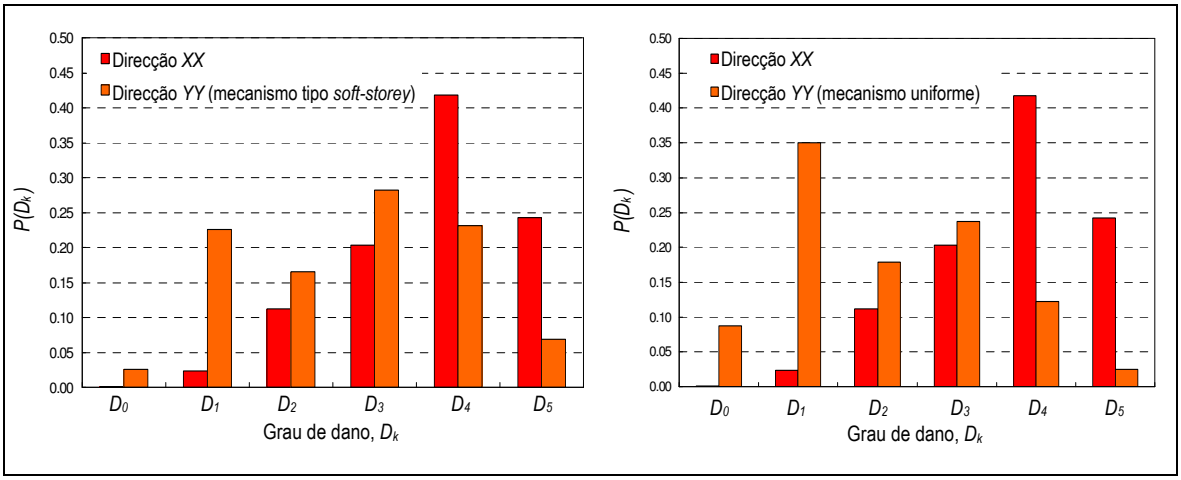


Figura 243: Envolvente da distribuição de dano global para ambas as direcções (*XX* e *YY*)

Pela análise da combinação das distribuições dos resultados, revela-se que a direcção *XX* é claramente a mais desfavorável e que os cenários de dano dados pela envolvente dos resultados assemelham-se à configuração da combinação de diferentes distribuições probabilísticas, como discutido nos trabalhos de Sandi e Floricel [1995] e de Dolce *et al.* [2005], que propunham a combinação de diferentes distribuições binomiais.

7.8 Comparação de metodologias: índice de vulnerabilidade e modelo mecânico

De seguida, pretende-se fazer o confronto da metodologia mecanicista com a metodologia baseada no índice de vulnerabilidade I_v, em termos das distribuições de dano. O método do índice de vulnerabilidade não analisa as duas direcções de forma independente e portanto, a comparação dos resultados é feita em termos de combinações lineares dos valores médios das distribuições de dano nas duas direcções. As distribuições de dano resultantes da aplicação da metodologia do I_v para o agregado, é calculado como uma distribuição de dano médio das quatro distribuições para cada grau de dano D_k, com $k \epsilon$ [0 a 5] (dos quatro edifícios).

Pela comparação dos resultados de distribuição de danos apresentada na Figura 240, para uma acção sísmica equivalente entre as duas metodologias (usando a lei de Murphy e O´Brien [1977], I(EMS-98)=VIII corresponde a um PGA=0.20g), tecem-se alguns comentários:

- A metodologia mecanicista produz uma dispersão do dano, que se caracteriza, por valores do grau de dano, D_k, elevados (D_4 e D_5) e baixos (D_0 e D_1), superiores em relação ao grau de dano intermédio, D_2. Esta situação não se considera irreal quando confrontada com a experiência de levantamento de danos pós-sismo por duas razões: i) dificuldade em classificar um grau de dano intermédio (D_3); ii) na ocorrência de grandes sismos, normalmente observam-se, por um lado, com frequência, edifícios que colapsam ou que se apresentam severamente danificados e, por outro lado, edifícios que resistiram de modo satisfatório ao sismo, restando em menor expressão, edifícios com dano extensivo, caracterizador de um grau de dano intermédio;

- A metodologia do índice de vulnerabilidade produz uma distribuição de dano baseada em funções de probabilidade discretas, definidas por um valor de grau de dano médio e uma dispersão controlada. Na metodologia mecanicista, a incerteza associada à definição da curva de capacidade e consequente resposta da estrutura é condicionada pela definição dos estados limites de dano e sua correspondência com os graus de dano;

- O valor do índice de vulnerabilidade, I_v, determinado com a metodologia proposta no Capítulo 6, é considerado um valor médio representativo, porém, uma certa incerteza cognitiva deve ser considerada, mesmo que reduzida. Refira-se que mesmo que a caracterização do valor de I_v, seja de boa qualidade, tendo em conta o detalhe da inspecção realizada, os resultados produzidos para os cenários de distribuição de dano devem ser interpretados de forma probabilística, definindo uma gama de valores plausíveis para a estimativa do dano, obtidos a partir de valores determinísticos;

- A incerteza na distribuição de danos estimada, é consequente da incerteza que afecta a curva de capacidade já discutida e da incerteza inerente à definição dos estados limite de dano;

- As distribuições de dano obtidas pela aplicação da metodologia do índice de vulnerabilidade são definidas por uma função de probabilidade *beta*, considerando um parâmetro geométrico t=12, que traduz-se num nível de dispersão baixo, que não é necessariamente semelhante à obtida por um distribuição binomial, como definido para o método mecanicista. O uso de t = 5.2, representaria uma dispersão da distribuição maior, mantendo o valor do grau de dano médio, e naturalmente apresenta-se mais ajustada quando comparada com a distribuição obtida pela outra metodologia, como se verifica na Figura 244.

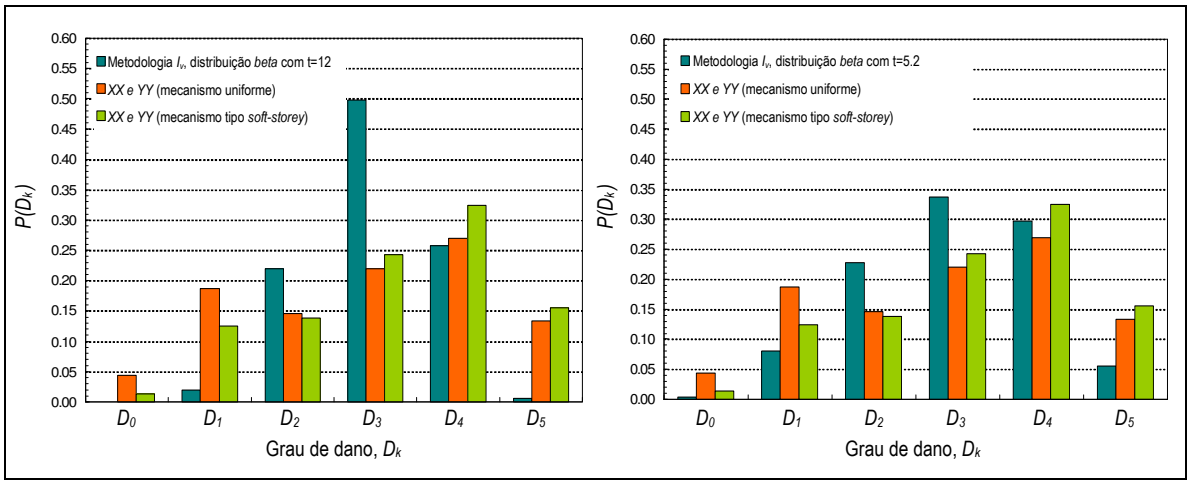


Figura 244: Distribuições de dano global

7.9 Comentários finais

A avaliação de um grande número de edifícios, isto é, à escala de um centro histórico, exige um procedimento de simples implementação que seja eficaz em termos de análise e tratamento de resultados. O método do espectro de capacidade, no qual se baseia a metodologia mecanicista proposta que recorre à definição de uma curva de capacidade simplificada de obtenção rápida, apresenta uma potencialidade na sua aplicabilidade. Os parâmetros necessários, tanto para definir a curva de capacidade como para caracterizar o edificado são iguais, daí que o tratamento estatístico da informação recolhida pode definir previamente diferentes classes de estruturas, com diferentes níveis de vulnerabilidade de entre a tipologia construtiva, tratando-se neste caso de edifícios em alvenaria.

O procedimento apresentado neste capítulo para a avaliação da vulnerabilidade de edifícios isolados e agregados, com recurso a modelos mecânicos simplificados baseados no método do espectro de capacidade, apresenta-se como uma alternativa aos métodos baseados na avaliação de um índice de vulnerabilidade, salientando-se de seguida as suas potencialidades:

- O uso de uma formulação mecânica expedita para avaliar a vulnerabilidade das construções em alvenaria à escala do centro urbano, precedida por uma recolha de informação objectiva, focada sobre aspectos do edifício ou sobre a tipologia de edifícios a estudar;

- A possibilidade de definir curvas de comportamento simplificadas com recurso a expressões analíticas dependentes de um reduzido número de parâmetros (T, período elástico; A_y, capacidade resistente; D_y, deslocamento de cedência; D_u, deslocamento último, etc.);

- A consideração de mais do que um mecanismo de comportamento na definição da curva de capacidade do edifício ou agregado. Neste procedimento considera-se a possibilidade de considerar dois mecanismo de comportamento (uniforme e do tipo *soft-storey*);

- A incorporação do estudo da incerteza associada à definição da curva de capacidade, pela identificação das componentes de incerteza, nomeadamente os estados limite de dano e a sua relação com a redefinição de valores de dano estimado;

- A possibilidade de programar uma aplicação para o cálculo das curvas de fragilidade e para a estimativa de danos, integrando todos os aspectos abordados (definição dos estados limite de dano, incerteza, modos de comportamento), e ainda a sua implementação em procedimentos expeditos de verificação da segurança;

- Desenvolvimento de um estudo paramétrico, para cada tipologia construtiva, no que diz respeito à sensibilidade na definição dos valores nominais dos limites dos estados de dano, procurando validar o procedimento como uma ferramenta de análise;

- A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos agregados estruturais complementa a avaliação da vulnerabilidade dos edifícios isoladamente, no entanto, na avaliação do agregado teve-se a preocupação de estimar o nível de dano sofrido por cada edifício. O procedimento apresentado constitui uma primeira proposta na idealização de um curva de capacidade equivalente de 1 g.d.l. a adoptar na avaliação da resposta do agregado.

Reconhece-se que estas metodologias mecânicas introduzem um nível de simplificação. No entanto, conhecem-se e controlam-se essas hipóteses simplificativas e essas limitações. A metodologia e os exemplos apresentados são o primeiro passo na tentativa de utilização em grande escala, necessitando de uma validação mais alargada, pela confrontação com modelos numéricos e comparação com dados baseados em observações de dano em estruturas de edifícios similares após a ocorrência de um sismo.

No Capítulo 8 será feito o confronto entre a curva de capacidade simplificada, aqui apresentada neste capítulo, e as curvas *pushover* obtidas por análises não-lineares estáticas com recurso a modelos numéricos, na tentativa de validar a definição da curva de capacidade simplificada do agregado com o caso de estudo aqui apresentado.

Capítulo 8
Avaliação do comportamento de agregados de edifícios com recurso à modelação numérica

Capítulo 8 Avaliação do comportamento de agregados de edifícios com recurso à modelação numérica

8.1 Estratégias de modelação numérica

8.1.1 Enquadramento

8.1.2 Modelação numérica de construções antigas

8.2 Caso de estudo 1: agregado na zona Z1

8.2.1 Descrição do agregado estrutural

8.2.2 Geometria do modelo e propriedades mecânicas

8.2.3 Definição das acções

8.2.4 Frequências naturais, modos de vibração e calibração do modelo

8.2.5 Estratégias de reforço avaliadas

8.2.6 Análise de resultados das soluções de reforço

8.2.6.1 Frequências naturais e modos de vibração

8.2.6.2 Influência da rigidez dos diafragmas na resposta da estrutura

8.2.6.3 Interpretação da fissuração das paredes com base nas cargas estáticas

8.2.6.4 Resposta para a acção sísmica regulamentar

8.2.6.5 Perfis de deslocamento e mecanismos potenciais de dano

8.2.6.6 Exigências de deslocamento lateral entre pisos

8.2.6.7 Melhoria da integridade estrutural: análise custo-benefício

8.2.7 Comentários finais

8.3 Caso de estudo 2: agregado na zona Z4

8.3.1 Descrição do agregado estrutural

8.3.2 O programa TREMURI

8.3.3 Modelo 3D do agregado

8.3.4 Macroelemento não-linear

8.3.5 Macroelemento com comportamento bilinear

8.3.6 Critérios de resistência e rotura do macroelemento bilinear

8.3.7 Análise *pushover*

8.3.7.1 Caso de estudo

8.3.7.2 Análise na direcção *XX*

8.3.7.3 Confronto das curvas de capacidade para a direcção *XX*

8.3.7.4 Análise na direcção *YY*

8.3.7.5 Confronto das curvas de capacidade para a direcção *YY*

8.3.8 Comentários finais

Capítulo 8 Avaliação do comportamento de agregados de edifícios com recurso à modelação numérica

8.1 Estratégias de modelação numérica

8.1.1 Enquadramento

Neste capítulo avaliar-se-á o desempenho estrutural, face à acção sísmica, de construções de alvenaria inseridas em agregados estruturais com recurso à modelação numérica, reconhecendo as principais dificuldades e limitações nas estratégias de modelação. Em particular, serão estudados agregados estruturais constituídos por quatro edifícios cada, com dois tipos de análises: i) análise espectral usando um software de elementos finitos e considerando um comportamento elástico linear do material; e, ii) uma análise não-linear estática (análise *pushover*). As análises numéricas indicadas serão aplicadas a dois conjuntos de edifícios distintos – agregados estruturais – uma vez que se pretende avaliar diferentes objectivos.

Numa primeira parte serão apresentados os resultados de uma análise espectral com um modelo linear de elementos finitos, usando o software *Robot Millennium* [Robot Office, 2004]. Com este modelo avaliou-se três aspectos: i) estudo de três diferentes soluções de reforço, em termos de controlo de deformação e custo associado das soluções; ii) análise de níveis de tensão, quer para cargas estáticas verticais auxiliando a interpretação de fissuração existente, quer para a acção sísmica, na identificação de zonas propensas a sofrer dano; e, iii) análise da influência da rigidez dos diafragmas na resposta do agregado quando sujeito à acção sísmica.

Numa segunda parte serão apresentados os resultados de uma análise não-linear estática, com recurso a um programa desenvolvido na Universidade de Génova e de Pavia, com base num modelo de macroelementos, TREMURI [2007], com dois objectivos: i) utilização desta ferramenta na avaliação da segurança sísmica de agregados estruturais; e, ii) comparação e calibração do modelo mecanicista para a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos agregados apresentado no capítulo anterior, através do confronto das curvas de capacidade global.

O estudo sobre o primeiro modelo numérico, complementa a caracterização construtiva e estrutural dos edifícios da Baixa de Coimbra realizada nos Capítulos 4 e 5, interpretando as causas de fissuração e deformação tipicamente observados nestas construções e ainda a identificação de potenciais zonas frágeis e com maiores exigências de deformação, isto é, mais propensos a sofrer danos estruturais face à acção sísmica. As três técnicas de reforço escolhidas para análise são soluções que respeitam, do melhor modo, a

autenticidade da construção, tipicamente adoptados para melhorar o comportamento global dos edifícios antigos em alvenaria. A eficiência destas estratégias de reforço é discutida em termos de controlo de deformação e análise custo-benefício.

No segundo modelo apresentar-se-ão os principais resultados obtidos da análise *pushover*, evidenciando a necessidade de criar e implementar ferramentas de avaliação da vulnerabilidade e de verificação da segurança sísmica das construções antigas em alvenaria. Refira-se que a norma italiana OPCM 3274 [2003] e sucessivas actualizações e ainda a recentemente divulgada Linee Guida [2006], impõem a avaliação do edificado existente, quantificando o seu desempenho em relação à acção sísmica e a eventual necessidade de reforço para adequar as estruturas a um nível de desempenho estrutural satisfatório, em termos de exigências de deformação.

Todo o trabalho exposto neste capítulo pretende contribuir para a promoção das acções de recuperação e reabilitação de edifícios antigos em alvenaria integrados em zonas históricas, e em particular, na Baixa de Coimbra, fornecendo informação em relação ao comportamento destas construções, bem como a avaliação da eficiência de determinadas soluções de reforço. A melhor compreensão do comportamento destes edifícios antigos, e ainda, a compatibilização de eventuais intervenções, é conseguida através da escolha adequada de técnicas e materiais tradicionais, valorizando os edifícios em termos de autenticidade arquitectónica e histórica.

8.1.2 Modelação numérica de construções antigas

O edificado antigo existente na região Sul e centro do País, zonas consideradas de moderada e alta sismicidade, necessitam de medidas de redução da vulnerabilidade, isto é, de acções de reforço, de forma a minimizar danos e perdas de elevado valor em eventuais futuros sismos. Tais medidas requerem uma avaliação prévia da vulnerabilidade e resposta sísmica dos edifícios, através, por exemplo, da modelação de edifícios representativos de uma determinada tipologia estrutural para cada região em que a tecnologia construtiva e os materiais de construção são distintos.

A modelação numérica de construções antigas pode ajudar a compreender o seu complexo comportamento estrutural, permitindo avaliar a sua resistência e as suas fragilidades para acções estáticas ou dinâmicas. Com os modelos numéricos e para além de se avaliar o desempenho das construções, é possível avaliar a eficiência das soluções de reparação e de reforço. Na análise de grandes estruturas ou de construções de carácter histórico, não é sempre viável a realização de ensaios destrutivos *in-situ*, ou mesmo em laboratório, limitando-se normalmente os ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos apenas a elementos isolados. Daí

que a modelação numérica apresenta-se como uma ferramenta útil, que exige um reduzido nível de recursos, mas com algumas limitações conhecidas, relativamente à escala de discretização da estrutura, definição de modelos de comportamento e de dano, definição das características dos materiais, e ainda na definição de condições de fronteira e de ligações entre elementos da estrutura [Costa *et al.*, 2005].

Para cada análise dever-se-á adoptar a ferramenta (software), mais adequada em função do tipo e detalhe que se pretende para os resultados, considerando e controlando todas as simplificações introduzidas na modelação. O rigor da modelação dependerá da qualidade da informação utilizada, da representatividade do modelo adoptado e das acções consideradas. No caso de acções sísmicas, a complexidade de uma análise no domínio do tempo (*time-history*) produzirá uma melhor estimativa da resposta, porém exige um maior e melhor conhecimento do comportamento dos materiais (leis de dano) e a correcta caracterização da acção (utilização de vários acelerogramas). O tempo e recursos de cálculo exigidos são apreciáveis neste tipo de análises e o elevado número de resultados gerados dificulta a interpretação.

De entre as ferramentas utilizadas para a modelação, o método dos elementos finitos é a mais divulgada e utilizada na análise de estruturas. No entanto, existem métodos baseados em modelos mecânicos e fenomenológicos que podem constituir boas alternativas, adequando o método ao tipo de objectivo e resultado a analisar, conhecendo naturalmente as limitações, com a vantagem de envolver um menor esforço de cálculo e uso de recursos.

Relativamente às metodologias de avaliação do desempenho e segurança estrutural, o recurso a uma análise não-linear estática, como a análise *pushover* é amplamente utilizada. De entre os métodos de análise não-linear estáticos para a avaliação da segurança estrutural têm sido utilizados o *Capacity Spectrum Metho*d [Freeman, 1998] e N2 *Method* [Fajfar, 1999].

8.2 Caso de estudo 1: agregado na zona Z1

8.2.1 Descrição do agregado estrutural

A grande maioria dos edifícios da Baixa de Coimbra foi construída no período compreendido entre a segunda metade do Séc. XVIII (após o sismo de Lisboa de 1 de Novembro de 1755) até à primeira metade do Séc. XX, sem critérios nem preocupações sismo-resistentes. Mesmo os primeiros edifícios construídos logo após o sismo de 1755, inspiraram-se na solução da gaiola pombalina, onde podem ser observados elementos de madeira com disposição em cruz de Santo André, embora o cuidado do sistema construtivo global e das suas ligações fosse pobre.

Nesta primeira modelação analisou-se um grupo de quatro edifícios, que constitui um agregado representativo dos edifícios da Baixa de Coimbra, em termos de materiais, soluções construtivas e tipologia (em planta e altura). O agregado de edifícios estudado é parte de uma malha urbana irregular da zona mais antiga do centro histórico de Coimbra (ver Figura 245), denotando características arquitectónicas dos Séc. XVIII e XIX, como as escadas em "tiro", janelas de "*avental*", etc. (ver Figura 246).

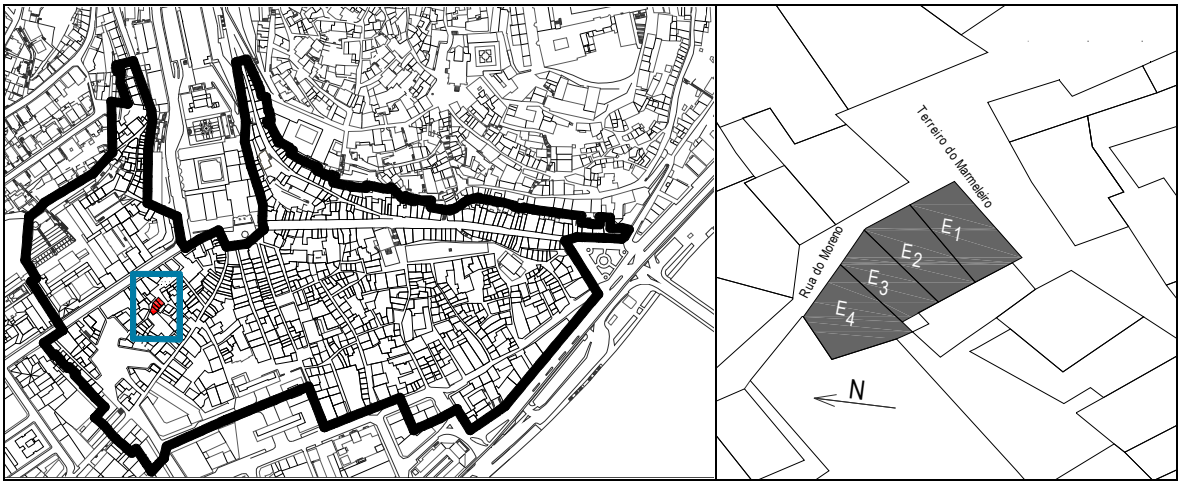


Figura 245: Perímetro da Baixa de Coimbra e localização do agregado de quatro edifícios em estudo

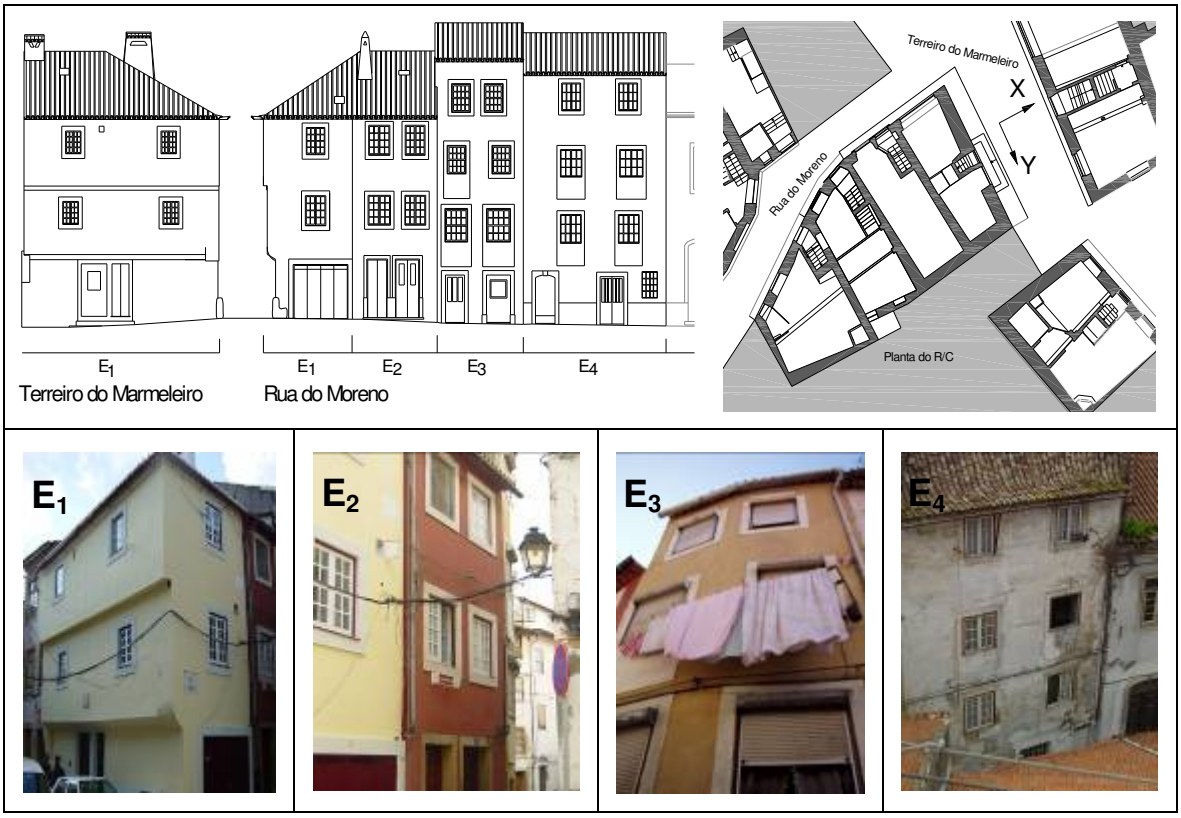


Figura 246: Alçados, planta do rés-do-chão e fachadas dos quatro edifícios

Um aspecto muito importante, já extensamente discutido na Secção 7.6, é a ordem cronológica da construção, uma vez que edifícios adjacentes, dispostos maioritariamente em banda, poderão não ter sido construídos no mesmo período, resultando correntemente no uso comum das paredes existentes de outros edifícios que passam a ser paredes meeiras, suportando pavimentos e cobertura do edifício construído mais recentemente. Esta situação é agravada pelos problemas de ligação entre as paredes de fachada com as paredes laterais/meeiras existentes, bem como dos novos elementos às paredes resistentes. Deste modo, os edifícios não têm um comportamento independente, por partilharem paredes resistentes, interagindo entre si, particularmente para acções horizontais, sendo relevante não só devido à questão da capacidade resistente, mas sim pela fragilidade das ligações na zona dos cunhais. A fissuração junto aos cunhais e o colapso das paredes de fachada para fora do seu plano durante um sismo, são mecanismos de dano frequentes causados pela fragilidade das deficientes ligações entre paredes ortogonais (parede fachada – parede meeira).

Cada um dos edifícios estudados tem uma planta aproximadamente rectangular, com excepção do edifício E_4 localizado do canto a N-W do grupo de edifícios, que possui uma planta de forma aproximadamente trapezoidal. No que diz respeito à geometria em altura, os edifícios E_1 e E_2 (no quadrante S-E) são constituídos por um piso térreo, dois pisos elevados e um sótão. Os edifícios E_3 e E_4 são compostos por um piso térreo, três pisos elevados e um sótão. Tal como é típico na Baixa de Coimbra, estes edifícios não têm cave. Nos edifícios da Baixa de Coimbra, a tipologia arquitectónica e as soluções construtivas são variáveis em função das dimensões e da nobreza dos edifícios. Os edifícios residenciais representam a maioria dos edifícios da Baixa de Coimbra e são dotados de esquemas estruturais simples: paredes de alvenaria de pedra, pavimentos e cobertura em estrutura de madeira (ver Figura 247). Reconhece-se que esta interpretação estrutural simples não é por vezes tão clara, quer pela existência de paredes interiores que passam a ter funções pseudo-resistentes, quer pela existência de elementos em madeira (viga mestra de madeira) embebidos na alvenaria, atravessando todo o edifício.



Figura 247: Detalhes construtivos dos edifícios antigos

Relativamente às paredes resistentes, como já descrito no Capítulo 4, estas são constituídas por alvenaria de pedra irregular de pequena e média dimensão (calcário dolomítico, conhecido por "pedra amarela" em Coimbra), em que a espessura da parede varia em altura desde valores, em termos médios, de 70cm na base até 26cm no topo. O uso de areia do rio de granulometria grosseira e de barro para as argamassas de assentamento é muito comum. A zona de parede debaixo das aberturas, entre nembos, é constituída normalmente por painéis de pedra de espessura com cerca de 20 a 30cm. Em algumas situações, nestas zonas foi observado o uso de alvenaria de tijolo maciço e em outros de alvenaria de pedra irregular, incorporando elementos de madeira cruzados.

Refira-se ainda, como já constatado no Capítulo 5 desta dissertação, que as paredes de alvenaria têm um bom comportamento a acções verticais, induzidas por forças gravíticas e um inferior desempenho a acções horizontais no plano das paredes. Mas é o seu comportamento às solicitações perpendiculares ao seu plano que constitui a sua maior fragilidade. O melhor ou pior comportamento das paredes de alvenaria depende de muitos aspectos e características tais como a dimensão das pedras, tipo de assentamento, tipo de pedra, tipo de argamassa, ligação entre faces, ligação a outras paredes, etc. Como as alvenarias constituem cerca de 60 a 75% do peso das construções antigas, estas governam praticamente a resposta global do agregado.

Quanto aos pavimentos destes 4 edifícios, tal como para a maioria dos edifícios inspeccionados, foi observado o uso sistemático de madeira em pavimentos (estrutura e revestimento), coberturas e paredes interiores de tabique. Nestes edifícios os pavimentos são constituídos por barrotes de madeira com secções que variam entre os 10x16cm^2 a 10x24cm^2, dispostos perpendicularmente às paredes meeiras (paralelos às paredes de fachada). A direcção do vigamento dos pavimentos e até das coberturas foi confirmada no local em quase todos os pisos. Foram identificados vários tipos de madeira neste agregado, desde do pinho nacional ao carvalho e castanho.

As coberturas são inclinadas, de duas águas no caso dos edifícios E_2, E_3 e E_4, e de três águas para o edifício E_1. Os vigamentos têm uma dimensão média de 10x16cm^2 e as vigas de cumeeira de 12x20cm^2. Estas coberturas apresentam, presentemente, sinais de degradação, mesmo as constituídas por asnas fachada (com elemento linha), exercendo impulso horizontal sobre as paredes perpendicularmente a estas. O revestimento da cobertura é feito em telha cerâmica, as caixilharias em madeira com envidraçados simples. As paredes interiores de tabique apresentam geralmente deformação por fluência e envelhecimento, adquirindo ao longo dos anos uma função pseudo-resistente.

8.2.2 Geometria do modelo e propriedades mecânicas

As análises numéricas foram realizadas usando um programa de elementos finitos, *Robot Millennium* versão 17.5 [Robot Office, 2004]. A geometria dos edifícios foi definida com recurso a desenhos de arquitectura fornecidos em formato CAD, tendo sido confirmadas algumas medidas aquando inspecções realizadas a este agregado. Os elementos utilizados na definição do modelo tridimensional são: i) elementos de casca de 4 nós para os painéis de alvenaria; e, ii) elementos de barra de 2 nós para os barrotes e vigamentos de madeira dos pavimentos e coberturas, como se observa na Figura 248.

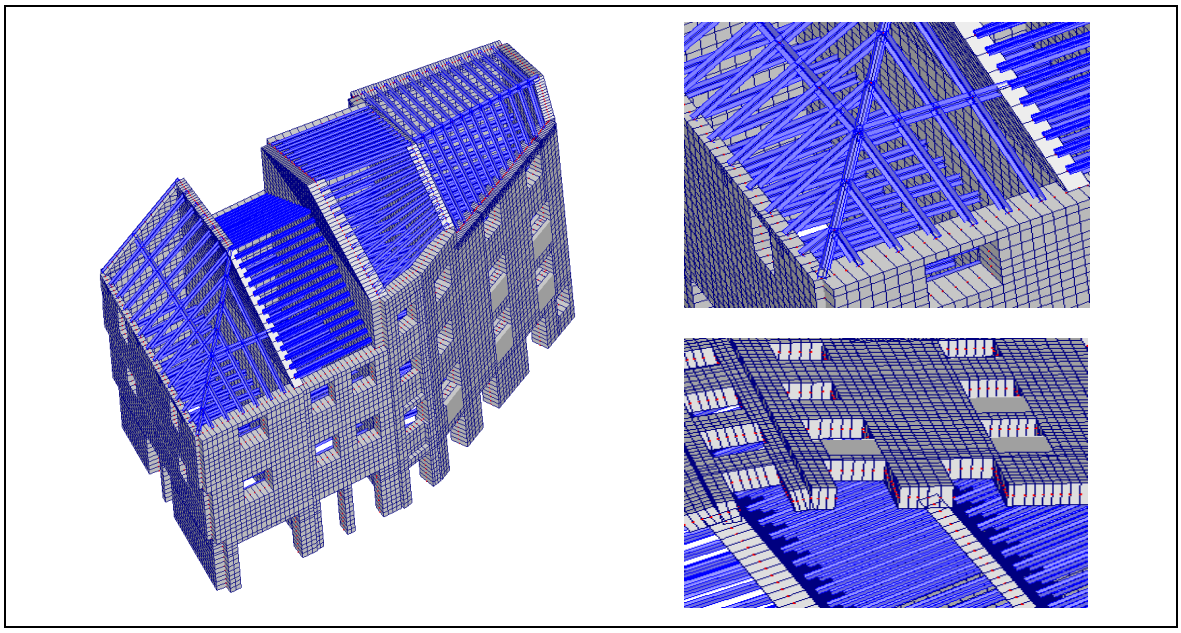


Figura 248: Modelo tridimensional global dos quatro edifícios (paredes, pavimentos e coberturas)

O modelo utilizado para descrever o comportamento material é linear elástico. Apesar de reconhecida a importância da consideração da não linearidade do material nestas construções, quando sujeitas a solicitações sísmicas, considera-se que as análises lineares elásticas desenvolvidas neste trabalho permitem uma avaliação global do comportamento destas construções, a partir da identificação de fragilidades estruturais e zonas críticas de concentração de tensões. Admitem ainda, uma análise simplificada na interpretação da fissuração presente e da previsão do grau e localização de zonas propensas a sofrer dano.

Com o modelo do agregado estrutural estudado, pretendeu-se representar o comportamento global das construções, considerando as condicionantes e algumas simplificações associadas a aspectos particulares, como são as condições de ligação, condições fronteira e de compatibilidade entre elementos resistentes, até as próprias características dos materiais constituintes:

- As paredes de fachada foram modeladas com a espessura constante medida no local. As paredes com redução de espessura em altura foram modeladas com painéis de espessura variável;

- Dois tipos de material foram considerados para as paredes: um para a alvenaria corrente e outro para os elementos que se localizam sob as aberturas dos pisos superiores que normalmente são de pedra (zonas mais rígidas e menos espessas);

- Os barrotes e vigamentos de madeira nos pavimentos foram modelados com elementos de barra articulados nas ligações às paredes, garantindo a transmissão das cargas verticais e representando assim a sua influência na resposta dos edifícios;

- A estrutura da cobertura do edifício E_2 foi intervencionada no ano 2000, sendo constituída por uma laje aligeirada de betão armado com revestimento cerâmico. Este aspecto foi considerado na definição das acções permanentes;

- Consideração de comportamento linear elástico de todos os materiais definidos;

- Valor assumido para o coeficiente de comportamento igual a 1, tendo em conta as características especificas da alvenaria típica da Baixa de Coimbra (baixa ductilidade e capacidade de dissipação de energia) e o moderado nível de acção sísmica que será aplicado nestas análises;

- Condições de suporte na base das paredes de alvenaria: restrição de deslocamentos e da rotação para fora do plano de todas as paredes a este nível.

Reconhece-se que o modelo utilizado não permite considerar a qualidade das ligações entre paredes ortogonais (zona de cunhais e paredes de contraventamento) nem das ligações entre elementos horizontais e verticais (parede-pavimento, parede-cobertura). No entanto, refere-se que estes problemas deverão ser alvo de modelações específicas, já que são mecanismos locais muito particulares e que não são de fácil consideração na modelação de um problema complexo como este conjunto de 4 edifícios. Em relação às características mecânicas dos elementos estruturais, foram utilizados na modelação valores médios reunidos de resultados de ensaios experimentais e trabalhos e teses disponíveis na bibliografia [Cardoso, 2002; Binda, 2003; Pagaimo, 2004; T.T, 1999; Mateus, 2007]. Na Tabela 48 resumem-se os valores considerados para as propriedades mecânicas adoptadas para os materiais.

Tabela 48: Propriedades mecânicas adoptadas para os materiais do modelo linear elástico

Propriedades mecânicas	Alvenaria	Painéis de pedra	Elementos de madeira	Betão armado
Módulo de elasticidade E (GPa)	1.75*	3.00	6.00	29.00
Peso volúmico γ (kN/m^3)	19.6	22.0	6.0	25.0
Coeficiente de *Poisson* ν (adimensional)	0.17	0.30	0.37**	0.20
Resistência à compressão σ_c (MPa)	1.00	3.00	11.00	17.00
Resistência à tracção σ_t (MPa)	0.05	0.05	16.50	2.50
Resistência ao corte τ_u (MPa)	0.06	0.05	2.0	--

* - este valor foi calibrado com os resultados das estimativas de frequências
** - a madeira é um material ortotrópico, o valor utilizado é uma valor representativo das diferentes direcções

8.2.3 Definição das acções

Nestas análises foram consideradas as seguintes acções, de forma a interpretar o comportamento da estrutura existente, identificar as causas das fragilidades observadas, avaliar exigências de deformação e a eficiência de soluções de reforço:

- Acções permanentes (peso próprio das paredes, dos pavimentos e das coberturas);
- Sobrecargas de utilização;
- Acção sísmica.

De seguida é descrita cada uma das acções consideradas na análise mais detalhadamente:

Acções permanentes

As cargas permanentes (peso próprio de elementos estruturais e não estruturais) deverão ser obtidas a partir do levantamento rigoroso da geometria e da constituição da construção, apoiando-se ainda na consulta de informação existente (desenhos, etc.). Em muitas estruturas deste tipo, ou pelo menos em alguns elementos construtivos, algumas das patologias encontradas são devidas ao elevado nível de tensão instalada na estrutura para as acções permanentes. No entanto, para certas combinações de acções, este poderá ter uma importante contribuição na estabilidade da estrutura.

Peso próprio das paredes

Para as paredes de alvenaria constituídas essencialmente por pedra calcária, assente com argamassa de areia e cal com juntas desalinhadas e assentamento irregular das pedras, como descrito na Secção 8.2.1, foi considerado um peso volúmico de 19.6kN/m^3. As paredes de alvenaria apresentam valores de espessura que variam entre 36 a 70cm ao nível da base. Algumas delas apresentam redução de espessura em altura. A alvenaria sob as janelas é de menor espessura, para facilitar a aproximação dos utilizadores às janelas e é constituída por um bloco maciço de pedra com peso volúmico de 22.0kN/m^3.

Peso próprio dos pavimentos

Com excepção do piso térreo, os elementos estruturais horizontais originais das construções são constituídos por pavimentos de barrotes de madeira dispostos paralelamente às fachadas. A dimensão média dos barrotes de pavimento dos edifícios E_1, E_2 e E_3 é 10x18cm^2 e de 10x20cm^2 para o edifício E_4 do agregado.

Os barrotes dos pavimentos estabelecem a união entre as paredes-mestras (interiores e de periferia), constituindo, globalmente, elementos que melhoram o comportamento global dos edifícios para as acções horizontais, embora tenham uma fraca resistência à distorção no seu plano horizontal. Assim, considerou-se uma carga permanente uniformemente distribuída, correspondente aos revestimentos de piso e ao próprio pavimento, de 0.8 a 1.4kN/m^2, utilizando para o peso volúmico da madeira o valor indicado na Tabela 47. Relativamente às paredes divisórias, estas também são consideradas nas cargas permanentes, sendo o seu valor incluído na carga final uniformemente distribuída nos pavimentos.

Peso próprio das coberturas

A cobertura é constituída por telhas tipo canudo ou marselha, apoiadas numa estrutura secundária formada por ripas e varas de madeira, que por sua vez descarregam na viga de cumeeira e nas paredes exteriores. As dimensões e os pesos volúmicos considerados para os elementos estruturais que compõem os pavimentos e a cobertura foram indicados na Secção 8.2.1 e apresentados na Tabela 47. O peso das coberturas foi calculado de acordo com os valores propostos nas Tabelas Técnicas [T.T., 1998], entre 1.35 e 2.00kN/m^2, em função da composição de cada cobertura.

Sobrecargas de utilização nos pavimentos e na cobertura

De acordo com o RSA [1983], considerou-se ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída de 2.00kN/m^2 em todos os pavimentos, uma vez que a principal ocupação destes edifícios é de habitação. Para as coberturas correntes, o RSA [1983] indica uma sobrecarga regulamentar de 0.30kN/m^2.

Acção sísmica

Para estas análises lineares optou-se pela definição da acção sísmica através de um espectro de resposta elástico. Para avaliar o desempenho sísmico do agregado em estudo, foi efectuada uma análise espectral considerando a acção sísmica para cada uma das 2 direcções de forma independente (*XX* e *YY*).

Na definição da acção sísmica pelo EC8 [CEN, 2004], e de acordo com a versão provisória do Anexo Nacional [Carvalho, 2007], considerou-se para este caso de estudo, o valor máximo em função dos valores da aceleração de base e da estimativa da frequência da estrutura, dada pelo espectro de resposta para o cenário de sismo afastado (zona 4) e para o cenário de sismo próximo (zona 2). O terreno estipulado para esta análise foi um solo designado por este código como terreno do tipo C. A quantificação da acção sísmica segundo a norma europeia prevê a introdução de um coeficiente de importância, γ_1, associado à dimensão, valor e importância dos edifícios, definido na tabela 4.3 do EC8 [CEN, 2004]. Os edifícios em estudo inserem-se na categoria de edifícios correntes, pelo que este coeficiente toma o valor unitário. O espectro foi corrigido para um coeficiente de amortecimento viscoso de 2%.

Refira-se que a análise modal é feita para uma combinação de acções referente ao estado limite de serviço ($1.0 \cdot G_k + 1.0 \cdot \psi_2 \cdot Q_k$ com $\psi_2 = 0.2$). A carga permanente (G_k) contempla o peso próprio da construção (elementos estruturais e não-estruturais). A sobrecarga (Q_k) considera os valores regulamentares para os pavimentos e para as estruturas das coberturas já definidos.

8.2.4 Frequências naturais, modos de vibração e calibração do modelo

Foram efectuadas medições dinâmicas *in-situ* de acelerações com um sismógrafo, GeoSIG, modelo GSR-16 [GeoSIG, 2005], com o objectivo de estimar as frequências naturais que permitissem calibrar o modelo numérico. O sismógrafo usado (ver Figura 249) permite registar sinais de aceleração em três direcções ortogonais. Foram efectuadas medições de aceleração em 5 pontos distintos, como se representa na Figura 250. As direcções consideradas (longitudinal, transversal, vertical) foram definidas de acordo com o referencial local, como se representa na Figura 250.



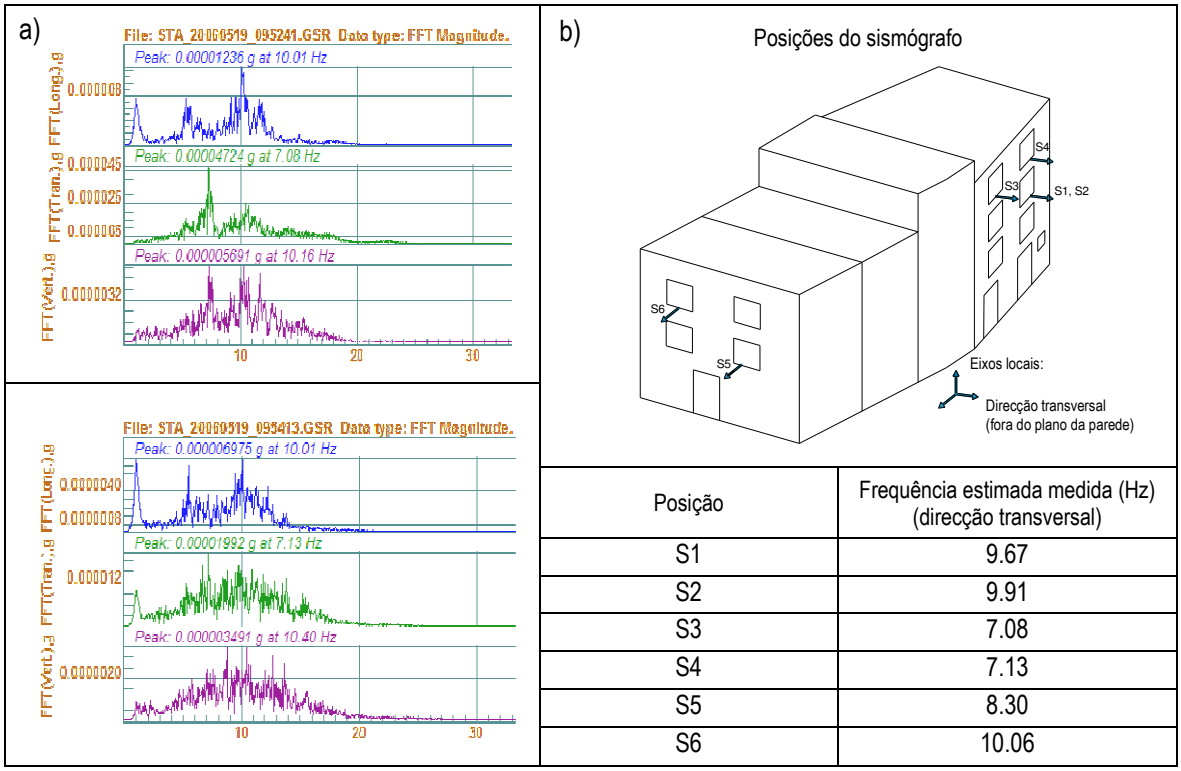
Figura 249: Equipamento utilizado - sismógrafo

Dos registos de acelerações obtidas foram determinadas as correspondentes densidades espectrais de potência, com recurso a procedimentos baseados na transformada rápida de *Fourier* (*Fast Fourier Transform, FFT*), que fornecem uma estimativa das funções de transferência nos graus de liberdade instrumentados. Apoiando-se no software GeoDAS 2.17 para a obtenção da transformada de *Fourier*, lista-se de seguida a sequência de operações efectuada no tratamento dos sinais [Costa, 2002a]:

- Aplicação de filtros de *Hanning* a janelas temporais dos registos de aceleração como forma de contrariar o efeito de *Leakage*;
- Filtragem digital dos registos com um filtro passa-baixo regulado para 1/8 da frequência de amostragem de modo a contrariar o efeito de *Aliasing* e eliminar as componentes de alta frequência;
- Filtragem digital dos registos com filtro passa-alto regulado para 1Hz;
- Correcção *baseline* para anulamento do valor residual médio do registo;
- Determinação da FFT.

Na Figura 250 apresentam-se os conteúdos espectrais em potência, obtidos a partir das acelerações medidas na parede do edifício E_4 (S2 e S3). Note-se que nesta campanha de medição de acelerações foram feitas 8 medições, mas expõem-se apenas os resultados mais relevantes usados na calibração do modelo estrutural. A partir dos valores de pico desses espectros estimam-se as frequências naturais da estrutura na zona de influência da parede sobre a qual foi feita cada medição.

As frequências de 7.08 e 7.13Hz foram estimadas para as acelerações medidas nos pontos S2 e S3 na direcção transversal das paredes. Estas frequências estarão associadas a modos de vibração que envolvem o movimento transversal destas paredes (a energia associada à direcção transversal é mais importante do que nas outras duas direcções, no que diz respeito à identificação do modo).



Posição	Frequência estimada medida (Hz) (direcção transversal)
S1	9.67
S2	9.91
S3	7.08
S4	7.13
S5	8.30
S6	10.06

Figura 250: Ensaios dinâmicos: a) Transformada de *Fourier* do registo das acelerações para os pontos de medição S2 e S3 nas 3 direcções; b) Frequências naturais estimadas a partir dos espectros de potência na direcção transversal da parede

O objectivo das medições efectuadas foi essencialmente estimar a frequência do sistema estrutural para calibrar o modelo de elementos finitos. Os sinais analisados permitiram identificar a frequência local da parede de fachada do edifício E_4 com base nas medições nessa região (S2 e S3). A energia de excitação é insuficiente para que sejam identificadas estas frequências nos outros pontos de medida, devido à dimensão e complexidade estrutural do agregado. Na Tabela 49 indicam-se as frequências estimadas com base nas medidas de acelerações, para a parede do edifício E_4, bem como a primeira frequência calculada com o modelo numérico para o módulo elasticidade calibrado (1.75GPa).

Tabela 49: Comparação de frequências (medida e calculada)

Frequência estimada (Hz)	Frequência calculada (Hz)	Erro relativo (%)
7.08	6.54	-7.63
7.13		-8.27

O erro médio relativo associado à frequência medida, considerando as medições realizadas é de 7.95%. A partir deste valor da frequência medida, de cerca de 7.1Hz (média dos dois registos), pode concluir-se que o modelo numérico é ligeiramente menos rígido.

Observando a Figura 251, verifica-se que nos primeiros três modos de vibração do modelo, a parede de fachada do edifício E_4, tem uma importante contribuição modal devido à sua flexão para fora do seu plano, sendo o primeiro modo muito marcado pelo comportamento desta parede para fora do seu plano.

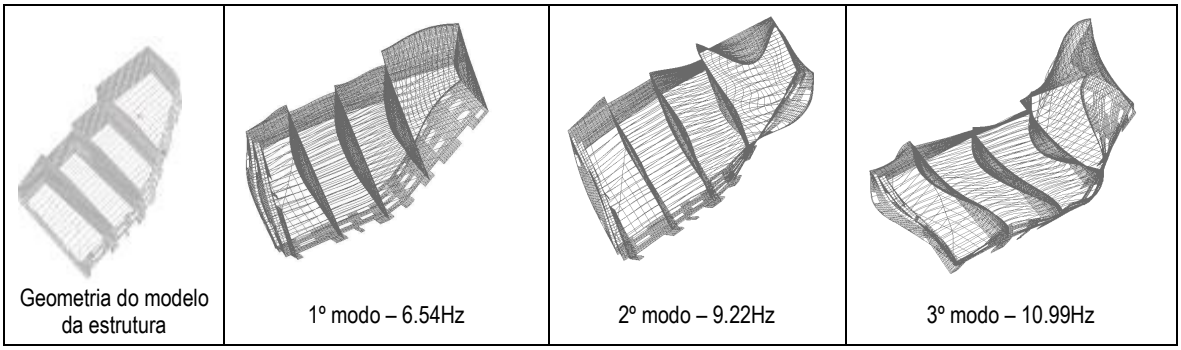


Figura 251: Geometria da estrutura e modos de vibração

O valor do módulo de elasticidade adoptado no modelo, E=1.75MPa, é justificado por três razões: i) em primeiro lugar pela revisão bibliográfica efectuada sobre ensaios de paredes com constituição e morfologia semelhante à alvenaria típica das construções da Baixa de Coimbra; ii) a segunda razão foi pela calibração aqui efectuada em termos de frequências medidas por ensaios de identificação dinâmica local; e, iii) por último, pelos resultados dos ensaios mecânicos realizados com recurso a macacos planos (ver Capítulo 5) que conduziram a um valor médio do módulo de elasticidade inicial não corrigido ($E_0 \approx 2.0$MPa), próximo do valor calibrado e usado no modelo numérico para toda a avaliação e análise, que se apresenta nas secções seguintes.

Reconhece-se que o valor do módulo de elasticidade inicial, $E_{0,}$ é eventualmente demasiado elevado para uma análise desta natureza. É aconselhável a utilização de um procedimento simplificado, para de alguma forma considerar a não linearidade da alvenaria, utilizando um módulo de elasticidade secante (por exemplo: $E_{sec30\text{-}60\%}$) compatível com o nível de deformação experimentada em cada ponto da estrutura. Um procedimento mais rigoroso para a análise da resposta poderá passar por um procedimento incremental não-linear com correcção da rigidez da alvenaria em função do nível dos esforços instalados.

8.2.5 Estratégias de reforço avaliadas

As intervenções estruturais de reforço para melhorar o desempenho dos edifícios tradicionais em alvenaria face às acções sísmicas, deverão ser acções que respeitem a concepção original, materiais e soluções do edifício. O modelo numérico linear implementado e calibrado, foi também utilizado para avaliar a eficiência de três diferentes estratégias de reforço: uso de tirantes; tarugamento dos pavimentos; e consolidação das paredes de alvenaria.

As paredes de alvenaria da envolvente dos edifícios são tipicamente vulneráveis a mecanismos de colapso para fora do seu plano. A introdução de tirantes ao nível de todos os pisos e especialmente ao nível da cobertura, para limitar esses movimentos, foi considerado neste estudo, com duas configurações alternativas, como proposto na Figura 252. Os tirantes foram modelados com elementos de cabo com 25mm de diâmetro, com as propriedades indicadas na Tabela 50, apenas funcionando para esforços de tracção. Estudou-se uma primeira configuração, na qual os tirantes atravessam todas as paredes meeiras numa direcção (*YY*), e na outra apenas foram aplicados tirantes nas paredes dos edifícios das extremidades do agregado (edifícios E_1 e E_4). Posteriormente e em função dos primeiros resultados, reconsiderou-se a configuração dos tirantes por uma disposição mais eficiente, em termos de controlo de deformações das paredes para fora do plano, fazendo a ancoragem dos tirantes a zonas mais rígidas do agregado, isto é, zonas de intersecção e travamento entre paredes (ver Figura 252, solução de reforço A).

Outra acção estudada para melhorar o desempenho dos edifícios foi a rigidificação dos pavimentos no seu próprio plano. Esta acção de rigidificação foi modelada introduzindo elementos de madeira diagonais e ortogonais ao vigamento dos pavimentos, com características e dimensões semelhantes aos elementos do pavimento original (ver Figura 252, solução de reforço B).

Uma terceira solução de reforço considerada, foi a melhoria da resistência das paredes de alvenaria baseada numa acção de consolidação destas paredes que envolve: picagem do reboco, passagem de ligadores transversais, refechamento de juntas e enchimento de vazios, e aplicação de uma rede de aço inox em ambas as faces, que são posteriormente argamassadas, como se ilustra na Figura 252, designada de solução de reforço C. Esta acção é modelada, de uma forma simples, pelo aumento do módulo de elasticidade da alvenaria em 75%, (valor adoptado com base em Clough e Penzien [1975] e estudos experimentais realizados por Costa [2002b]).

Tabela 50: Propriedades dos materiais considerados nas acções de reforço

Propriedades mecânicas	Alvenaria consolidada	Tirantes de aço
Módulo de elasticidade, E (GPa)	3.06	210
Peso volúmico, γ(kN/m^3)	19.6	7.7
Coeficiente de Poisson, ν	0.17	0.30

Relativamente à solução de reforço B (tarugamento do pavimento), consideraram-se as mesmas propriedades da madeira existente para os novos elementos de madeira utilizados na rigidificação do pavimento no seu próprio plano. Na secção seguinte serão discutidos os resultados obtidos para cada uma destas estratégias de reforço em termos de: análise modal, exigências de deslocamentos, *drifts* e custos das intervenções, etc.

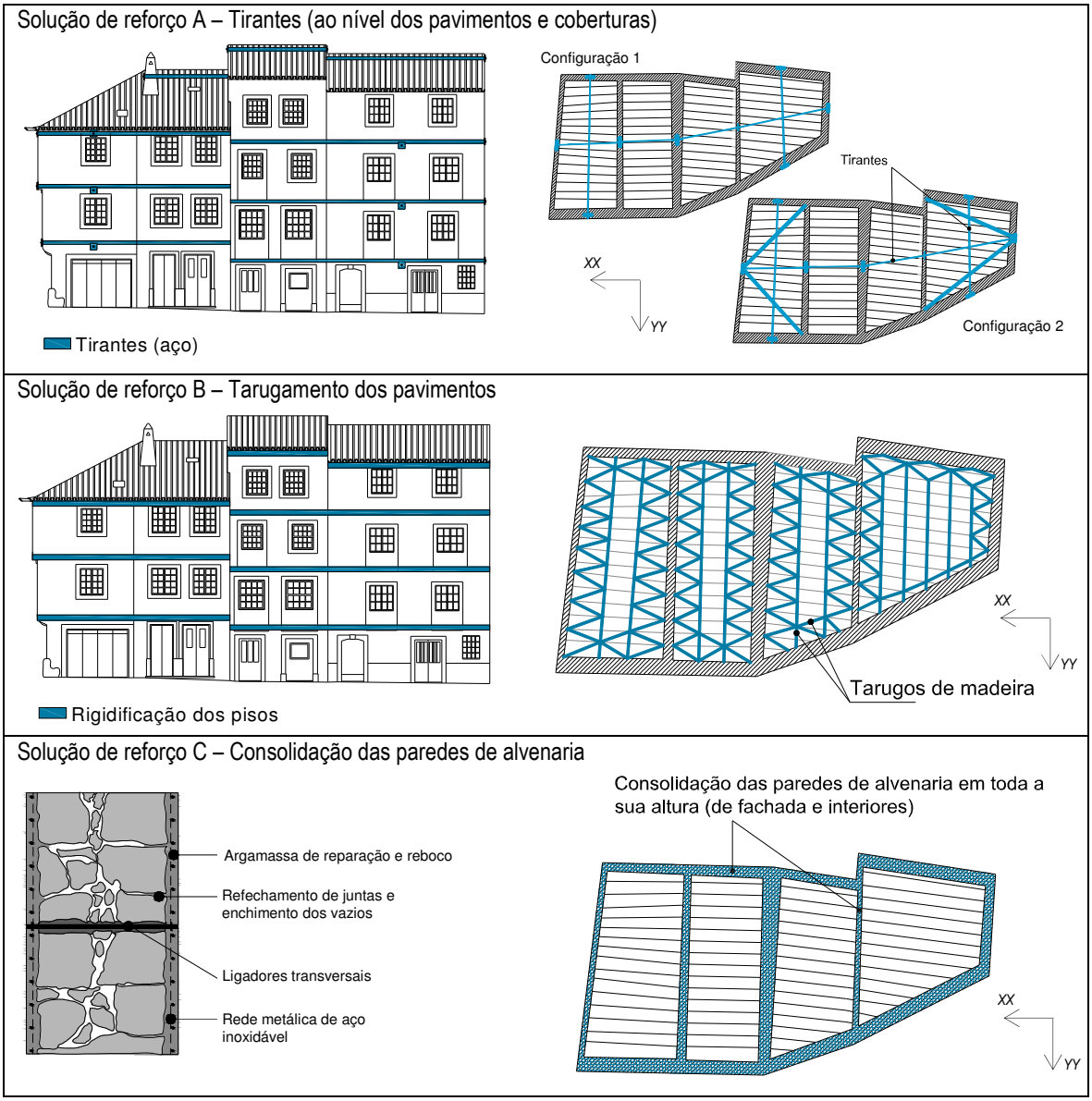


Figura 252: Esquema das soluções de reforço estudadas

8.2.6 Análise de resultados das soluções de reforço

8.2.6.1 Frequências naturais e modos de vibração

Para avaliar as alterações no comportamento estrutural induzidas pelas acções de reabilitação estudadas, são analisadas propriedades dinâmicas do agregado (frequências naturais e modos de vibração). As soluções de reforço introduzidas nas construções existentes devem evitar alterar as frequências próprias e os modos de vibração, uma vez que estas alterações poderão incrementar o nível de acção sísmica. Os resultados em termos de frequência natural da estrutura original e das três soluções de reforço estudadas

apresentam-se na Figura 253. Constatou-se que cerca de 65 a 70% da massa global do agregado deve-se às paredes de alvenaria. Daí que os modelos relativos às soluções de reforço e particularmente para as soluções A e B, praticamente não alteram o peso total da estrutura. Da análise comparativa em termos de frequências e modos de vibração constata-se o seguinte (ver Figura 253):

- O primeiro modo, para todos os sistemas estruturais analisados, isto é, para a estrutura original e para as três soluções de reforço, evidencia uma translação, revelando que ao nível do piso térreo se espera uma concentração de maiores exigências de deformação devido à elevada percentagem de aberturas na direcção *XX*. Da análise da forma do primeiro modo, evidencia-se ainda a maior vulnerabilidade de algumas paredes de alvenaria a movimentos para fora do seu plano (paredes de fachada dos edifícios E_1 e E_4);

- Com a solução de reforço A, que envolve a passagem de tirantes que ligam paredes paralelas, os modos de vibração evidenciam tendência para menores exigências de movimento das paredes para fora do seu plano nesta direcção, em relação à estrutura original. Devido à instalação dos tirantes, a primeira frequência aumenta em cerca de 4.3% em relação à estrutura original;

- A solução de reforço B, recorrendo ao uso de tarugos de madeira para rigidificar os pavimentos, aumentou a primeira frequência em cerca de 21.5%, estabelecendo uma resposta mais integrada de todo o agregado (limitando a deformação das paredes para fora do seu plano);

- Com a solução de reforço B, o aumento de rigidez dos pavimentos no seu plano induz uma clara tendência de redução das exigências de deformação das paredes envolventes e mesmo das paredes meeiras. Contudo, note-se que o modelo utilizado pressupõe que as ligações entre os pavimentos e as paredes são efectivas (admite-se ligação perfeita entre os elementos de barra que descrevem os pavimentos e as coberturas, e elementos de casca que descrevem as paredes);

- Com a solução de reforço C, o modo de vibração é semelhante ao da estrutura original como se esperaria, tratando-se apenas de uma estrutura mais rígida. A acção de consolidação das paredes de alvenaria aumentou a primeira frequência natural em cerca de 28%;

- No edifício E_4, as paredes de fachada e de empena lateral sofrem um movimento torsional devido à orientação relativa destas paredes (não perpendiculares);

- Para os modos superiores, surgem movimentos de torção e consequentemente movimentos para fora do plano das paredes associadas. A solução de rigidificação dos pavimentos no seu plano (solução de reforço B), reduz este efeito de torção global do agregado.

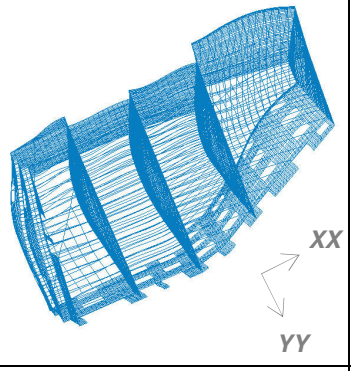
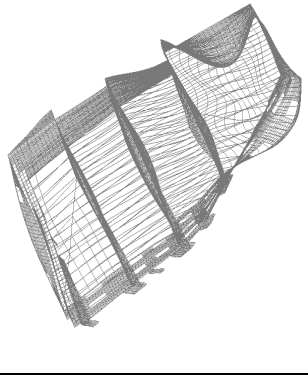
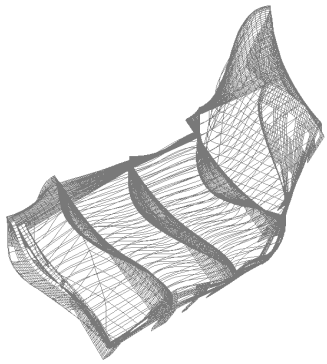
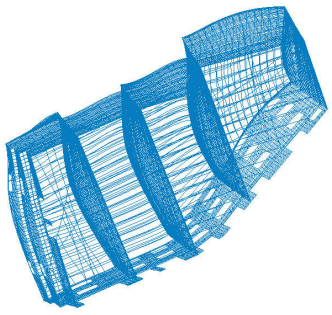
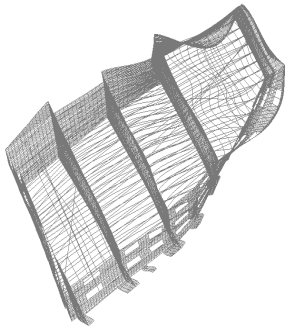
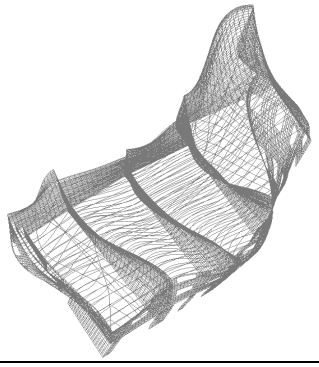
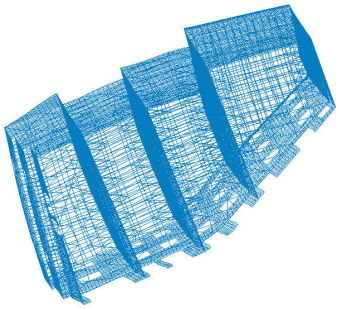
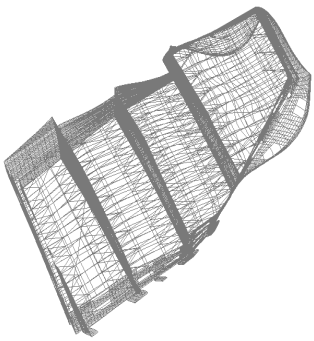
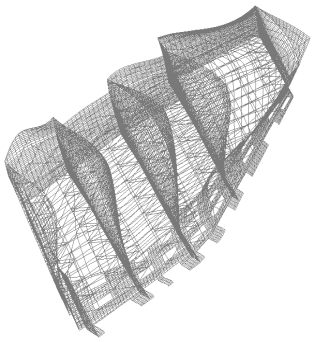
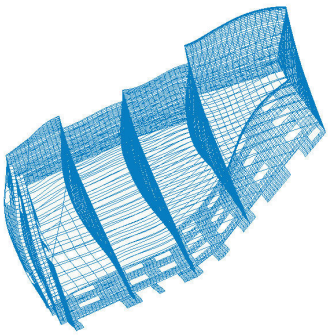
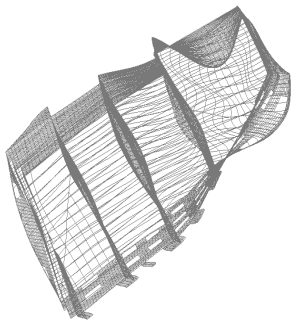
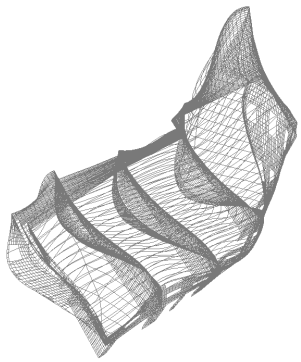
	1° modo	2° modo	3° modo
Estrutura original			
	6.54Hz	9.22Hz	10.99Hz
Solução de reforço A (tirantes de aço, configuração 2)			
	6.82Hz	9.29Hz	11.37Hz
Solução de reforço B (tarugamento dos pavimentos)			
	7.94Hz	10.16Hz	12.73Hz
Solução de reforço C (consolidação das alvenarias)			
	8.38Hz	11.50Hz	14.21Hz

Figura 253: Modos de vibração e frequências naturais (estrutura original e estruturas reforçadas)

8.2.6.2 Influência da rigidez dos diafragmas na resposta da estrutura

O uso de elementos estruturais em madeira nos pavimentos e cobertura em edifícios antigos, condiciona de modo importante a resposta estrutural destes edifícios. Para avaliar a influência da rigidez dos pavimentos na resposta do agregado, comparou-se a primeira frequência e correspondente modo de vibração (ver Figura 254) para vários valores da rigidez dos diafragmas horizontais (pavimentos e coberturas). Fez-se então variar (aumentando e reduzindo) a rigidez dos pavimentos e cobertura até 100 vezes a rigidez original dos elementos existentes. Dos resultados obtidos pode concluir-se o seguinte:

- A redução da rigidez das estruturas dos pavimentos e coberturas tem um menor impacto na primeira frequência do sistema estrutural do que um aumento de rigidez dos mesmos (por exemplo, comparando um aumento e uma redução equivalente em termos de ordem de grandeza, $k_{mod}/k_{original}$=0.01 e $k_{mod}/k_{original}$=100, em que k_{mod} é a rigidez modificada e $k_{original}$ a rigidez original);

- Considerando por exemplo, uma situação de degradação da rigidez - pela degradação das propriedades mecânicas e físicas dos pavimentos (mau estado de conservação) - verifica-se um efeito reduzido na alteração do comportamento global do agregado;

- A acção de reforço estudada correspondente ao tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B), equivale a um aumento da rigidez dos pavimentos em relação à rigidez da estrutura original de cerca de 30 vezes (aumento da frequência de 21.5%), como indicado na Figura 254.

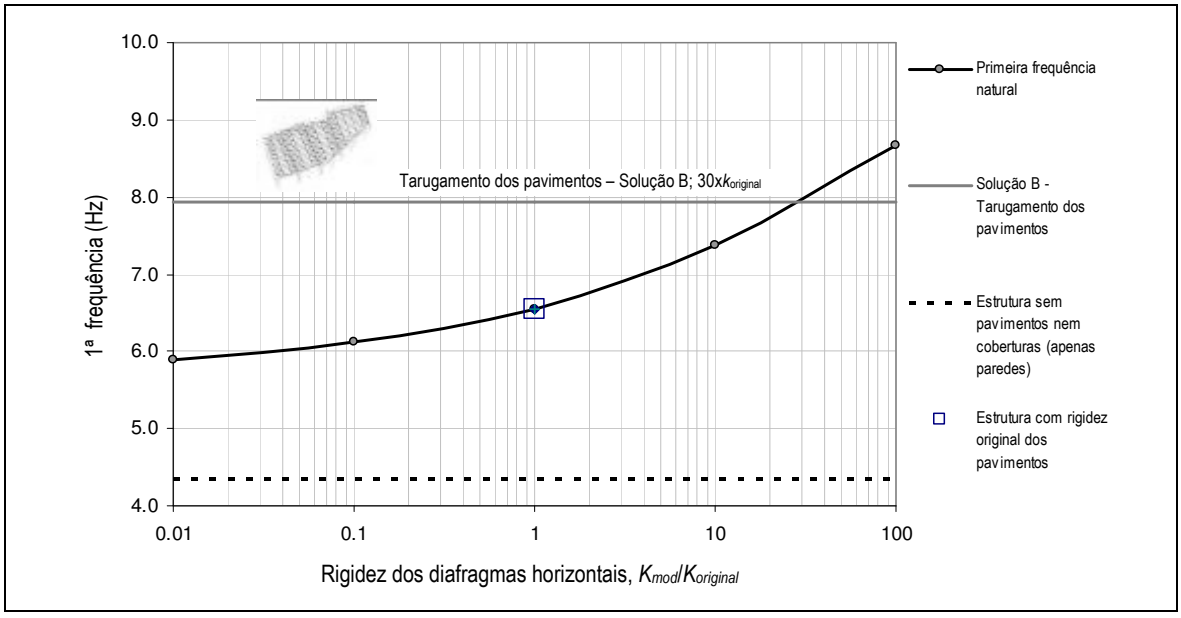


Figura 254: Sensibilidade da resposta estrutural em função da rigidez dos diafragmas horizontais

8.2.6.3 Interpretação da fissuração das paredes com base nas cargas estáticas

Com o modelo numérico calibrado e sujeita a uma combinação de carga vertical estimada ($1.0G_k$+$1.0Q_k$), foi possível obter a distribuição de tensões, que permitiu interpretar as causas que despoletaram a fissuração observada.

Considerando as cargas verticais que actuam no edifício (peso próprio e sobrecarga regulamentar) e admitindo uma tensão máxima de tracção na alvenaria de 50kPa (definido por valores da revisão bibliográfica), com recurso ao modelo numérico, podem identificar-se as zonas onde há tendência para instalação das maiores tensões principais máximas positivas e, portanto, onde se iniciará o processo de fendilhação, conforme ilustrado nas Figuras 255 e 256.

Da análise das Figuras 255 e 256, é clara a influência do desalinhamento vertical das aberturas na distribuição de tensões nas paredes e consequentemente, na origem da fissuração inclinada observada. Nota-se o caminho preferencial das cargas e concentração de esforços na base das paredes. Nota-se ainda que os painéis de pedra sob as janelas, mais rígidos e menos espessos, originam concentração de tensões nestas áreas. A fissuração vertical observada na junta entre estes elementos e a alvenaria corrente das fachadas é também justificada pelo diferente comportamento dos dois materiais face às acções térmicas e à variação de teor em humidade.

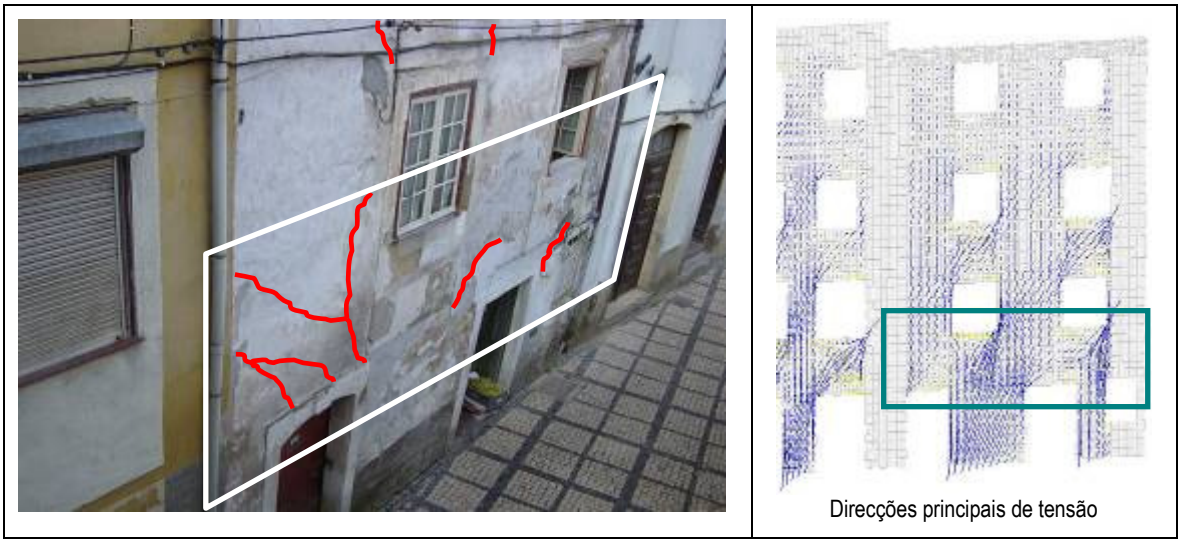


Figura 255: Fissuração observada e distribuição das tensões principais para cargas verticais

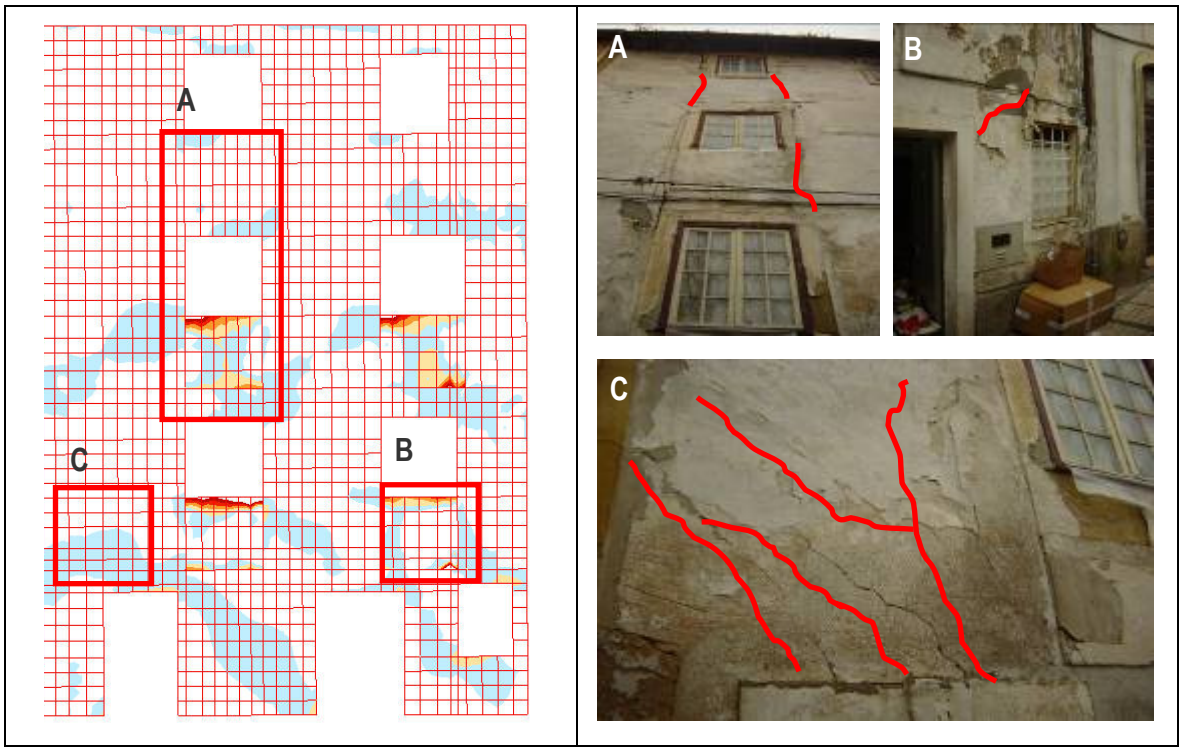


Figura 256: Fissuração observada e distribuição de tensões principais de tracção superiores a 50kPa para as cargas verticais

8.2.6.4 Resposta para a acção sísmica regulamentar

Nesta secção estuda-se a resposta estrutural da acção sísmica regulamentar, definida pela análise espectral, (de acordo com o exposto na Secção 8.2.3) para a estrutura original, bem como para a estrutura reforçada com cada uma das soluções de reforço apresentadas na Secção 8.2.5. Para a frequência de cada estrutura foi definida uma acção sísmica com base em forças estáticas equivalentes.

A partir da análise da resposta da estrutura para a acção sísmica considerada, observou-se para todos os modelos uma concentração de tensões mais elevada nos nembos de parede ao nível do rés-do-chão (ver Figura 257), bem como maiores exigências de deformação (redução importante da rigidez), potenciando um mecanismo de comportamento do tipo *soft-storey*.

Para a solução de reforço com tirantes de aço e para a acção sísmica considerada, a tensão instalada nos tirantes de aço é bem inferior aos limites resistentes (f_{yd} =235MPa e f_u =360MPa, para um aço de classe S235). O valor máximo de tensão instalada nos tirantes estimado foi de 66MPa.

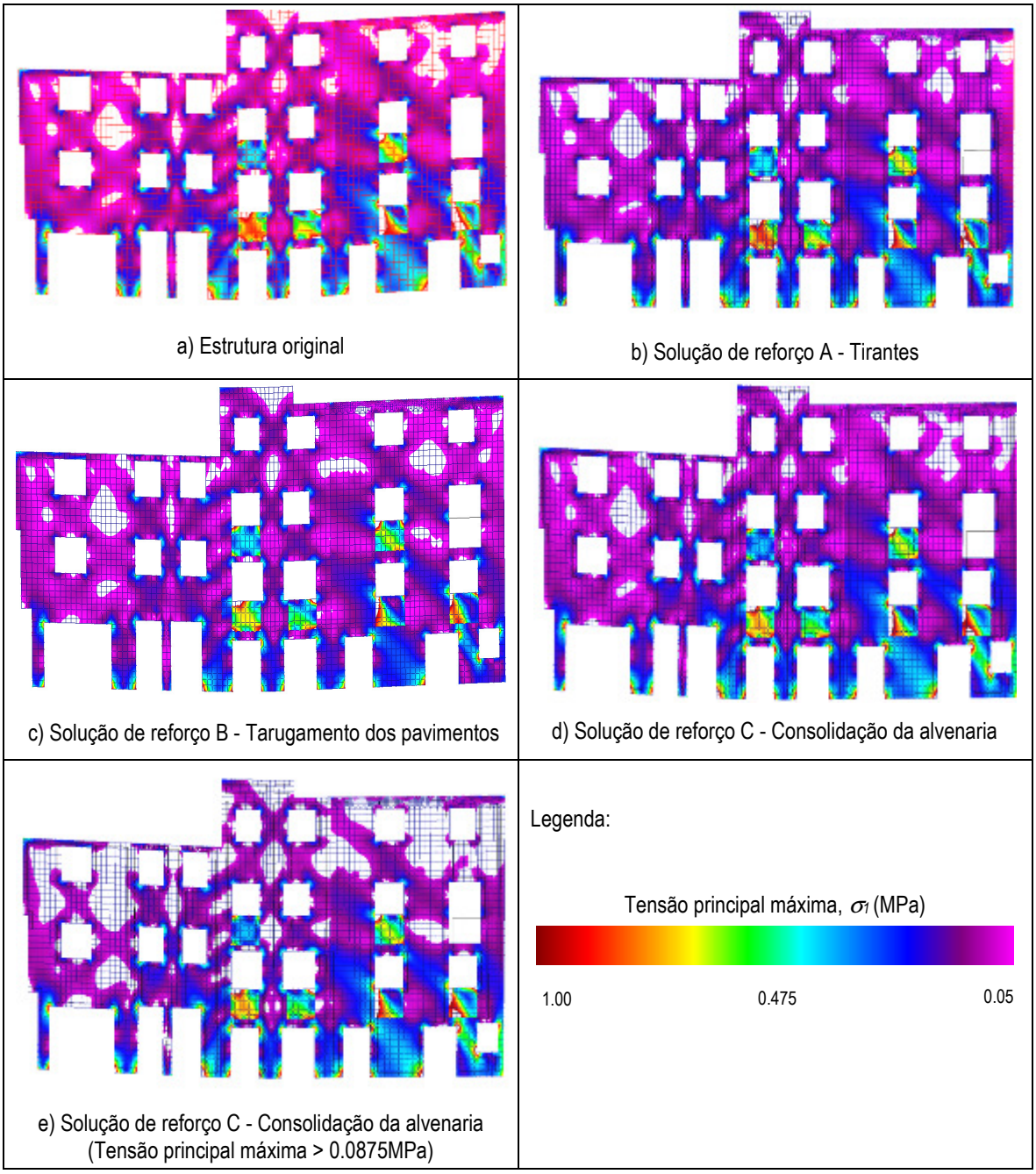


Figura 257: Distribuição das tensões principais máximas (σ_1>50kPa) em função da solução de reforço na fachada N-E dos quatro edifícios

As zonas de concentração de tensão visualizadas na estrutura original são atenuadas nos modelos reforçados, particularmente no caso da técnica de reforço que consiste na rigificação dos pavimentos, em que os valores de pico da tensão de tracção são reduzidos em cerca de 30%. Em geral, da análise de todas as distribuições de tensão de tracção apresentadas na Figura 257, junto aos painéis de pedra sob as aberturas, zonas constituídas por elementos de pedra mais rígidos e de menor espessura, verifica-se uma concentração de tensões de tracção, induzindo danos locais nestes elementos e na sua vizinhança. Note-se

ainda que o desalinhamento vertical das aberturas, no caso da parede de fachada do edifício E_4, origina uma concentração de tensões e consequente agravamento do caminho das tensões e cargas, propiciando a fissuração.

Assumido que a acção de reforço que envolve a consolidação das paredes de alvenaria, simulada através do aumento do módulo de elasticidade, incrementa de forma proporcional (em cerca de 75%) o valor da resistência em tracção e a distribuição de tensão é significativamente reduzida (ver Figura 257-e).

8.2.6.5 Perfis de deslocamento e mecanismos potenciais de dano

Da observação de danos em edifícios de alvenaria após sismos recentes, é evidente a tendência para a concentração de deformação em zonas com maior fragilidade, quer pela geometria, quer pela qualidade de execução das alvenarias, tais como: cunhais e nembos de parede esbeltos.

Nesta secção serão apresentados perfis de deslocamento lateral em zonas particularmente sensíveis e representativas da resposta do agregado estrutural: cunhais, nembos contínuos em altura das paredes de fachada, e encontro entre paredes meeiras e de fachada. Para o agregado em estudo identificaram-se inicialmente 16 perfis de controlo. De entre estes, seleccionaram-se 5 perfis representativos do comportamento e exigências de deformação do agregado, [Vicente *et al.*, 2006]. Assim, determinou-se o perfil de deslocamento lateral para a estrutura original e para cada estrutura reforçada para a acção sísmica regulamentar em Coimbra (apresentada na Secção 8.2.3).

Pela análise dos perfis de deslocamento lateral para o ponto de controlo P1, é avaliada a eficiência das diferentes soluções de reforço na redução do movimento das paredes de fachada N-E para fora do seu plano (ver Figura 258). Da análise dos perfis de deslocamento obtidos, verifica-se que a solução de reforço C, (consolidação da alvenaria), reduz globalmente os deslocamentos laterais em cerca de 25%. No entanto, o deslocamento de topo é superior ao estimado para a solução de rigidificação dos pavimentos (tarugamento dos pavimentos), apresentando-se esta solução como a solução mais eficiente (redução de cerca de 36%) do deslocamento de topo.

A instalação de tirantes (solução de reforço A), apesar de ser uma solução globalmente menos efectiva em relação às outras duas soluções, em termos de redução de deslocamento lateral, apresenta a vantagem de ser uma acção estrutural menos intrusiva e de custo mais reduzido, como será evidenciado na Secção 8.2.6.7. Note-se que a segunda configuração de reforço recorrendo a tirantes é muito mais eficiente em cerca de 50%, se comparadas as duas configurações estudadas no controlo de deformação do ponto P1.

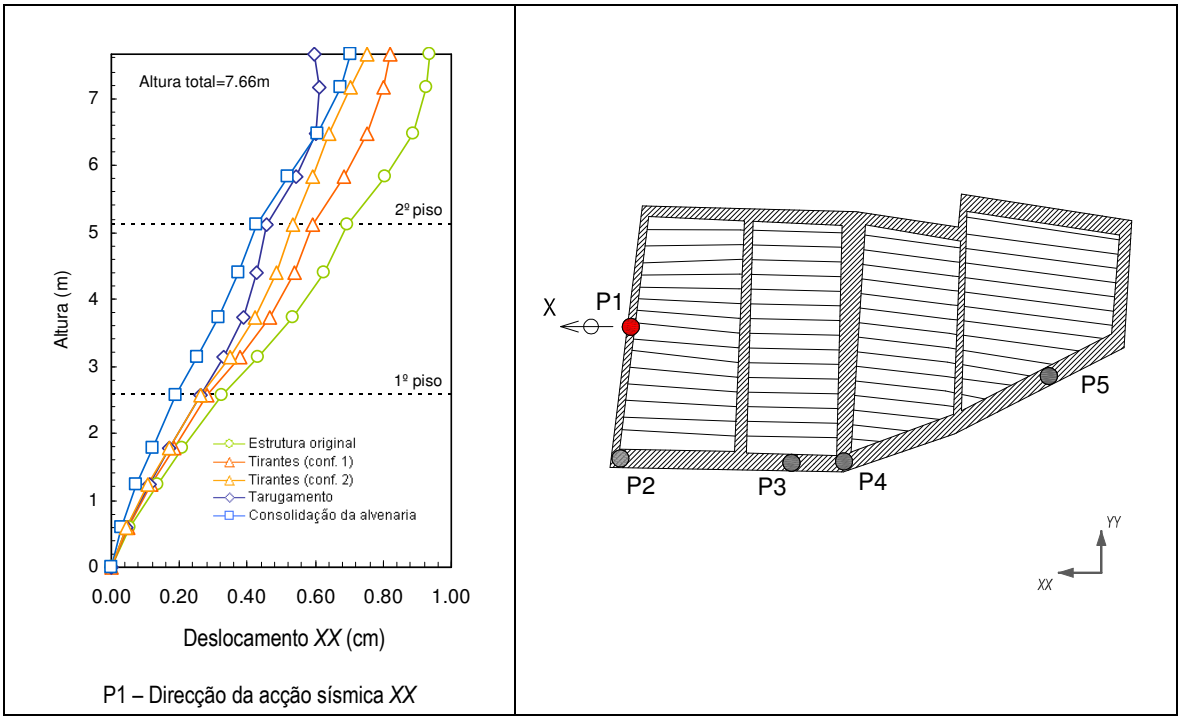
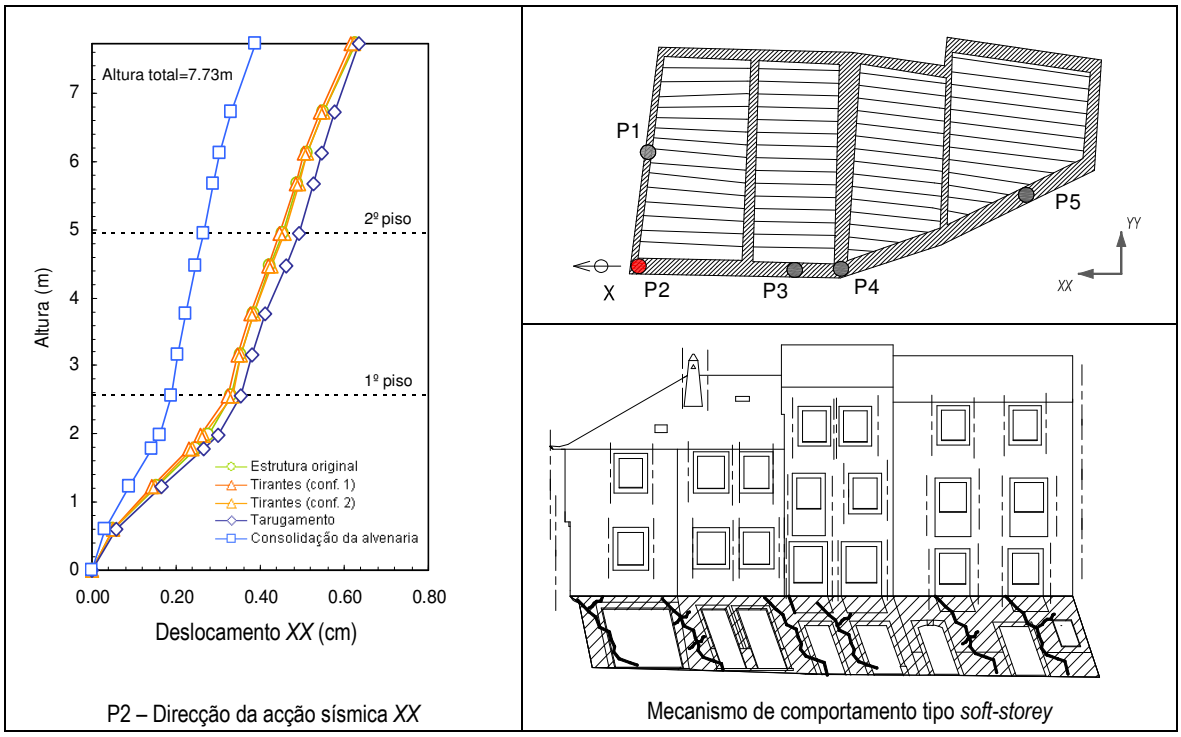


Figura 258: Perfis de deslocamento lateral segundo *XX* no ponto de controlo P1

Analisando o perfis de deslocamento lateral apresentado na Figura 259 do ponto P2, no plano da parede de fachada N-W, constata-se que apenas a solução de consolidação da alvenaria (solução de reforço C) reduz claramente a exigência de deslocamento no topo das paredes na zona do cunhal (cerca de 37%).

Relativamente à solução de tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B), e reconhecendo que o seu objectivo é rigidificar globalmente os diafragmas, de forma a controlar a deformação para fora do plano das paredes, verificou-se que a sua contribuição não é tão relevante no controlo da deformação no plano das paredes, evidenciando um efeito ligeiramente negativo no deslocamento de pequena amplitude nesta direcção, como se ilustra na Figura 259. Verifica-se que a passagem de tirantes (solução de reforço A) não contribui no controlo dos movimentos no próprio plano da parede de fachada, como se observa na Figura 259.

Tanto para a estrutura original, como para todas a estruturas reforçadas, os perfis de deslocamento lateral na direcção *XX*, como se observa na Figura 259, evidenciam um mecanismo de comportamento tipo *soft-storey* ao nível do piso térreo (o deslocamento a este nível representa mais de 50% do deslocamento de topo), revelando a importante vulnerabilidade deste agregado à acção sísmica nesta direcção *XX*.



P2 – Direcção da acção sísmica *XX*

Mecanismo de comportamento tipo *soft-storey*

Figura 259: Perfis de deslocamento lateral segundo *XX* no ponto de controlo P2

Da análise dos perfis de controlo do ponto de controlo P5 (ver Figura 260), constata-se que o uso de tirantes (solução de reforço A) praticamente não reduz o deslocamento no topo (cerca de 4%).

O tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B) reduz o movimento para fora do plano do topo da parede em cerca de 29% (ver Figura 260). No entanto, a eficiência desta solução é apenas verificada se a rigidificação dos pavimentos for feita a todos os níveis, incluindo a cobertura. Se a acção de rigidificação dos pavimentos não for executada a todos os níveis, mesmo que se verifique a redução dos deslocamentos ao nível dos pavimentos rigidificados, a irregularidade de rigidez entre diafragmas a níveis distintos originará uma amplificação dos deslocamentos ao nível desses pisos (usualmente o pavimento de esteira do desvão ao nível da cobertura não é rigidificado e o nível de tensão normal sobre as paredes é muito baixa, observando-se frequentemente o colapso das paredes nos últimos pisos).

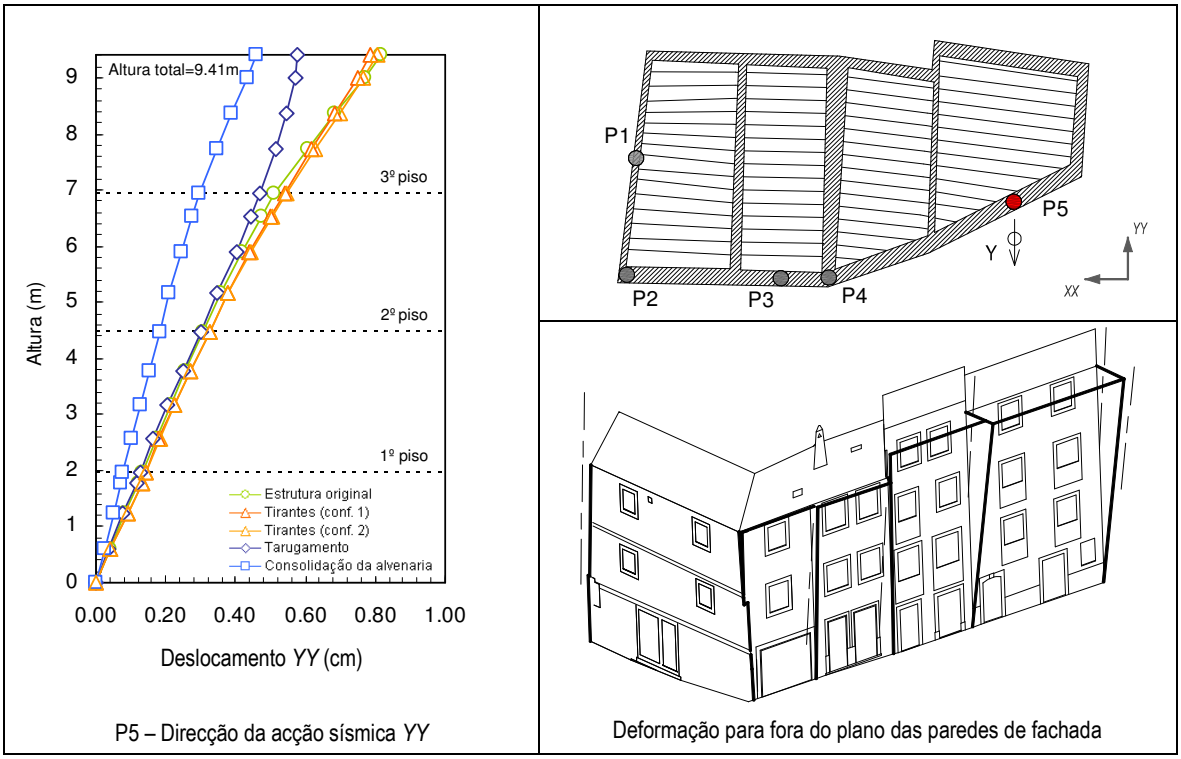


Figura 260: Perfis de deslocamento lateral segundo *YY* no ponto de controlo P5

Da análise do perfil de deslocamento do ponto P3 na Figura 261, é evidente o fenómeno de *soft-storey* da direcção *XX* devido à elevada percentagem de aberturas. Na direcção *YY* (plano da fachada), para o ponto de controlo P2 (parede de fachada) e P4 (parede meeira), observa-se o comportamento em flexão nesta direcção (ver Figura 261), devido ao desenvolvimento extenso das paredes praticamente sem aberturas.

A acção mais eficiente na redução dos deslocamentos é a consolidação da alvenaria (solução de reforço C), conseguindo-se uma diminuição do deslocamento de topo de cerca de 50% para os pontos P2, P3 e P4.

A acção de tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B) é proposta como uma acção de reforço que pretende rigidificar os pavimentos no seu plano, reduzindo as deformações das paredes para fora do seu plano associada a uma redistribuição de esforços na estrutura. A rigidificação dos diafragmas diminui consideravelmente as exigências de deformação das paredes para fora do seu plano (ver Figura 258 e 260), porém, pontualmente para esta acção de reforço estimou-se uma ligeiro agravamento das exigências de deformação de algumas paredes no seu plano, como se observa na Figura 259 para o ponto P2 e na Figura 261 para os pontos P3 e P4 (esta situação poderá ser eventualmente preocupante se as paredes de alvenaria forem localmente débeis, facilmente instabilizando e colapsando para fora do seu plano).

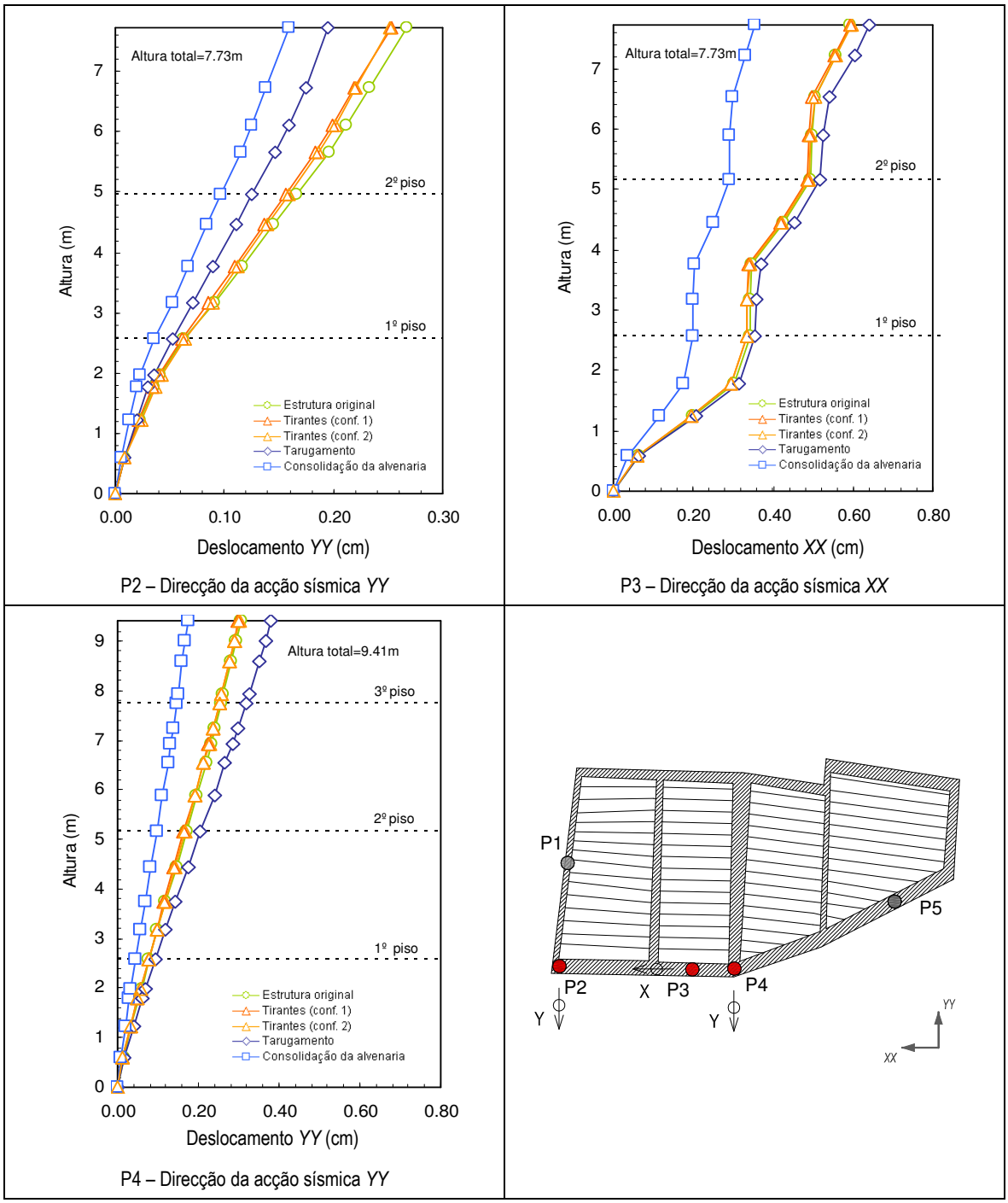


Figura 261: Perfis de deslocamento lateral nos pontos de controlo P2, P3 e P4

Nas secções seguintes será discutida e comparada a eficiência das soluções de reforço propostas, através de uma análise simplificada custo-benefício e dos perfis de exigência de deformação entre pisos (*inter-storey drift*).

8.2.6.6 Exigências de deslocamento lateral entre pisos

Nesta secção faz-se a análise das exigências de deformação estimadas e a sua comparação com valores limite associados a níveis de desempenho definidos no FEMA 356 [2000] (ver Figura 262). Para referir as exigências de deformação, usou-se o *drift* (deformação relativa entre pisos). Salienta-se que esta medida de deformação não é normalmente usada nas análises deste tipo de edifícios. No entanto, justifica-se o seu uso pelo facto de fornecer uma medida de deformação global ao nível de cada piso, que desta forma interpreta a influência entre pisos, da rigidez dos pavimentos, das diferenças de aberturas, da constituição das paredes, etc.

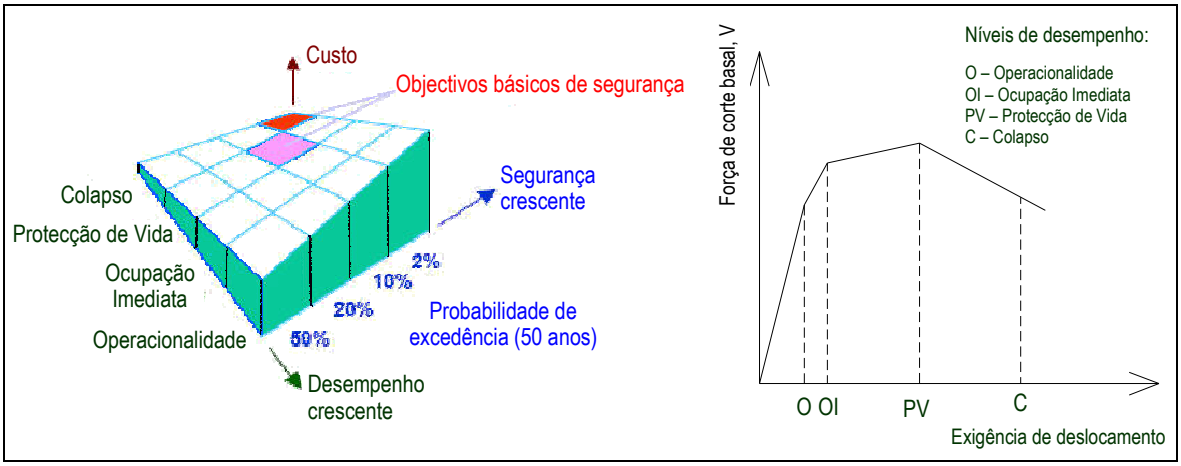


Figura 262: *Multi-objective Performance Based Rehabilitation* [adaptado de FEMA 356, 2000]

Nesta análise, considerando o nível baixo a moderado da acção sísmica nesta região, seleccionou-se os pontos de controlo P1, P2 e P5 para análise da deformação entre pisos (*inter-storey drift*), constatando de imediato que nenhum verifica o primeiro nível de desempenho para a deformação no plano (definido como, *OI*, *drift* limite: 0.1%), esperando danos ligeiros (abertura de pequenas fissuras) no domínio e regime de comportamento não-linear. Este é o único nível de desempenho avaliado nesta análise, porque o modelo elástico linear não permite avaliar a segurança para níveis de desempenho associados a estados de dano mais severos.

Na Figura 263 observam-se as estimativas de deformação entre pisos (*inter-storey drift*) para os pontos P1, P2 e P5. Verifica-se que as soluções de reforço B e C, tarugamento dos pavimentos e consolidação da alvenaria respectivamente, resultam numa redução dos valores do *inter-storey drift* do ponto P1 no plano e do ponto P2 fora do plano, abaixo dos valores do limite definido para o nível de desempenho *OI*.

O registo da deformação entre pisos (*inter-storey drift*) para o ponto P2 evidência bem a fragilidade do piso térreo à acção sísmica na direcção do plano da parede, direcção *XX*. Note-se que apenas a acção de reforço C, pela consolidação da alvenaria, apresenta uma redução significativa do *inter-storey drift*, e consequentemente da possibilidade de ocorrência de um mecanismo do tipo *soft-storey*.

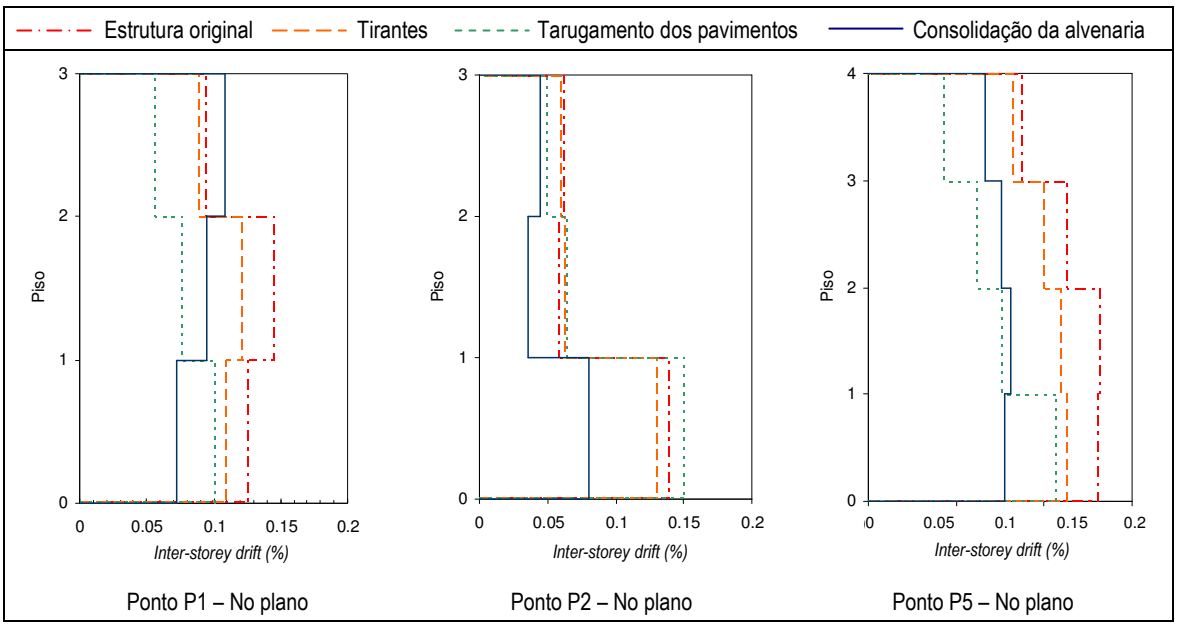


Figura 263: Deformação entre pisos (*inter-storey drift*) para os pontos P1, P2 e P5

Do registo do perfil de *inter-storey drift* para o ponto P5, constata-se que a deformação no plano é significativamente reduzida pela acção da consolidação da alvenaria. Note-se que ao nível do último piso a acção de rigidificação dos pavimentos revela-se muito eficiente pelo facto de se observar que as paredes esbeltas e com menor carga axial apresentam uma maior vulnerabilidade à solicitação horizontal.

Na Tabela 51 resumem-se os resultados de ensaios realizados por outros autores em painéis de alvenaria [Vasconcelos, 2005; FEMA 306, 1999; FEMA 308, 1999, etc.]. Alerta-se para a grande variabilidade dos valores de *inter-storey drift* no plano presente nesta compilação de resultados, devido às diferentes tipologias, dimensões e materiais das alvenarias estudadas.

Consciente que o modelo desenvolvido é elástico linear, apenas se pretendeu confrontar os valores das exigências de deformação estimados com o modelo numérico, com os valores obtidos dos ensaios cíclicos realizados em paredes de alvenaria em termos de limite de comportamento elástico, e ainda, com os valores de referência indicadas no FEMA 356 [2000]. Verifica-se que para o nível de acção em causa são esperados danos ligeiros, por exemplo, primeiros sinais de fissuração associadas aos mecanismos de *bed-joint sliding* e *rocking*, uma vez que se estimam valores de deformação entre pisos superiores a 0.10% (ver Figura 263).

Tabela 51: Valores de *drift* em paredes de alvenaria obtidos em ensaios

[Referência]	Tipo de alvenaria	Relações geométricas (*L*/*h*)	Tensão vertical (MPa)	*Drift* lateral estimado		Descrição do dano (*drift* último)
				Elástico	Cedência	
Vasconcelos [2005]	Pedra (granito) espessura=20cm, alvenaria de junta seca	0.83	0.875	0.14%	0.28%	*Rocking*, *drift* último=2.50% a 2.92%
Vasconcelos [2005]	Pedra (granito) espessura de 20cm, alvenaria de junta argamassada	0.83	0.875	0.17%	0.42%	*Toe crushing*, *drift* último=2.08%
Varum *et al.* [2005]	Alvenaria de adobe com junta argamassada, espessura de 19cm	1.00	0.015	0.03%	0.08%	*Bed-joint sliding*, *drift* último=0.40%
Antoine *et al.*, 1995 (High Wall) [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	0.50	0.60	0.10%	0.60%	"Rocking"
Anthoine *et al.*, 1995 (Low wall) [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	0.74	0.60	0.13%	0.22%	*Flexural cracking* e *diagonal tension cracking*, *drift* último=0.50%
Epperson e Abrams, 1989 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	1.31	0.87	0.03%	0.21%	*Flexural cracking*, *toe crushing*, *drift* último=0.30%
Abrams e Shah, 1992 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	1.50	0.34	0.07%	0.42%	*Flexural cracking, toe crushing* *drift* último=0.61%
Abrams e Shah, 1992 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	1.00	0.34	0.06%	0.49%	*Rocking* e *toe crushing*, *drift* último=0.80%
Magenes e Calvi, 1992 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	0.75	0.67	0.15%	0.40%	Horizontal bed-joint sliding, *drift* último=0.70%
Magenes e Calvi, 1992 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	0.50	1.25	0.12%	0.42%	*Flexural cracking* e *tension cracking*, *drift* último=0.50%
Magenes e Calvi, 1995 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	0.50	0.69	0.20%	0.30%	*Bed joint sliding*, fissuração em escada, *drift* último=0.60%
Manzouri *et al.*, 1995 [FEMA 308, 1999]	Tijolo maciço	1.70	1.03	0.13%	0.50%	*Flexural cracking*, *toe crushing* e *bed-joint sliding* *drift* último=1.30%
Costa *et al.* [2005]	Pedra (basalto) (Ilha do Faial, Açores)	0.80	0.045	0.03%	0.05%	*Bed joint sliding* *drift* último=0.85%

Rocking: movimento de corpo rígido, *Bed-joint sliding*: escorregamento ao nível da junta; *Toe crushing*: esmagamento na base; *Flexural cracking*: fissuração devido à flexão; *Diagonal tension cracking*: Fissuração diagonal

O FEMA 356 [2000] não apresenta valores limite para a deformação das paredes de alvenaria para fora do seu plano, mas enuncia valores de controlo geométrico (quociente entre a altura e a espessura das paredes em função do valor da aceleração).

8.2.6.7 Melhoria da integridade estrutural: análise custo-benefício

Para comparar a eficiência das soluções de reforço estudadas, utilizou-se um indicador que considera, por um lado, a redução do deslocamento lateral ao nível de topo das paredes, nos pontos P1, P2, P4 e P5, e por outro, o custo de cada acção de reforço. Os pontos P1 e P5 foram seleccionados de forma a avaliar a eficiência das soluções no controlo da deformação das paredes para fora do seu plano, e os pontos P2 e P5 para avaliar a eficiência das soluções de reforço no controlo da deformação das paredes no seu plano. Os custos estimados das acções de reforço foram obtidos a partir de orçamentos solicitados a empresas especializadas na reabilitação, familiarizadas com estas técnicas de reforço. Dos vários orçamentos recebidos verificou-se uma dispersão significativa no valor dos trabalhos de reforço (regionalidade dos preços), mas para este estudo foram adoptados valores de custo médio, que se indicam na Tabela 52. O valor patrimonial deste agregado foi calculado do modo indicado na Secção 6.10.6.3, do Capítulo 6.

Tabela 52: Estimativa do valor patrimonial dos edifícios estudados e custo das três acções de reforço

Valor patrimonial estimado do agregado	400.000.00€	
Acção de reforço	Custo	$\frac{\text{Custo da acção de reforço}}{\text{Valor patrimonial do agregado}}$ (%)
Solução de reforço A – Tirantes (configuração 2)	8.000.00€	2%
Solução de reforço B – Tarugamento dos pavimentos	48.000.00€	12%
Solução de reforço C – Consolidação da alvenaria	80.000.00€	20%

Na Figura 264 representa-se a redução das exigências em termos de deslocamento de topo nos vários pontos seleccionados (P1, P2, P4 e P5), em função do quociente entre o custo das acções de reforço e o valor patrimonial deste agregado estudado. A solução de reforço com recurso a tirantes, representa apenas 2% do valor global do agregado estudado, mas tem uma eficiência no controlo da deformação no plano e fora do plano, muito modesta. A acção de rigidificação dos pavimentos revela-se muito positiva no controlo da deformação para fora do plano (pontos P1 e P5). No entanto, origina um efeito negativo nas exigências de deformação das paredes no seu plano (pontos P2 e P4). A consolidação da alvenaria apresenta-se globalmente como a solução de maior eficiência na redução das exigências de deformação, mas é a mais dispendiosa e onerosa (cerca de 20% do valor do agregado).

Comparando as três soluções de reforço e de forma particular, a solução de reforço B (tarugamento dos pavimentos) e a solução de reforço C (consolidação da alvenaria), verifica-se que ambas reduzem de forma significativa as exigências de deformação nas paredes de alvenaria para fora do seu plano (ver Figura 264). No que diz respeito ao controlo de deformações no plano das paredes, apesar da diferença entre as soluções de reforço B e C, a ordem de grandeza dos valores é muito baixo em relação aos valores de deformação

para fora do plano das paredes. Considerando então que as deformações para fora do plano são de maior amplitude e que se pretende prevenir os prováveis mecanismos de colapso para fora do plano, conclui-se que do ponto de vista da optimização do binómio custo-benefício, a solução de rigidificar os pavimentos (solução de reforço C) apresenta-se como uma solução aconselhável.

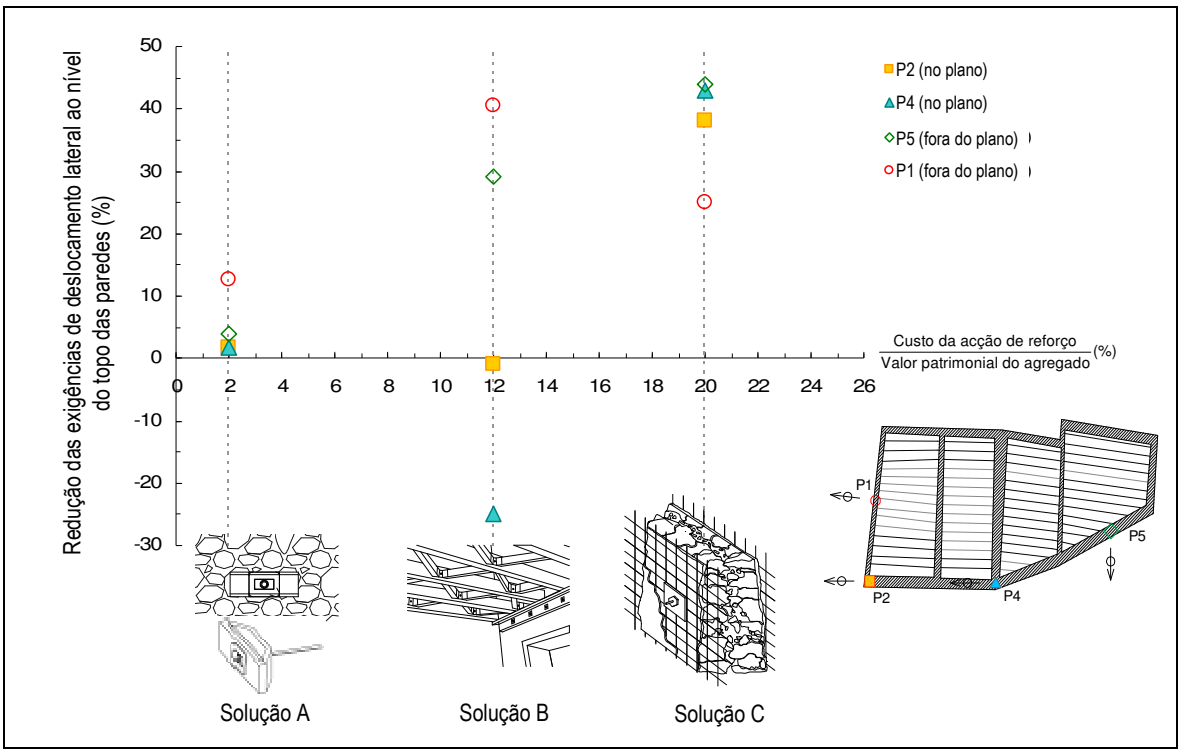


Figura 264: Eficiência das soluções de reforço estudadas

8.2.7 Comentários finais

A análise desenvolvida permitiu compreender melhor a resposta, o comportamento sísmico e as deficiências construtivas deste tipo de agregados de edifícios antigos. De seguida, resumem-se as principais conclusões relativas às análises efectuadas:

- A presença de grandes aberturas ou de muitas aberturas nas paredes de alvenaria, particularmente ao nível do rés-do-chão, induz uma significativa exigência de concentração de deformação e tensão, principalmente quando a acção sísmica actua no plano de desenvolvimento das paredes. Constatou-se que os *inter-storey drifts* são muito elevados ao nível do piso térreo, podendo originar mecanismos de comportamento do tipo *soft-storey*. A corrente supressão de paredes ou alargamento de aberturas em edifícios antigos ao nível dos pisos térreos (por exemplo: para a instalação de garagens ou espaços comerciais), é uma prática inadequada e deverá ser evitada;

- A falta de simetria e o desalinhamento na distribuição das aberturas nos edifícios, particularmente entre a fachada principal e a posterior, poderá induzir efeitos de torção desfavoráveis no agregado de edifícios. No entanto, refere-se que o comportamento global do agregado estrutural e não dos edifícios isolados, atenua o efeito de torção referido;

- A análise desenvolvida, pela sua escala, admite continuidade em termos de deslocamentos e rotações entre paredes contíguas. Este aspecto é uma limitação deste modelo, uma vez que não reproduz exactamente o comportamento real da ligação entre paredes resistentes de edifícios antigos, pelas razões expostas na Secção 8.2.2. Também para as ligações entre os pavimentos de madeira e as paredes de alvenaria é assumida a continuidade, em termos de deslocamentos, que garante a transmissão de carga vertical dos pavimentos às paredes. Mas, esta simplificação ignora as condições de ligação, na maioria dos casos ineficientes, entre os pavimentos/coberturas e as paredes (falta de elementos de ancoragem, ligação fragilizada comprometendo a distribuição de carga sobre as paredes), que constitui um aspecto fundamental na resposta e comportamento sísmico de cada edifício e do agregado. A adopção de tirantes para melhorar as condições de ligação entre paredes e de elementos de ancoragem para ligar as paredes e pavimentos, minimizam os problemas referidos;

- Das três soluções de reforço estudadas, a acção de consolidação da alvenaria (solução de reforço C) revela-se como a técnica globalmente mais eficiente na redução das exigências de deformação (fora do plano e no plano das paredes);

- O aumento da rigidez dos diafragmas horizontais no seu plano, evidenciou-se como uma solução de melhoria do comportamento global da estrutura, minimizando os efeitos de torção global e dos movimentos das fachadas para fora do seu plano. No entanto, se esta solução não é aplicada a todos os níveis, isto é em todos os pavimentos, a exigência de deformação nos pisos em que este reforço não é aplicado (normalmente nos pisos mais elevados) poderá ser significativamente superior do que na estrutura original não reforçada;

- O uso dos tirantes para restringir a deformação sofrida pelas paredes no seu plano não se revelou uma solução interessante. Mas, em relação à redução da deformação das paredes para fora do plano, o seu uso é especialmente efectivo ao nível das coberturas. Conclui-se ainda que das duas configurações dos tirantes inicialmente propostas, a configuração 2 revelou que a escolha das zonas de fixação ou ancoragem são da maior importância, bem evidenciada pelo controlo da

deformação para fora do plano do ponto P1, se comparados os perfis de deslocamento lateral entre as duas configurações propostas;

- As três soluções de reforço estudadas foram definidas tendo em consideração a compatibilidade e o nível de intrusão na estrutura original. Relativamente ao nível de intrusão, as acções de rigidificação dos pavimentos e consolidação das alvenarias (soluções de reforço B e C) implicam custos adicionais (plataformas de trabalho, estruturas de apoio, desalojamento temporária das habitações), que deverão ser considerados numa análise rigorosa custo-benefício em cada caso;

- Das três soluções de reforço analisadas, a melhor solução, considerando custos associados e a redução das exigências de deformação (valores de *inter-storey drift* inferiores a 0.10%), é o tarugamento dos pavimentos (solução de reforço C). No entanto, a combinação das soluções estudadas poderiam definir acções de reforço ainda mais eficientes;

- Refira-se que a melhoria das condições de ligação entre os diafragmas horizontais e as paredes de alvenaria deve ser uma das primeiras acções de reforço na mitigação do risco de colapso para fora do plano das paredes. Mesmo que as exigências de deformação para fora do plano sejam elevadas, estas poderão manter-se estáveis desde que bem ligadas aos pavimentos e às coberturas;

- No caso da rigidificação dos pavimentos, as exigências em termos de esforços sobre as paredes de alvenaria crescem (ver resultados produzidos para os pontos de controlo P2 e P4), se comparadas com pavimentos mais flexíveis (estrutura original). Assim, a rigidificação dos diafragmas horizontais deverá ser acautelada e analisada em termos de estabilidade das paredes, garantindo uma distribuição de carga e tensão uniforme sobre as paredes em que descarregam.

8.3 Caso de estudo 2: agregado na zona Z4

8.3.1 Descrição do agregado estrutural

O agregado estrutural analisado neste segundo caso de estudo foi o mesmo utilizado na avaliação da vulnerabilidade usando a metodologia mecanicista proposta na Secção 7.7 do Capítulo 7. Recorda-se que se trata de um agregado, também de quatro edifícios, representativo em termos de dimensões, geometria e número de andares dos edifícios da Baixa de Coimbra. A escolha deste agregado é baseada em várias razões:

i) Como já referido no Capítulo 7, o agregado, para além de representar tipicamente os edifícios da Baixa de Coimbra, retrata bem o problema de supressão de paredes resistentes ao nível da envolvente dos edifícios em banda, particularmente ao nível do rés-do-chão;

ii) O modelo numérico do agregado permitirá a comparação entre os resultados produzidos pelo procedimento mecanicista de avaliação da vulnerabilidade e a análise numérica, permitindo que o modelo mecânico seja "corrigido" em função de alguns aspectos associados ao modo de rotura das paredes, aos problemas de irregularidade em planta do agregado, e ainda, à distribuição irregular da rigidez entre paredes de alvenaria ao mesmo nível;

iii) Constitui um desafio acrescido para o programa de avaliação da segurança sísmica das construções existentes em alvenaria aqui utilizado, o TREMURI® [2007], essencialmente pela modelação de um modelo com uma geometria irregular em altura e ainda pelo estabelecimento de critérios de rotura para o agregado, isto é, os valores de *drift* limite definidos para os elementos finitos utilizados.

Seguidamente será feito uma descrição do programa TREMURI® [2007], no que diz respeito à construção do modelo 3D do agregado, à formulação dos elementos finitos (macroelemento e bilinear) e dos critérios de resistência e de rotura assumidos.

8.3.2 O programa TREMURI

A grande heterogeneidade das construções existentes em alvenaria em termos de materiais, soluções construtivas, e ainda em relação ao próprio comportamento estrutural, justificam as múltiplas estratégias de modelação desenvolvidas. Basicamente, para as estruturas em alvenaria existem diferentes estratégias de modelação do seu comportamento, com graus de sofisticação a diversas escalas: i) *storey resistance envelope method*, proposto por Tomaževič [1978] e melhorado por Tomaževič e Weiss [1990], em que a análise da resistência dos edifícios é feita piso a piso; ii) elementos finitos de carácter descontínuo desenvolvido por Lourenço [1996] e Lourenço e Rots [1996], permitindo avaliar a interacção entre elementos constituintes da alvenaria e consequentemente outras formas de rotura; e, iii) modelos de elementos finitos contínuos, desenvolvidos por exemplo, por Gambarotta e Lagomarsino [1997], e o modelo de macroelementos desenvolvido por Magenes [2001].

A modelação do comportamento de construções antigas em alvenaria pode ser motivada por diversas razões: interpretação do comportamento estrutural e de danos observados para acções estáticas e/ou dinâmicas (previsão de evolução de dano), avaliação do nível de segurança da estrutura original ou

modificada, avaliação de intervenções estruturais nas construções ao longo do tempo, avaliação da vulnerabilidade sísmica, ou ainda o estudo do próprio faseamento construtivo. A escolha da escala do modelo, do detalhe do esquema estrutural, das leis de comportamento e de dano dos materiais e ainda do tipo de análise, são aspectos fundamentais e devem ser justificáveis face ao tipo de resultados pretendidos. Entre todos estes aspectos existe uma forte interacção que define a relação crítica entre o nível de rigor e o nível de compreensibilidade e controlo dos resultados esperados [Calderini *et al.*, 2006].

Com o objectivo de avaliar a vulnerabilidade e o comportamento das construções antigas em agregado, foi utilizado um programa de cálculo desenvolvido especificamente para a verificação da segurança sísmica, o TREMURI® [2007], baseado na formulação de um macroelemento de comportamento não-linear desenvolvido por Gambarotta e Lagomarsino [1997], trabalhado posteriormente por Galasco *et al.* [2004]. Este macroelemento permite uma modelação do comportamento de painéis de alvenaria, numa perspectiva de verificação da segurança das estruturas de alvenaria, sem imprimir um esforço computacional elevado. A formulação do macroelemento (elemento finito bidimensional de dois nós), foi desenvolvido com base tanto em resultados de ensaios experimentais (lei de comportamento), como na observação de danos pós-sismo de estruturas de alvenaria (mecanismos de dano).

8.3.3 Modelo 3D do agregado

Na construção do modelo tridimensional de uma construção em alvenaria usando o TREMURI® [2007], são consideradas algumas premissas, nomeadamente: i) todas as paredes exteriores de fachada e interiores com função resistente são identificadas e modeladas com recurso a macrolementos ou elementos bilineares (segundo a OPCM 3274 [2003]), ligados por meio de nós rígidos; ii) os pavimentos, que actuam como elementos que rigidificam a estrutura, são elementos de casca (tipo *shell*) de 4 nós com comportamento ortotrópico e apenas servem para definir a distribuição das cargas verticais e horizontais entre as paredes; iii) a rigidez local dos pavimentos e painéis de parede na direcção perpendicular aos seus planos não é contabilizada, considerando que a resposta global da estrutura é governada pelo comportamento dos elementos estruturais no seu plano [Penna, 2002].

Para simular o comportamento da estrutura, apenas no plano das paredes, é estabelecida uma malha de macroelementos e nós rígidos. Cada parede é subdividida em lintéis e panos de parede (macroelementos de 2 nós) conectados por elementos rígidos (nós), como indicado na Figura 265. Pela observação de danos pós-sismo que afectaram este tipo de construções, verifica-se que, de facto, estas áreas consideradas rígidas não apresentam normalmente qualquer tipo de dano, assumindo-se desprezáveis os esforços relativamente aos macroelementos não-lineares que governam essencialmente a resposta da parede no seu plano. Apenas

em situações de pronunciada irregularidade de aberturas em altura, esta condição pode não se verificar. A modelação de elementos em betão armado, tirantes, vigas e a consideração de certas irregularidades, bem como a definição de vários materiais, podem ser incluídos nos modelos construídos no programa TREMURI®.

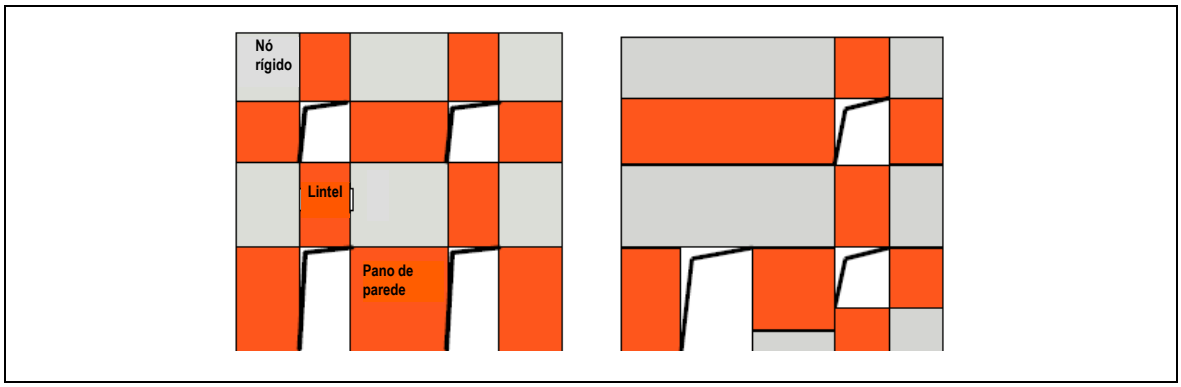


Figura 265: Modelação de estruturas de alvenaria com macroelementos [TREMURI, 2007]

Para modelar um edifício em alvenaria é adoptado um referencial cartesiano global (*XX*, *YY* e *ZZ*) como indicado na Figura 266. Cada parede é identificada e posicionada por coordenadas em relação à origem e pelo ângulo que faz com o eixo global *XX*. Em cada parede é gerado um eixo local. Quando assemblado o modelo global da estrutura, os nós internos por pertencerem apenas a uma parede (nós 2D) terão associados 3 g.d.l. Os nós de intersecção de duas paredes (nós 3D) terão associados 5 g.d.l., num sistema de coordenadas global (u_X, u_Y, u_Z, θ_X, θ_Y). O grau de liberdade de rotação em torno do eixo ZZ não é considerado, uma vez que neste modelo se considera apenas o comportamento das paredes no seu plano. Estes nós estão ligados aos nós 2D de cada uma das paredes (ver Figura 266), projectando os g.d.l. locais no sistema de coordenadas global.

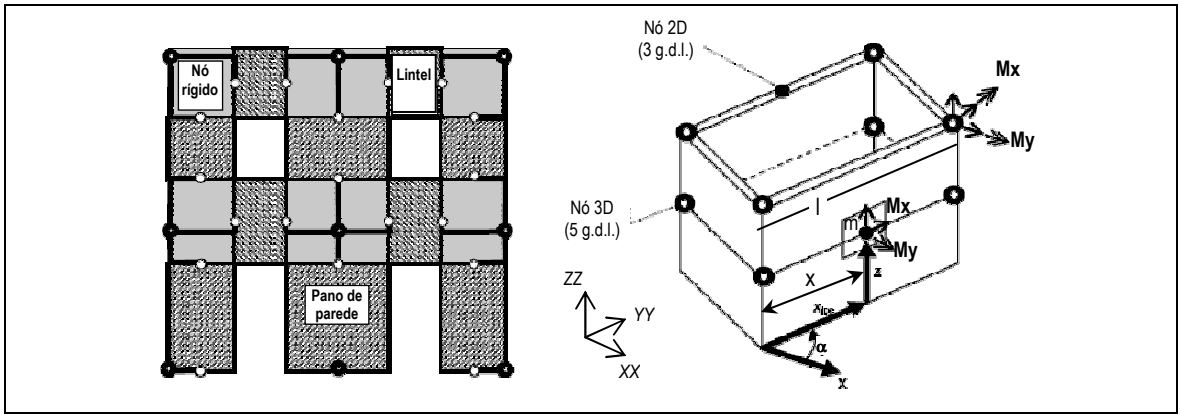


Figura 266: Modelo 3D e representação dos nós 2D e 3D [TREMURI, 2007]

Os pavimentos, como já foi referido, serão modelados com elementos finitos de membrana e são caracterizados: i) pelo módulo de elasticidade na sua direcção principal, E_1; ii) pelo módulo de elasticidade na direcção perpendicular, E_2; iii) pelo coeficiente de Poisson, ν; e, iv) pelo módulo de corte, G_{12}. E_1 e E_2 representam indirectamente o grau de ligação das paredes aos pavimentos, e G_{12} representa a rigidez de corte dos elementos de membrana que definem o pavimento e que influenciam a repartição de forças horizontais entre paredes. Como os nós bidimensionais não têm grau de liberdade associados na direcção fora do plano da parede, o cálculo da componente de massa nodal relacionada com esse grau de liberdade, é partilhada pelos graus de liberdade dos nós 3D mais próximos da mesma parede e pavimento de acordo com as seguintes relações [Galasco, 2005]:

$$M_x^I = M_x^I + m \times (1 - |cos\,\alpha|) \times \frac{l - x}{l}$$
$$M_y^I = M_y^I + m \times (1 - |sin\,\alpha|) \times \frac{l - x}{l} \qquad (8.1)$$

em que os parâmetros envolvidos têm o significado indicado na Figura 267. Esta solução permite realizar análises estáticas e/ou dinâmicas com 3 componentes de solicitação, segundo as três direcções principais, e análises dinâmicas tridimensionais com três componentes simultaneamente.

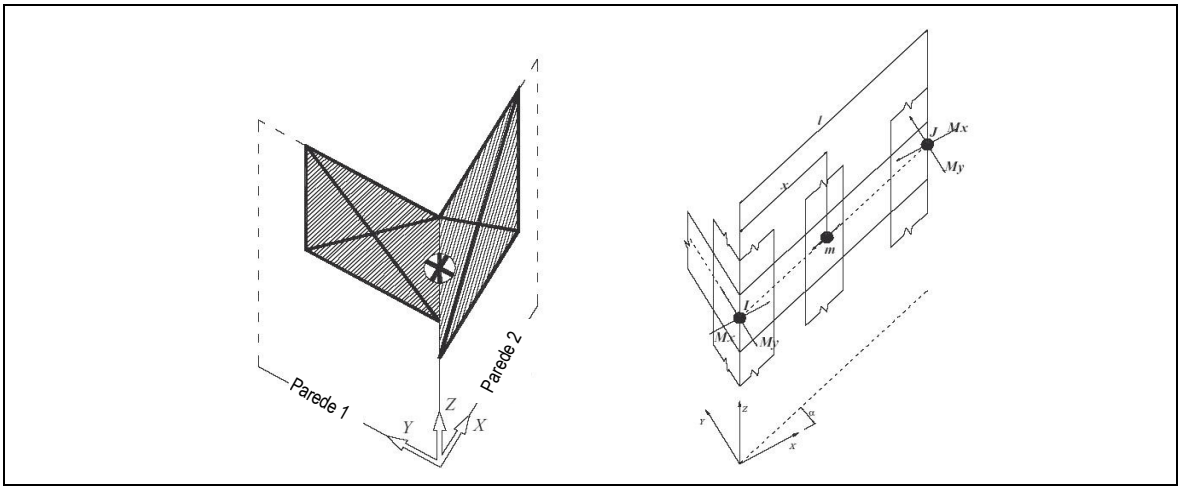


Figura 267: Esquema dos nós 2D e 3D e partilha de cargas pelas paredes [Galasco *et al.*, 2006]

8.3.4 Macroelemento não-linear

Da observação de estruturas de alvenaria danificadas por acções sísmicas, é possível verificar que podem ocorrer no plano dois tipos de mecanismos de dano associados ao corte ou à flexão (ver Figura 268). Assim, as estruturas poderão ser definidas como um associação de painéis de alvenaria, constituída por lintéis

(*spandrels*) e panos de parede (*piers*), que serão representados por macroelementos com comportamento não-linear, que são conectados entre si por elementos rígidos, constituindo uma estrutura final (por exemplo, uma parede de fachada).



Figura 268: Danos no plano das paredes de alvenaria [Galasco, 2005; Lagomarsino, 2007]

A formulação do macroelemento proposto por Gambarotta e Lagomarsino [1997], baseia-se no princípio dos mecanismos de rotura visualizados e permite representar cada painel completo de alvenaria com um número limitado de graus de liberdade, reproduzindo os dois principais modos de rotura no plano: *bending-rocking and shear-sliding (com atrito)*. A grande diferença em relação a outros modelos baseados em macroelementos ou elemento finitos é o facto da formulação deste se basear em princípios mecânicos e não fenomenológicos.

Na Figura 269 visualiza-se o macroelemento e as três partes no qual se divide: ① (inferior) ③ (superior) com altura infinitesimal Δ, nas quais os efeitos de deformação axial e flexão se concentram, e ② (interior) com altura *h*, que apenas sofre deformação por corte. O modelo cinemático implementado tem em conta os três graus de liberdade no plano, para cada nó *i* e *j* nas duas extremidades (deslocamento axial, w; deslocamento transversal, u; e rotação, φ). Existem dois graus de liberdade na parte central: um na direcção axial, δ, e outro de rotação, ϕ.

Portanto, cada macroelemento é descrito por 8 g.d.l., $a^T = \{u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j, \delta, \phi\}$. A formulação detalhada do macroelemento pode ser encontrada nos trabalhos de Gambarotta e Lagomarsino [1996] e de Galasco [2005].

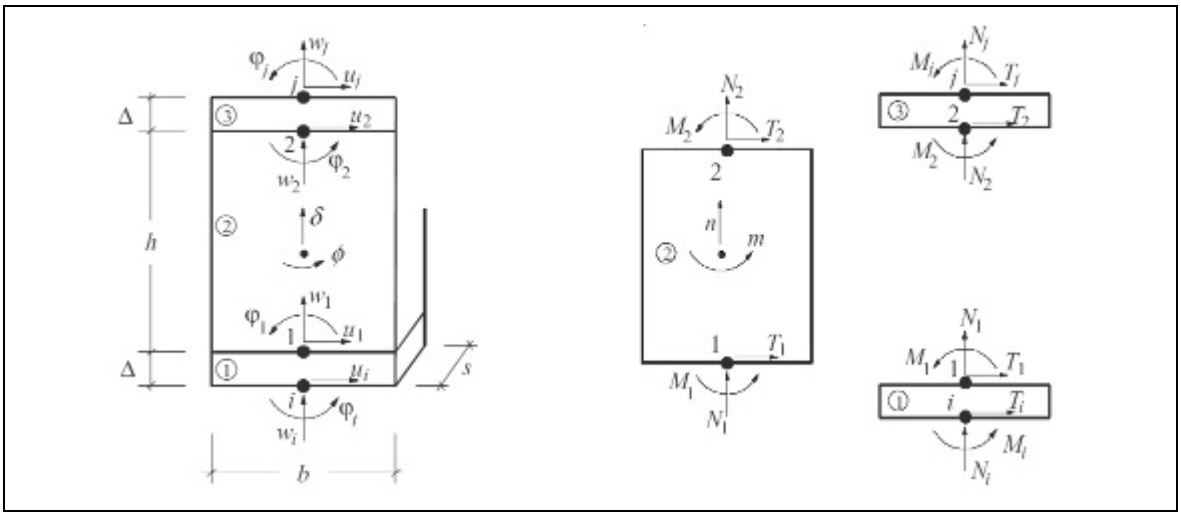


Figura 270: Modelo cinemático do macroelemento desenvolvido por Gambarotta e Lagomarsino [1997]

8.3.5 Macroelemento com comportamento bilinear

Para além do macroelemento de 8 g.d.l. proposto por Gambarotta e Lagomarsino [1997], está implementado no programa TREMURI® um macroelemento de dois nós com 6 g.d.l., definido por uma lei de comportamento bilinear por Galasco [2005] (ver Figura 270). O macroelemento bilinear surge em resposta ao prescrito na norma italiana, OPCM 3274 [2003], que indica a necessidade de descrever o cálculo de uma estrutura de alvenaria no mínimo por um elemento simplificado com comportamento bilinear.

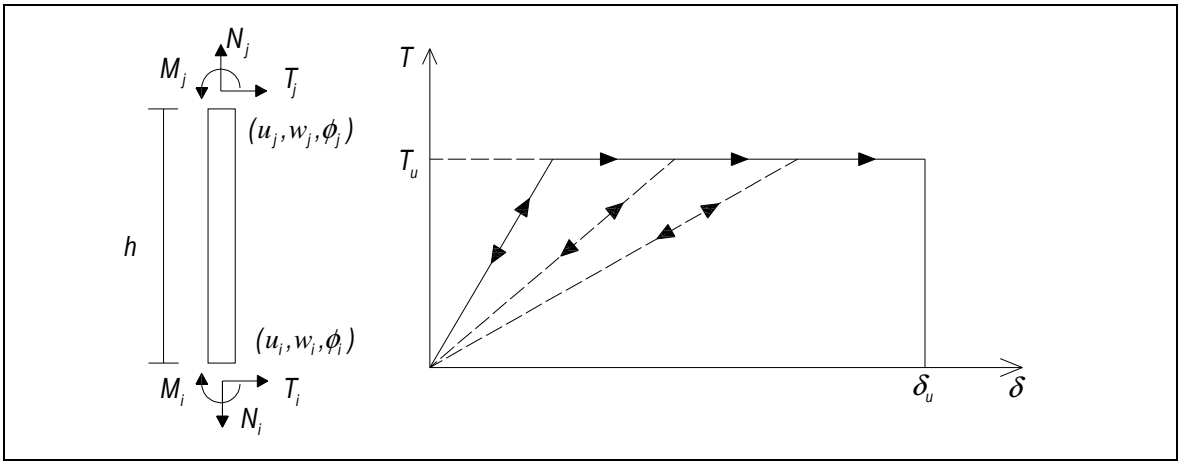


Figura 270: Macroelemento bilinear [Galasco, 2005]

Este elemento tem uma rigidez inicial definida pela geometria e propriedades mecânicas do material (módulo de elasticidade, *E*; módulo de corte, *G*; e geometria do painel de parede), e pela degradação da rigidez em regime plástico, com uma lei de descarga secante (ver Figura 270). Os valores máximos de resistência ao

corte e flexão são calculados considerando os estados limites últimos e o controlo de ductilidade definido por um *drift* máximo, baseado num mecanismo de colapso de acordo com a norma italiana, OPCM 3274 [2003]:

$$\delta_u = \frac{u_j - u_i}{h} + \frac{\phi_j + \phi_i}{2} = \begin{Bmatrix} 0.4\% \text{ para o corte} \\ \\ 0.6\% \text{ para a flexão} \end{Bmatrix} \tag{8.2}$$

O comportamento não-linear é activado quando se atingem esforços generalizados nos nós correspondentes aos valores máximos definidos nos critérios de rotura indicados na Figura 271 e previstos no OPCM 3431 [2005]: flexural-rocking, shear-sliding (Mohr-Coulomb) ou diagonal shear cracking (Turnšek e Čačovič [1971]). Uma descrição mais detalhada do macrolemento bilinear pode ser consultada no trabalho de Galasco [2005].

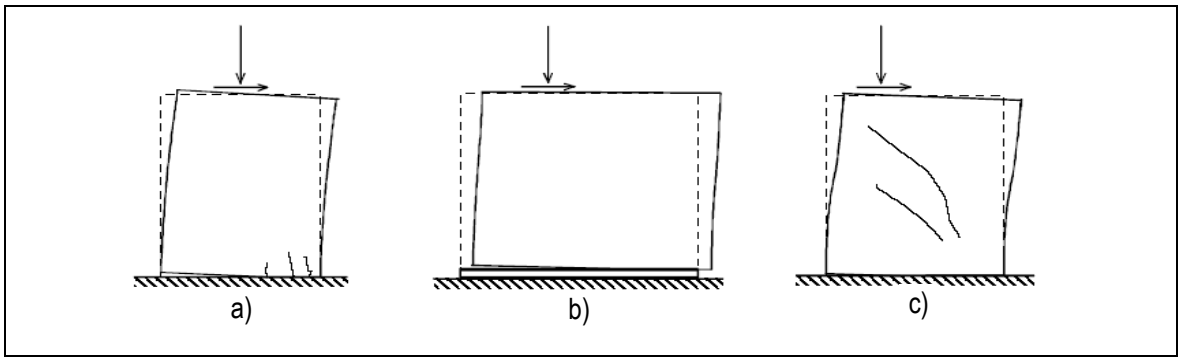


Figura 271: Modos de rotura de paredes de alvenaria no seu plano: a) *Flexural-rocking*; b) *Shear-sliding*; c) *Diagonal shear cracking* [Magenes e Calvi, 1997]

8.3.6 Critérios de resistência e rotura do macroelemento bilinear

No que diz respeito ao comportamento em *bending-rocking* e correspondente critério de rotura, o estado limite de flexão é definido por:

$$M_u = \frac{l^2 \times t \times \sigma_0}{2} \times \frac{1 - \sigma_0}{0.85 \times f_m} = \frac{N \times l}{0.425 \times f_m} \left(1 - \frac{N}{l \times t} \right) \tag{8.2}$$

em que: l é a largura do painel de parede; t é a sua espessura; N é o esforço axial (assumido positivo em compressão); σ_0 é a tensão de compressão média na secção da parede, $\sigma_0 = N / (l \times t)$; e, f_m é a tensão resistente em compressão média da alvenaria. É admitido que a alvenaria não tem resistência à tracção, e é assumida uma distribuição não linear de tensões. Normalmente, o valor de f_m é dividido por um factor de segurança, segundo as indicações da norma italiana OPCM 3274 [2003].

O critério de rotura para o modo *shear-sliding*, é dada pelo critério de *Mohr-Coulomb* que define a resistência última ao corte como:

$$T_u = l' \times t \times f_v = l' \times t \times \left(f_{v0} + \mu \times \sigma_n \right) = l' \times t \times f_{v0} + \mu \times N \tag{8.3}$$

em que: l' é o comprimento da secção comprimida do painel de alvenaria; t é a espessura; f_v é a resistência ao corte da alvenaria; f_{v0} a resistência ao corte da alvenaria com tensão normal ($\sigma_n=0$); μ é o coeficiente de atrito (normalmente toma o valor de 0.4); e, σ_n é o valor da tensão normal referente à área efectiva. Numa análise não-linear estática, de acordo com o código italiano OPCM 3274 [2003], o valor de f_v deve ser dividido por um factor de segurança.

O critério de rotura ao corte, associado ao modo de *diagonal shear cracking* de acordo com a norma italiana, OPCM 3274 [2003], para edifícios existentes, é dada pelo critério de Turnšek e Čačovič [1971], definindo o estado limite último ao corte por:

$$T_u = l \times t \times \frac{1.5 \times \tau_0}{b} \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \times \tau_0}} = l \times t \times \frac{f_t}{b} \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} = l \times t \times \frac{1.5 \times \tau_0}{b} \times \sqrt{1 + \frac{N}{1.5 \times \tau_0 \times l \times t}} \tag{8.4}$$

em que: f_t e τ_0 são os valores de cálculo da tensão resistente em compressão diagonal e da tensão de corte inicial; e b é o coeficiente definido de acordo com a relação entre a altura (h) e o comprimento (l) da parede ($b=h/l$, com $1 \leq b \leq 1.5$).

No entanto, o critério anterior pode ser apenas usado em compressão efectiva, situação que normalmente sucede em panos de parede. Para o caso de lintéis, a resistência ao corte é assumida como:

$$T_{u,\,lintel} = h \times t \times f_{v0} \tag{8.5}$$

onde: h é a altura da secção; t é a sua espessura; e, f_{v0} é a resistência ao corte na ausência de tensão normal. Assim, o valor de momento último será dado por:

$$M_{u,\,lintel} = \frac{h \times H_p}{2} \times \left[1 - \frac{H_p}{0.85 f_h \times h \times t} \right] \tag{8.6}$$

em que: H_p é o valor mínimo entre a tensão resistente em tracção (do elemento interior, por exemplo um tirante ou viga) e o valor dado por $0.85f_h \times h \times t$, em que f_h é a resistência à compressão da alvenaria na direcção horizontal no plano da parede.

Na Figura 272 esquematizam-se graficamente as leis de comportamento de todos os critérios de resistência tipicamente utilizadas para a alvenaria à flexão e ao corte, existentes na bibliografia e utilizadas na definição dos critérios de rotura [Calderini, 2004].

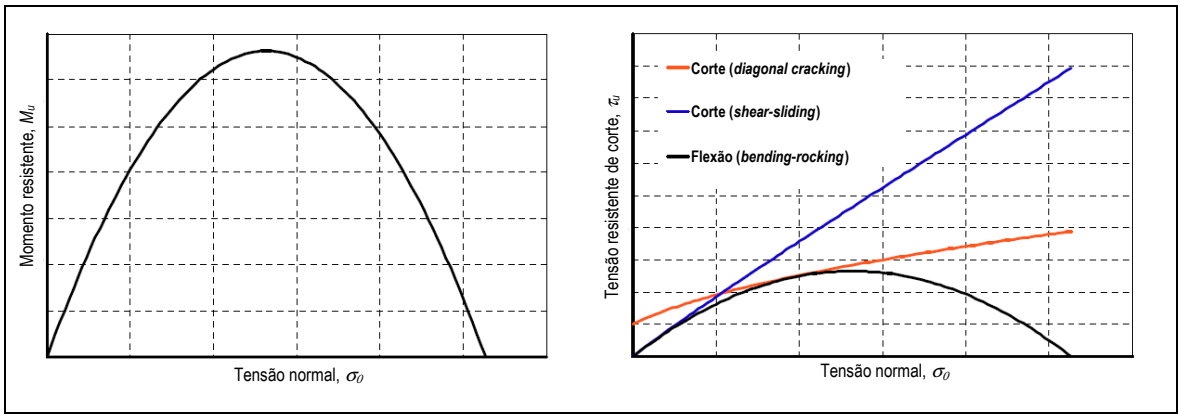


Figura 272: Comparação de critérios de resistência para a alvenaria

8.3.7 Análise *pushover*

8.3.7.1 Caso de estudo

Como já referido anteriormente, para estudar a vulnerabilidade sísmica do edificado antigo de centros históricos, é importante a análise não apenas dos edifícios singulares de forma isolada, mas também do conjunto estrutural em que se inserem. Em certas situações, edifícios considerados muito vulneráveis podem na verdade apresentar uma resposta satisfatória quando sujeitos a solicitações sísmicas, devido ao facto de estarem inseridos num agregado. O objectivo das análises que a seguir se desenvolvem passaram por modelar um agregado estrutural composto por quatro edifícios em banda, para demonstrar a potencialidade do programa TREMURI® na análise *pushover* de um conjunto de edifícios, bem como confrontar com os resultados obtidos aplicando o modelo mecânico, uma vez que o agregado a analisar já foi objecto de estudo numa análise feita no Capítulo 7. O agregado em estudo é representativo em termos de dimensões em planta, altura dos edifícios, dimensões das paredes resistentes, e área e posição das aberturas nas fachadas (ver Figura 273).

Várias recomendações e códigos para a análise estrutural (por exemplo, ATC-40 [1996]; EC8 [CEN, 2004]; OPCM 3274 [2005]) referem que as análises não-lineares estáticas podem ser adoptadas no estudo da resposta de estruturas a acções horizontais, designada por análise *pushover*. Nestas análises, a estrutura é sujeita a cargas laterais crescentes até à rotura, com carregamentos dependentes da distribuição de massa. As distribuições em altura mais comuns são a triangular ou a uniforme. Nas análises *pushover* obtêm-se curvas de capacidade que definem uma envolvente das respostas de análises dinâmicas, com a vantagem de ser um processo mais célere. No entanto, a análise não-linear estática tem conhecido uma evolução ao nível das suas formulações, com objectivo de reproduzir com mais rigor o comportamento da estrutura com a consideração de alguns novos parâmetros: alteração de rigidez durante a análise e ainda a consideração da flexibilidade dos diafragmas horizontais. Antoniou e Pinho [2004] evidenciaram que o uso de análises *pushover* com imposição de forças ou de deslocamentos, produzem resultados distintos, especialmente no que diz respeito aos valores de cedência e rigidez inicial, como se observa na Figura 273.

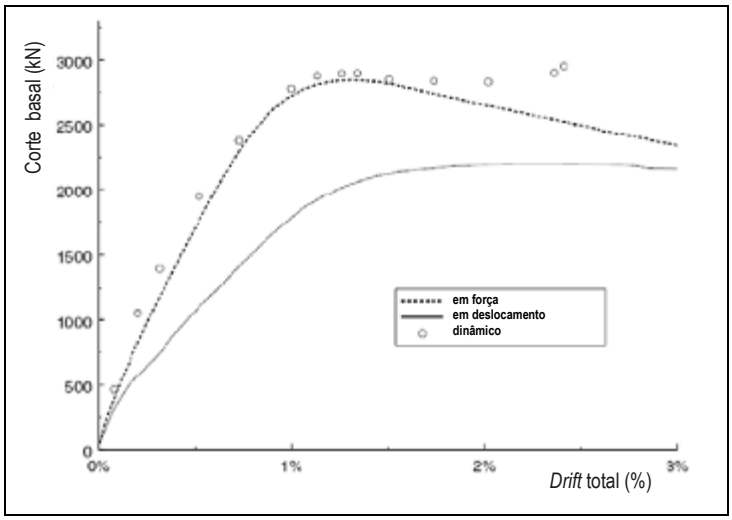


Figura 273: Comparação das análises *pushover* e envolvente de resultados das análises dinâmicas para um edifício em betão armado com 8 pisos [Antoniou e Pinho, 2004]

Procurando aproximar os resultados das análises *pushover* aos resultados de análises dinâmicas, Antoniou e Pinho [2004] propuseram o *Displacement-Based Adaptive Pushover* (DAP), em que os deslocamentos incrementais são impostos passo a passo, redefinindo a aplicação do vector de deslocamentos de acordo com a degradação da rigidez da estrutura em cada passo da análise. Galasco [2005] posteriormente propôs um novo algoritmo, conhecido como o *Actual Displacement-Based Pushover* (ADAP). Esta proposta alternativa adapta o vector de forças, passo a passo, à forma da deformada em cada passo, limitando assim a nova forma do vector entre duas configurações limite de distribuição possíveis, a linear e a uniforme.

Nestas análises, o material adoptado para a alvenaria é considerado homogéneo, com paredes de espessura variável em altura, simulado por macroelementos bilineares. Os pavimentos dos edifícios são em madeira e são modelados com recursos a elementos finitos de membrana de 4 nós. As coberturas são modeladas, tal como os pavimentos, porém, os efeitos impulsivos que possam originar sobre as paredes em uma ou duas direcções, consoante a tipologia estrutural da cobertura, não é considerado. Na construção do modelo considerou-se as aberturas, a variação de espessura das paredes por piso, o desalinhamento de pavimentos entre edifícios e ainda, a presença de elementos de betão armado (vigas, pilares fruto das intervenções recentes e ainda a existência de um tirante em um dos edifícios) como se ilustra na Figura 274.

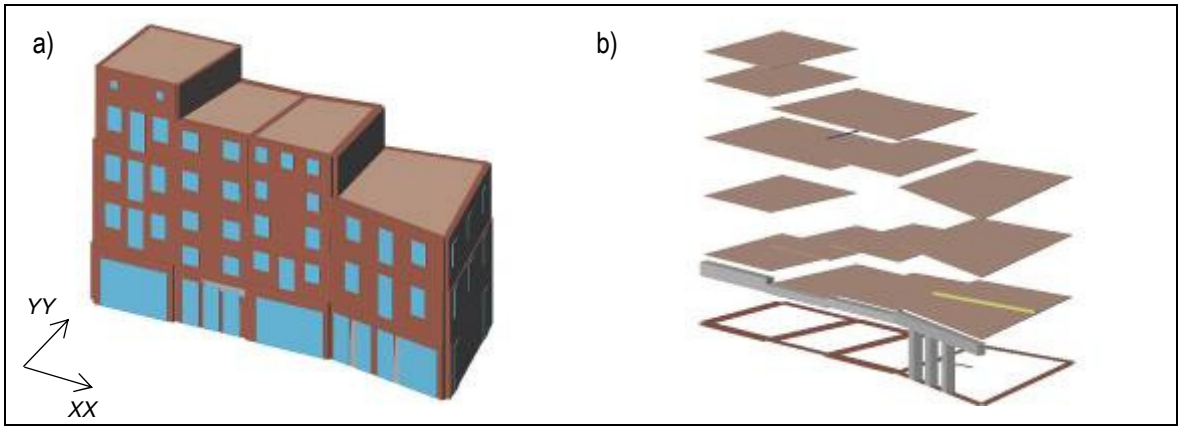


Figura 274: Modelo estrutural 3D desenvolvido: a) Modelo global; b) Pavimentos e elementos lineares (vigas, pilares e lintéis em betão armado)

As propriedades dos materiais utilizados na modelação são apresentadas na Tabela 53. Os valores são iguais aos empregues, tanto no Capítulo 7 (Secção 7.7.2) na definição dos modelos mecânicos, como no Capítulo 8 (Secção 8.2.2), para o outro agregado objecto de uma análise linear elástica.

Tabela 53: Propriedades mecânicas adoptadas para os materiais do modelo desenvolvido no TREMURI

Propriedades mecânicas	Alvenaria	Elementos de madeira	Aço	Betão armado
Módulo de elasticidade E (GPa)	1.75*	6.0	210	29.0
Módulo de distorção G (GPa)	0.25	0.75	78.40	12.0
Peso volúmico γ (kN/m^3)	19.6	6.0	7.7	25.0
Coeficiente de *Poisson* ν (adimensional)	0.17	0.37	0.2	0.2
Resistência à compressão σ_c (MPa)	1.8	11.0	275	17.0
Resistência à tracção σ_t (MPa)	0.05	16.5	275	-----
Resistência ao corte última τ_u (MPa)	0.06	-----	------	-----

* - Contido no intervalo de valores de referência propostos no OPCM 3274 [2003], para este tipo de alvenaria.

Foi criado um ficheiro de *input*, em formato **.txt*, para pré-processamento, que contém toda a informação relativa ao modelo: material, geometria, tipo de análise e indicação da forma de apresentação dos resultados. Na Figura 275 visualizam-se detalhes da malha de macroelementos no ambiente TREMURI [2007].

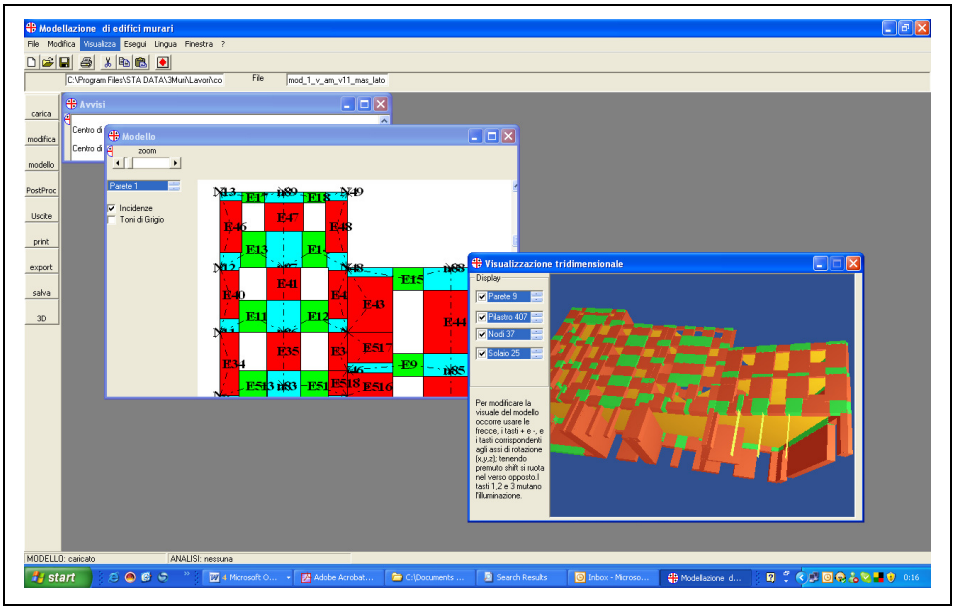


Figura 275: Exemplo de uma janela de diálogo do programa TREMURI [2007]

Salienta-se que, devido ao desalinhamento de aberturas e o desnível dos pavimentos entre edifícios contíguos, a geração da malha de macroelementos de forma automática necessitou de correcção de carácter específico, porque introduziria uma complexidade no algoritmo numérico e ainda a incompatibilidade de deslocamentos e esforços entre elementos de alvenaria modelados pelos macroelementos.

A análise *pushover* efectuada neste estudo é realizada com a imposição de forças laterais crescentes até à rotura, com uma distribuição triangular da carga. Foram sempre seleccionados nós de controlo sobre paredes que despoletam o mecanismo de colapso, permitindo obter uma curva completa do comportamento do agregado. No caso da análise efectuada na direcção *XX*, foram seleccionados dois nós de controlo, um sobre cada parede de fachada (principal e posterior). Na outra direcção, *YY*, os nós de controlo seleccionados localizam-se sobre paredes onde se potencialmente instalará um nível significativo de dano (que poderá apenas ser parcial uma vez que se trata de um agregado de vários edifícios). O critério de interrupção das análises pushover é definido por uma redução da capacidade global máxima do agregado de pelo menos 20%, como recomendado nas normas [CEN, 2003; OPCM 3274, 2005].

A análise *pushover* para o agregado estrutural foi efectuada nas duas direcções horizontais de forma independente, e os resultados produzidos irão ser comparados com os resultados obtidos com o modelo mecânico aplicado no Capítulo 7.

8.3.7.2 Análise na direcção *XX*

Nesta secção apresentam-se os resultados da análise *pushover* para a direcção de maior desenvolvimento em planta do agregado em estudo (ver Figura 276).



Figura 276: Agregado analisado nas duas direcções

A escolha do nó de controlo da análise *pushover* é importante na medida em que o comportamento, até à rotura ou colapso, seja bem traduzido através da curva de comportamento. A consideração do seu posicionamento sobre uma parede menos resistente que despoleta todo o colapso (mesmo que avalie um colapso local, sem o colapso total da estrutura) é preferível do que uma escolha de um nó sobre uma parede mais resistente. Por esta razão, a escolha do nó é muito importante quando se avalia à escala do agregado composto por vários edifícios. Foram seleccionados para esta direcção dois nós de controlo, um na parede considerada frontal, e outro na parede posterior. As curvas são semelhantes, quer em termos de capacidade máxima, quer em termos de deslocamento último, com ligeira diferença na zona próxima da condição de rotura definido (degradação da capacidade global máxima superior a 20%), como se ilustra na Figura 277

Na direcção *XX*, a área de paredes resistentes é reduzida ao nível do piso térreo, por este motivo, antevê-se a ocorrência de um mecanismo de colapso tipo *soft-storey*, e por isso os nós de controlo seleccionados (nó 8 e 51) se localizam sobre painéis de parede a este nível. Como se também propõe comparar as curvas de capacidade obtidas por dois procedimentos (método mecânico e análise *pushover*), são confrontadas as curvas *pushover* referenciadas ao primeiro nível, uma vez que com o modelo mecânico é obtido uma curva *F-d* global para o deslocamento médio do primeiro piso, como já exposto e justificado no Capítulo 7. A partir

dos resultados do modelo numérico, é calculado o valor médio do deslocamento dos macroelementos que compõem o primeiro nível (cota 3.85m) e é construída a curva *pushover*, como se visualiza na Figura 277.

Pela observação da Figura 277 verifica-se que o mecanismo de colapso é bem caracterizado tanto pelo nó de controlo escolhido, como pela média dos deslocamentos ao nível do primeiro piso. O valor da força de corte é reduzido, uma vez que ocorre rotura por flexão dos elementos esbeltos de alvenaria do piso térreo (mecanismo tipo *soft-storey*), verificando que ao nível dos pisos superiores muitos painéis de alvenaria não sofrem dano (ver Figura 277).

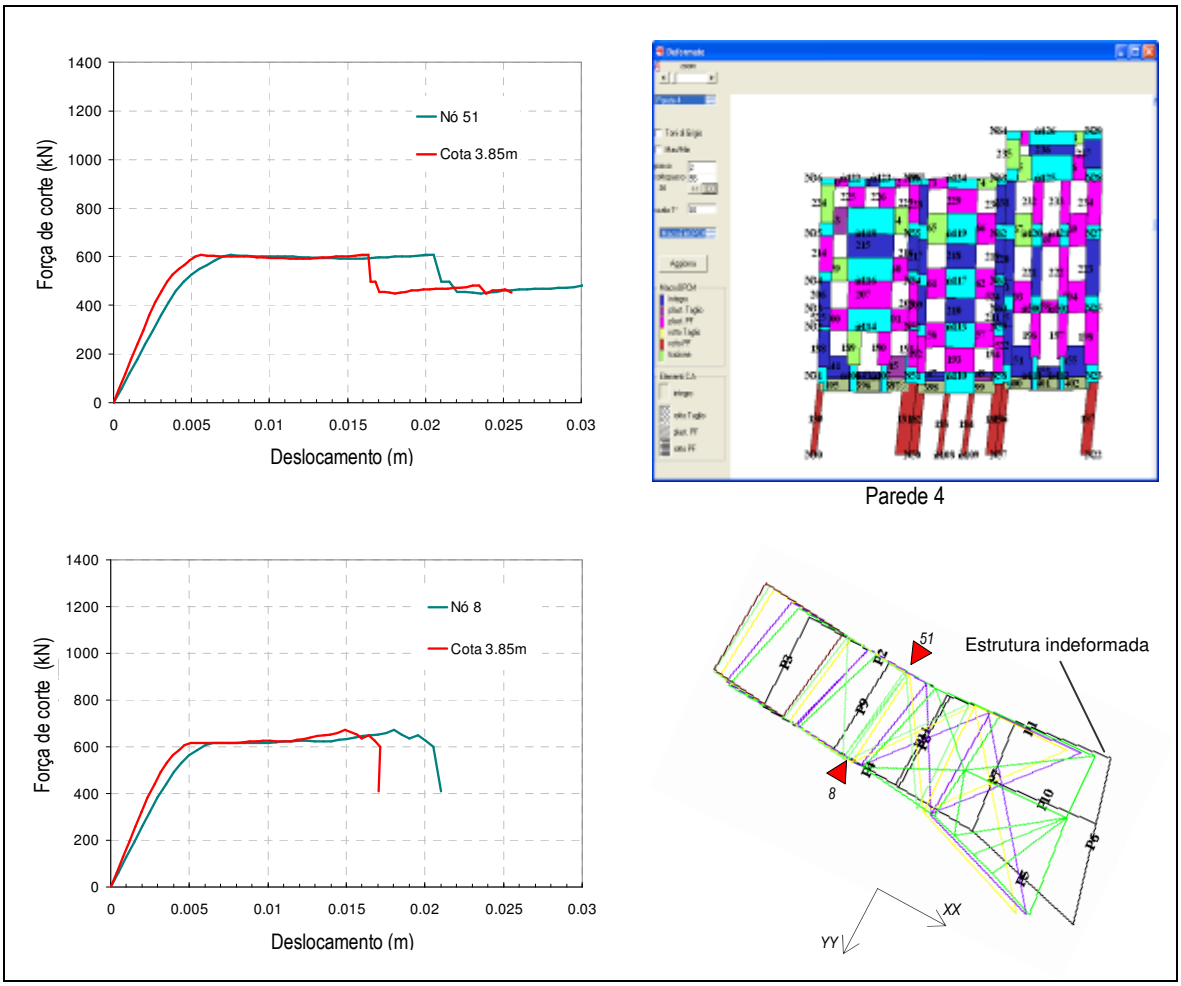


Figura 277: Curvas *pushover* obtidas para as duas análises com imposição de forças (nó 8 e nó 51) e média de deslocamentos à cota do primeiro piso (3.65m)

8.3.7.3 Confronto das curvas de capacidade para a direcção *XX*

Nesta secção pretende-se confrontar duas curvas de capacidade global obtidas através da aplicação de dois procedimentos já expostos (modelo mecânico - combinação de curvas, e análise numérica - *pushover*).

Deste confronto, sugere-se que a curva obtida pelo modelo mecânico simplificado poderá ser afectada de coeficientes correctivos, de modo a contemplar aspectos em termos de redução de rigidez e resistência para os quais os modelos mecânicos não são sensíveis na construção da curva global de comportamento. Na Tabela 54 estão sintetizadas as principais características das duas análises a serem confrontadas, realçando as diferenças entre ambas.

Nesta perspectiva, considerou-se a possibilidade de introduzir alguns conceitos constantes no recentemente publicado documento intitulado Linee Guida [2006], pelo *Dipartimento della Protezione Civile e Ministero per i Beni e le Attività Culturali*, que enuncia linhas orientadoras para a preservação do património, estabelecendo requisitos de conservação e segurança estrutural, métodos de verificação da vulnerabilidade sísmica, e ainda, a definição de acções de reforço e reabilitação para construções históricas, em complemento ao conhecido regulamento italiano OPCM 3274 [2003].

Tabela 54: Principais diferenças entre a metodologia mecanicista e as análises *pushover*

Método mecânico simplificado	Análise *pushover* (modelo TREMURI)
Recurso ao *stick model* considerando diafragmas rígidos;	Estado de tensão nos painéis de parede que constituem o modelo é variável;
O nível de tensão de compressão nas paredes de alvenaria é considerado constante;	É possível considerar a rotura em flexão de alguns macroelementos, em função das suas propriedades geométricas;
O modelo mecânico é governado pelo comportamento em corte, não considerando a influência da flexão que pode, em muitos casos, ser condicionante;	A escolha do nó de controlo para a imposição de forças é feita em função da avaliação e identificação do mecanismo de colapso;
As irregularidades em planta ou em altura do conjunto não são avaliadas.	A resposta da estrutura só considera a contribuição da resistência e rigidez das paredes no seu plano (formulação do macroelemento);
	A interacção entre construções é possível de ser avaliada.

No modelo mecanicista apresentado no Capítulo 7, à partida, não são considerados três aspectos importantes: a irregularidade geométrica em planta, a irregularidade de rigidez, e ainda, o tipo de rotura dominante. Estes três aspectos constituem precisamente os coeficientes correctivos que se podem ter em conta na correcção da curva de capacidade global obtida através do modelo mecânico para avaliar a vulnerabilidade.

O documento *Linee Guida* [2006] indica três coeficientes: β_{xi}, μ_{xi}, e ζ que afectam a definição da rigidez e resistência de modelos simplificados utilizados na avaliação da segurança sísmica das construções (considerados de acordo com este documento, análises de primeiro nível, denominados do tipo LV1).

O coeficiente β_{xi} (com β_{xi}≥0.8), é um coeficiente correctivo relativo à irregularidade em planta e é calculada da seguinte forma:

$$\beta_{xi} = \frac{1}{1+2\times\frac{e_{yi}}{d_{yi}}} \geq 0.8 \tag{8.7}$$

onde: β_{xi}, é um coeficiente de irregularidade no plano para determinado nível *i* na direcção *x*, associado a uma excentricidade e_{yi}, do centro da rigidez em relação ao centro de massa (estimada ou calculada), e à distância d_{yi} , entre o centro de rigidez e a parede na direcção *x* mais afastada.

O coeficiente μ_{xi} (com μ_{xi} ≥0.8) avalia a homogeneidade de rigidez e resistência dos painéis de alvenaria. Propõe-se que o coeficiente de correcção seja avaliado como indicado na *Linee Guida* [2006], com a expressão seguinte:

$$\mu_{xi} = 1-0.2\times\sqrt{\frac{N_{mxi}\times\sum_j A^2{}_{xi,j}}{A^2{}_{xi}}-1} \geq 0.8 \tag{8.8}$$

em que: μ_{xi} é um coeficiente que considera a homogeneidade da distribuição de rigidez e resistência dos painéis de alvenaria numa determinada direcção, *x,* ao nível do piso *i* ; N_{mxi} é o número de painéis de alvenaria resistente na direcção, *x*, ao nível do piso *i* ; e $A_{xi,j}$ é a área de um painel genérico, *j*, com dimensões médias dos painéis de alvenaria resistentes nesta direcção *x,* ao nível *i* (somatório de todos os painéis de alvenaria ao nível do piso *i*, $\Sigma_j A_{xi,j} = A_{xi}$).

O coeficiente ζ_{xi} está relacionado com o tipo de rotura mais provável dos painéis de alvenaria de determinado nível, reduzindo o valor de capacidade da resistência ao corte, sendo 1 no caso da rotura ser dominada pelo comportamento em corte, e 0.8 no caso de ser por flexão (característico de elementos esbeltos e com tensão vertical reduzida).

Na construção da curva de capacidade global do agregado, utilizando o modelo mecânico simplificado, tanto a resistência como a rigidez são sobrestimadas pelas razões já expostas na Tabela 54. Por este motivo, a curva de comportamento do agregado obtida através do procedimento mecanicista deve ser corrigido, aplicando à curva dois coeficientes de redução: um relativo ao valor da resistência máxima e outro relativo ao tipo de colapso prevalente, que nesta direcção *XX*, é condicionado pela resistência à flexão, já que foi

identificado e validado um mecanismo de comportamento do tipo *soft-storey* pela análise numérica efectuada (ver Figura 277).

Sendo assim, relativamente à redução da resistência, isto é, capacidade global máxima, afectou-se a curva obtida com o modelo mecânico pelos coeficientes correctivos μ_{xi} e ζ_{xi}, reduzindo os valores de resistência da curva, multiplicando-os por 0.64.

O modelo mecânico é governado pelo comportamento em corte, não considerando a influência da flexão que pode, em muitos casos, ser condicionante. No que diz respeito ao valor da rigidez inicial da curva de comportamento global, esta é corrigida amplificando exclusivamente os deslocamentos em regime elástico por um determinado coeficiente que tenha em conta a influência da rigidez de flexão dos painéis de parede ao nível do rés-do-chão na rigidez global (que é traduzida pela contribuição de rigidez de corte e da rigidez de flexão). A rigidez de um painel de alvenaria é dada pela seguinte expressão:

$$k_{(flexão+corte)} = \frac{5 \times G \times A}{6 \times h} \times \underbrace{\frac{1}{1 + \frac{G}{1.2 \times E} \times \frac{h^2}{b^2}}}_{coeficiente\ de\ correcção} \tag{8.9}$$

onde: *k* é a rigidez total; *A* é a área resistente do painel de parede; *G* é o módulo de distorção; *E* é o módulo de elasticidade; *h* é a altura do painel; e, *b* é a largura do painel. A redução da rigidez pelo contributo da flexão foi contabilizada, avaliando todos os painéis de parede com relação geométrica *h/b* inferior a 5, resultando num agravamento do valor de correcção médio dos deslocamentos, multiplicando-os de 2.36 (obtido pelo cálculo do coeficiente de correcção definido na expressão 8.9).

Como as curvas *pushover* obtidas através da análise numérica para os dois nós de controlo nesta direcção são muito semelhantes, procedeu-se ao confronto, apenas dos resultados de uma das duas curvas produzidas, optando-se pelo nó 51. Observando os resultados do confronto entre ambas as curvas na Figura 278-a, verifica-se que a curva obtida pelo modelo mecânico é resultado da soma das curvas bilineares para os 4 edifícios que constituem o agregado (ver Capítulo 7, Secção 7.7). A acção simplificativa de somar as várias curvas de comportamento dos edifícios conduz a valores de resistência e rigidez sobrestimados. Com o objectivo de redefinir a curva obtida pelo procedimento mecanicista, são aplicados os coeficientes correctivos já discutidos e apresentados, traçando uma nova curva referente ao modelo mecânico e confrontando-a de novo, como se observa na Figura 278-b.

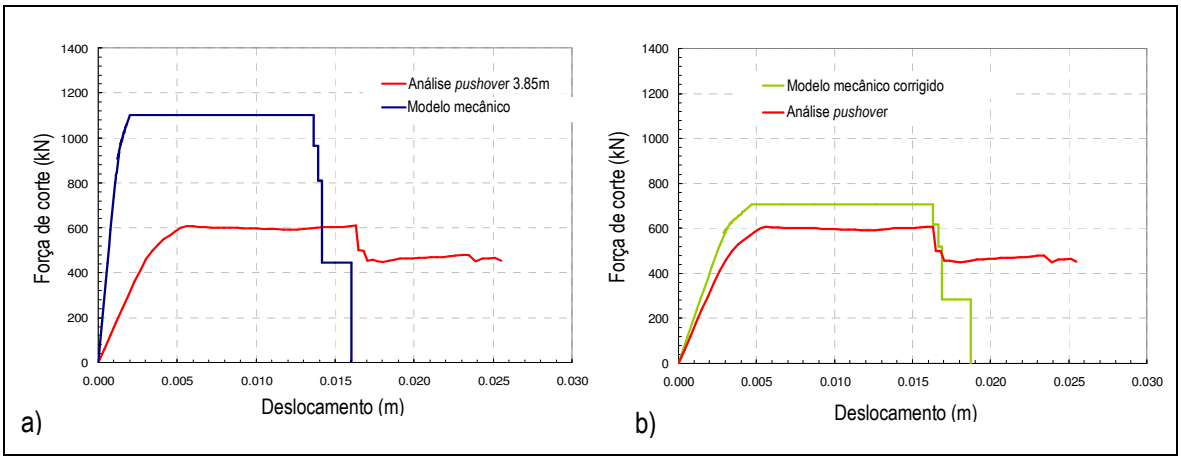


Figura 278: Comparação de curvas força-deslocamento: a) Confronto das curvas *pushover* do modelo numérico e mecânico; b) Confronto após a correcção da curva dada pelo modelo mecânico

As curvas obtidas pela análise numérica e a modelo mecânico são próximas como se apresenta na Figura 278-b. A discrepância encontrada justifica-se pela diferença da forma triangular do vector de carregamento considerado para o modelo mecânico e o considerado para o modelo numérico (uma vez analisado o perfil de deslocamento, este assume uma forma intermédia entre a triangular e uniforme). Reside neste aspecto, uma das futuras acções de melhoria do modelo mecânico, usando um vector de carregamento mais realista e adaptado em função das distribuições de área resistente/massa de cada piso.

Para confrontar de novo as curvas, agora no formato (ADRS), verifica-se ser necessária a passagem para um sistema equivalente de 1 g.d.l. A conversão para uma estrutura equivalente de 1 g.d.l. é obtido dividindo a força de corte e o deslocamento obtidos da curva *pushover* por um coeficiente de transformação, Γ, quer para o modelo numérico, quer para o modelo mecânico (no caso do último, esta conversão já foi efectuada no Capítulo 7). Usando os resultados da análise *pushover* obtidos com o programa TREMURI®, é possível calcular o valor de Γ, definido na expressão 8.10, considerado a concentração de massas nodais m_i, e ψ_i o vector de deslocamentos (em regime elástico) normalizado para o nó de controlo (1º nível).

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \times \psi_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \times \psi_i^2} \qquad (8.10)$$

Pela observação da Figura 279, onde se faz o confronto das curvas de capacidade obtidas pelo modelo mecânico e pelo modelo numérico, verifica-se uma significativa diferença no comportamento após cedência, isto devido ao valor de Γ distinto entre os dois modelos. O modelo mecânico assume um modo linear,

enquanto que o modelo numérico permite calcular o deslocamento médio dos pisos, reproduzindo assim melhor a deformada da estrutura.

O valor da massa total, $m_t=\Sigma m_i$, para os dois modelos é praticamente igual (139.14ton para o modelo numérico e 139.40ton para o modelo mecânico), mas os valores de massa equivalente, $m^*=\Sigma m_i x \psi_i$, são diferentes, uma vez que os valores de Γ dos dois modelos são distintos. Para o modelo numérico foi calculado um valor de Γ=0.70 e para o modelo mecânico Γ=0.31.

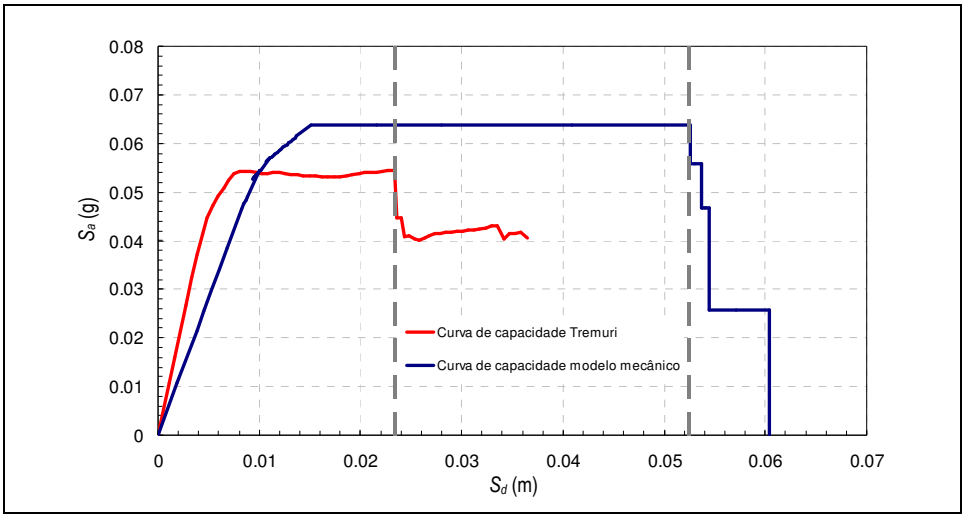


Figura 279: Confronto das curvas de capacidade (no formato ADRS) para a direcção *XX*

A estrutura na direcção *XX* revela-se muito vulnerável, com um valor de resistência máxima equivalente muito baixo (correspondente a uma aceleração espectral de 0.55m/s^2) e um deslocamento correspondente à cedência cerca de 0.0075m. O *drift* global máximo associado ao mecanismo de colapso (tipo soft-storey) é cerca de 0.73%.

8.3.7.4 Análise na direcção *YY*

Na direcção *YY* as paredes (meeiras) do agregado não apresentam aberturas em toda a altura, com excepção das paredes de fachada nos extremos em que existem aberturas (ver Figura 280). Esta direcção é notoriamente mais resistente, porém, um mecanismo de colapso local ou parcial poderá ocorrer. As análises *pushover* efectuadas na direcção *YY* apresentam alguns problemas de convergência, nomeadamente no que diz respeito à definição do deslocamento último, d_u. Os nós de controlo seleccionados (62 e 70) são localizados sobre uma parede meeira nas zonas de encontro com as paredes de fachada (principal e posterior). Na Figura 280 pode-se visualizar os resultados das curvas no formato, *F-d*, das análises *pushover* efectuadas para a direcção *YY*.

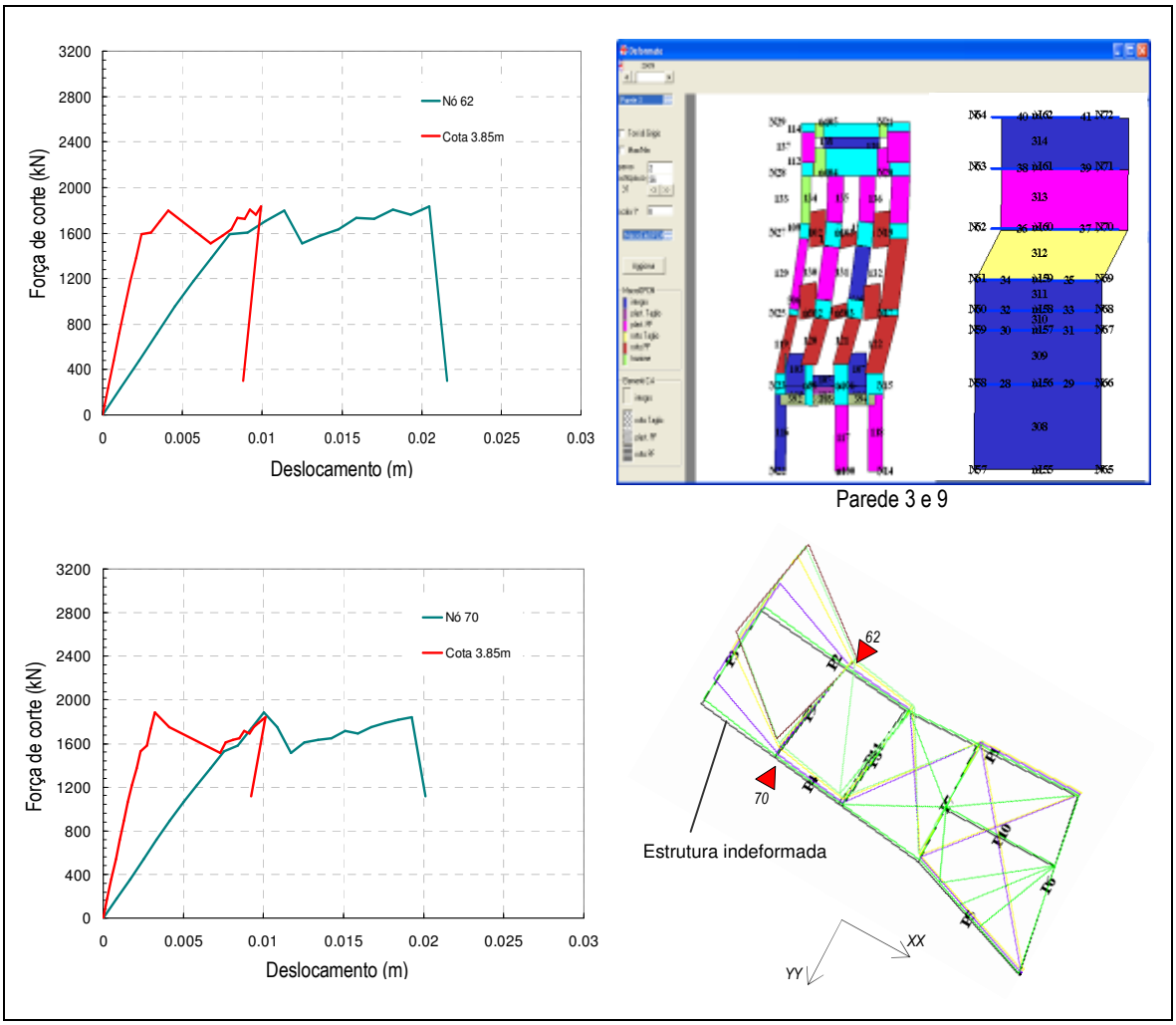


Figura 280: Curvas *pushover* obtidas para as duas análises com imposição de forças (nó 62 e nó 70) e média de deslocamentos à cota do primeiro piso (3.65m)

8.3.7.5 Confronto das curvas de capacidade para a direcção *YY*

No que diz respeito à direcção *YY*, também se combinaram as curvas de capacidade dos quatro edifícios do modelo mecânico para revelar alguns aspectos relativos aos coeficientes de correcção, e ainda, da forma do vector de deslocamento lateral (ambos definidos com uma forma triangular neste caso). Nesta direcção, a diferença entre o registo da curva *pushover* média do primeiro piso e do nó de controlo é significativa, uma vez que o colapso é apenas parcial afectando uma extremidade do agregado como se verificou na secção anterior (ver Figura 280). O modelo mecânico para a análise nesta direcção foi corrigido ao nível da resistência, reduzindo os valores em 20%, isto é, aplicando um coeficiente de correcção devido à irregularidade no plano, definido pelo coeficiente β_{xi} de 0.8 (ver deformada na Figura 280 que evidencia torção).

Em relação à rigidez foram afectados os deslocamentos aplicando o mesmo coeficiente correctivo utilizado na outra direcção, definido pela expressão 8.9, com o valor de 1.47. Note-se que nesta direcção a influência da rotura por flexão não é prevalente, daí que o valor de ζ_{xi} seja considerado igual a 1. Na Figura 282 apresenta-se o confronto entre as duas curvas obtidas, quer pelo modelo mecânico, quer pela análise numérica usando o TREMURI®.

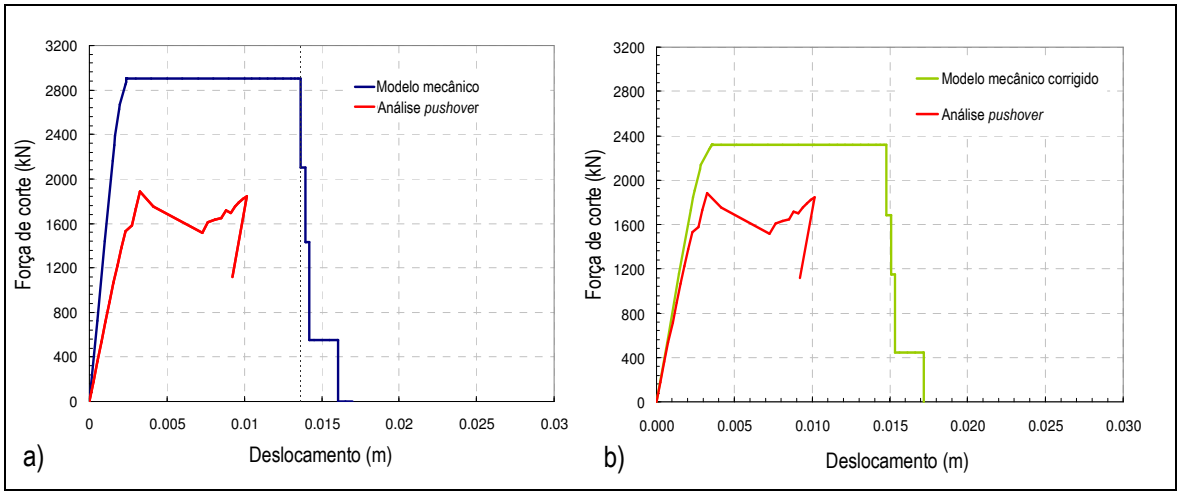


Figura 282: Comparação de curvas força-deslocamento: a) confronto das curvas *pushover* do modelo numérico e mecânico; b) confronto após a correcção da curva dada pelo modelo mecânico

Confrontadas novamente as curvas, no formato ADRS, visualiza-se na Figura 283 que as curvas ajustam-se apesar dos problemas de convergência, pois os valores de Γ são semelhantes, tal como os valores de massa equivalente, valendo Γ=0.302 para o modelo numérico e Γ=0.310 para o modelo mecânico. Nesta direcção, a estrutura apresenta maior ductilidade.

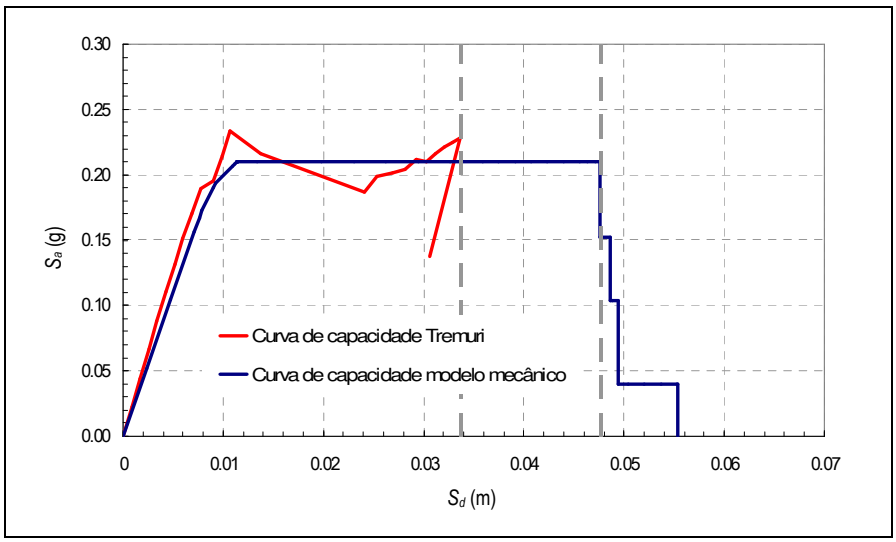


Figura 283: Confronto das curvas de capacidade (no formato ADRS) para a direcção *YY*

Nesta direcção o agregado é muito mais resistente, apresentando uma resistência média global de cerca de 0.21m/s^2 para um deslocamento de cedência de cerca de 0.01m. O *drift* global máximo é de 1.1%

8.3.8 Comentários finais

O confronto entre as duas metodologias evidenciou-se possível pela definição de coeficientes correctivos que consideram a influência de várias situações, tais como: irregularidade em planta, irregularidade de rigidez e o modo de colapso. Já que os modelos mecânicos não são sensíveis a estes aspectos, o confronto provou que podem ser utilizados tais coeficientes na calibração dos modelos mecânicos simplificados. Acrescenta-se ainda que a flexibilidade dos diafragmas é outro aspecto que poderá ser também considerado eventualmente por um coeficiente correctivo.

Os resultados produzidos, específicos deste caso estudo, não são suficientes para assumir com segurança o uso de tais coeficientes, mas uma aplicação mais difusa dos modelos mecânicos, através do desenvolvimento de estudos paramétricos de modo a afinar a definição dos coeficientes correctivos, são reconhecidos necessários.

Considera-se ainda que a estimativa da forma do modo assumido no modelo mecânico, deve ser definido com recurso à informação geométrica usada na metodologia mecanicista, recorrendo à simples expressão do cálculo do deslocamento nodal:

$$d_i = \frac{V_i}{k_i \times \phi_i} \tag{8.11}$$

onde: d_i é o deslocamento de determinado piso ou nível; V_i é a força de corte a esse nível; k_i é a rigidez; e ϕ_i o coeficiente do vector modal correspondente. Pode-se assim estimar de forma simplificada a forma do vector ϕ_i da seguinte forma:

$$\phi_i = \frac{\sum_{i=i}^{N} V_i}{k_i}; \quad \phi_{i+1} = \phi_i + \frac{\sum_{i=2}^{N} V_i}{k_i} \tag{8.12}$$

Pressupondo assim, uma optimização com um maior rigor no cálculo do valor de Γ, conduzindo a um resultado mais rigoroso pelo uso do modelo mecânico. Pode ainda simplificar-se a definição do vector ϕ_i, em

função dos parâmetros geométricos, β_{dir} e α_{dir} definidos no Capítulo 7. O recurso a análises dinâmicas auxiliará na validação da metodologia simplificada e na avaliação do erro associado.

No que se refere aos modelos numéricos de agregados estruturais, composto por um grupo de edifícios, deve-se avaliar a possibilidade de considerar outros critérios na definição de rotura do agregado. Por exemplo, o uso de um valor de *drift* último para o macroelemento bilinear superior aos definidos para corte e flexão, isto é, de 0.04% e 0.06% respectivamente. Um valor de *drift* maior, cerca de 1.5%, poderá ser assumido, não alterando significativamente a curva *pushover* no troço inicial, apenas ajudando a estabelecer a condição de colapso, em que serão necessários mais elementos para atingirem níveis de dano mais elevados, reduzindo o risco de um falso resultado originado por um colapso local, que não compromete globalmente o agregado estrutural. Outros critérios que envolvam a definição de um algoritmo que faça a contagem de elementos que colapsam por piso, poderá ser outra alternativa para a definição de uma condição de rotura para o agregado.

Capítulo 9

Conclusões, comentários finais e perspectivas de trabalho futuro

Capítulo 9 Conclusões, comentários finais e perspectivas de trabalho futuro

9.1 Síntese do trabalho realizado

9.1.1 Breve descrição do trabalho

9.1.2 Avaliação de resultados

9.2 Conclusões principais

9.2.1 Processos de reabilitação urbana

9.2.2 Estratégias de inspecção, registo e diagnóstico

9.2.3 Caracterização do edificado e do comportamento mecânico das paredes de alvenaria

9.2.4 Avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico das construções existentes

9.2.5 Verificação da segurança e análise de estratégias de reforço

9.3 Comentários finais

9.4 Perspectivas de trabalho futuro

Capítulo 9 Conclusões, comentários finais e perspectivas de trabalho futuro

9.1 Síntese do trabalho realizado

9.1.1 Breve descrição do trabalho

Este trabalho foi dedicado ao tema geral das "estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana" e concretizado, sobretudo, em duas fases. Numa primeira fase, desenvolveram-se estratégias e aplicaram-se procedimentos de inspecção e registo de informação ao edificado antigo de zonas históricas, nomeadamente para o caso de estudo da Baixa de Coimbra, enriquecendo o nível de conhecimento acerca dos materiais, soluções e estado geral das construções antigas numa perspectiva de gestão, salvaguarda e sustentabilidade de acções de reabilitação e renovação urbana. A segunda fase, teve como principal motivação o facto de existir informação válida e fiável do edificado, que alimentasse metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica e estas foram desenvolvidas e aplicadas ao caso da Baixa de Coimbra, criando cenários de risco e de avaliação de perdas.

Como se descreveu no primeiro capítulo desta tese, o trabalho está organizado em 9 capítulos, abrangendo quatro grandes temáticas: i) o conhecimento sobre os processos de Reabilitação Urbana (estado de arte, linhas orientadoras, experiências nacionais e europeias e legislação); ii) as estratégias de inspecção, registo e diagnóstico; iii) a caracterização do edificado, incluindo uma campanha de ensaios mecânicos sobre paredes antigas de alvenaria; e por último, iv) um extenso estudo da vulnerabilidade sísmica, com proposta de uma metodologia de avaliação, desenvolvimento de modelos mecânicos e ainda com a análise numérica e verificação da segurança sísmica de dois pequenos quarteirões da Baixa de Coimbra.

9.1.2 Avaliação dos resultados

Definiu-se como objectivo principal desta dissertação contribuir para a sistematização do conhecimento das estratégias e metodologias no âmbito dos processos de reabilitação urbana. Para atingir este objectivo foram desenvolvidos trabalhos no âmbito do processo de renovação e reabilitação urbana da Baixa de Coimbra, nomeadamente: o desenvolvimento de fichas de inspecção e registo no apoio ao diagnóstico do edificado antigo, numa perspectiva de melhorar o conhecimento acerca dos edifícios, pela identificação da tecnologia construtiva e pela análise de anomalias recorrentes. Representa, ainda, uma forte componente desta dissertação, o desenvolvimento de metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica, e subsequente estimativa de danos e perdas, fomentando não só uma cultura para a gestão do risco, como ainda para a avaliação da segurança estrutural e definição de estratégias de reforço.

De entre os objectivos complementares, destaca-se o estudo do comportamento mecânico das paredes de alvenaria calcárias da Baixa de Coimbra, contribuindo para o, ainda, escasso conhecimento das alvenarias antigas desta região e do País, recorrendo a ensaios *in-situ*.

Apesar da extensão do tema, das incertezas inerentes às acções de inspecção e registo, das simplificações inerentes às metodologias de análise da vulnerabilidade do edificado, considera-se que este trabalho representou uma significativa valorização no domínio das estratégias de investigação e do conhecimento do edificado antigo, particularmente no estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios em alvenaria antiga, à escala urbana. Considera-se ainda ter contribuído para o conhecimento e divulgação das anomalias e problemas deste tipo de construção, bem como para a avaliação e promoção de soluções de reabilitação e reforço.

Esta convicção fundamenta-se nas conclusões a seguir indicadas para cada uma das áreas de trabalho desenvolvidas nesta dissertação:

- Génese e análise dos processos de reabilitação urbana;
- Definição de estratégias e acções de inspecção, registo e diagnóstico de edifícios antigos;
- Caracterização do edificado e ensaios mecânicos às alvenarias;
- Avaliação da vulnerabilidade e risco sísmico de centros históricos;
- Verificação da segurança e análise de estratégias de reforço.

9.2 Principais conclusões

Os principais resultados dos aspectos acima indicados foram sendo apresentados em cada capítulo e são resumidos nos parágrafos seguintes. Estas conclusões serão apresentadas em secções separadas para cada uma das áreas de trabalho apresentadas na secção anterior.

9.2.1 Processos de reabilitação urbana

Relativamente aos assuntos abordados no Capítulo 2, referentes às dificuldades, desafios, reflexões e tendências da reabilitação urbana, sublinham-se os seguintes aspectos:

- Em termos nacionais, a consciencialização crescente e a acumulação de experiências de acções de reabilitação urbana, mais ou menos conseguidas, colocou o tema da ***reabilitação urbana, finalmente, na ordem do dia***. Depois de décadas de abandono e degradação, durante as quais as

políticas públicas promoveram desenfreadamente a construção nova, o rejuvenescimento e a reabilitação dos centros urbanos passou a ser uma prioridade de política regional com as eleições autárquicas de 2001. Apesar da notável falta de acção, os anos seguintes fizeram surgir várias medidas, das quais se destacam:

- Constituição das Sociedades de Reabilitação Urbana, como nova "ferramenta" gestora do processo de reabilitação e renovação urbana;
- Aprovação da nova lei do arrendamento, com a clara "obrigatoriedade" de reabilitar, conservar e beneficiar o edificado existente, dando oportunidade à actualização das rendas;
- Criação de incentivos diversos: apoios públicos, parcerias público-privadas e benefícios fiscais exclusivamente para obras de reabilitação (redução dos valores de imposto municipal sobre imóveis (IMI) e imposto municipal sobre a transmissão onerosa de imóveis (IMT));
- Remodelação do Instituto Nacional de Habitação (INH), agora Instituto Nacional de Habitação e Reabilitação Urbana (INHRU);
- Agravamento do IMI para os edifícios devolutos;
- Implementação de um novo sistema de apoio financeiro ao arrendamento para jovens (Porta 65), como medida de dinamização e incentivo à reocupação dos edifícios, particularmente os antigos.

Por último, um comentário à extinção do Instituto Português do Património Arquitectónico (IPPAR), Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) e Instituto Português de Arqueologia (IPA), que foram integrados no Instituto de Gestão do Património Arquitectónico e Arqueológico (IGESPAR) (criado pelo D.L. nº 96/2007 de 29 de Março). Existe a expectativa de que este novo enquadramento, com base nos pressupostos que lhe deram origem, possa representar um sinal de maior operacionalidade e eficiência do processo. Destaca-se a criação no IGESPAR de um "Departamento de Obras" que prestará apoio e acompanhamento técnico nas acções de recuperação aos proprietários privados de valores patrimoniais, garantirá a maior articulação com as Direcções Regionais de Cultura, e ainda promoverá regras e boas práticas de reabilitação, agilizando uma actividade mais normativa.

- A ***avaliação do património*** dos centros históricos é um exercício de aprofundamento do conhecimento da nossa identidade e história, associado ao encorajamento da opção conservacionista por parte dos particulares e das entidades públicas detentoras de imóveis isolados ou conjuntos edificados de reconhecido valor, que interpretem a sua conservação não apenas do

ponto de vista cultural, mas, essencialmente, como uma oportunidade para o desenvolvimento económico e social sustentável;

- A ***reabilitação urbana é um processo de criação de valor*** e de renovação da competitividade urbana dos centros históricos, potenciando o desenvolvimento, referindo-se os exemplos bem sucedidos de intervenções em cidades europeias como Barcelona, Madrid, Roma e Praga. Os efeitos de uma boa estratégia e política de conservação urbana não atingirão apenas os aspectos de melhoria das condições de habitabilidade e conforto do edificado, mas terão também inúmeros impactos económico-sociais, dos quais se destacam:

  - Geração de sectores de actividade turística;
  - Instalação de novas funcionalidades (comércio, restauração, serviços);
  - Criação de pólos de actividade cultural;
  - Atracção de novos residentes, evitando o fenómeno de gentrificação com a criação de sentido de comunidade;
  - Revitalização dos espaços envolventes;
  - Promoção da sustentabilidade energética.

- As ***pressões imobiliárias*** têm impulsionado "atentados" na forma de demolições, no uso de tecnologias e intervenções com recurso excessivo ao betão armado e a descaracterização dos conjuntos urbanos. A inversão desta tendência apenas é possível com coragem e contribuição política para o incremento das competências e responsabilidades dos diferentes agentes e actores nas intervenções no património e edificado antigo;

- Um ano e meio depois do arranque do ***Novo Regime do Arrendamento Urbano, NRAU***, são muito modestos os efeitos conseguidos no mercado do arrendamento e na actividade da reabilitação e beneficiação dos imóveis. Segundo dados do INHRU, dos 7000 pedidos de actualização das rendas, apenas 269 foram efectivamente actualizadas, num universo estimado de 390 mil contratos de rendas antigas. O cálculo do valor da renda baseia-se no valor patrimonial do edifício definido pela avaliação da Administração Fiscal e, ainda, num coeficiente de conservação calculado após uma vistoria técnica para avaliar as condições de conforto e habitabilidade oferecidas. No entanto, cedo se contestou a nova lei que, para alguns, pretendia "defender mais os arrendatários do que os proprietários" que temem a obrigatoriedade e responsabilidade de intervir sobre o seu património, sem meios para o fazer, preferindo evitar as obras, não actualizando as rendas;

- A ***reabilitação urbana é vista como uma das soluções para a crise e remodelação do sector da construção*** no nosso País. Os valores do EuroConstruct [2006] indicam que, para Portugal, o investimento efectuado na construção nova e na conservação e reabilitação é, respectivamente de, 76% e 24%, enquanto que a média dos países europeus é de 47% e 53%. Os valores indicados para o nosso País não se afiguram reais, admitindo-se que a reabilitação está sobreavaliada pelo modo como são quantificadas as licenças para as pequenas intervenções, sem ter em conta a sua dimensão e custo;

- Estudos recentes, nomeadamente do Instituto Norueguês para a Construção, comprovam que ***o património constitui um recurso*** para o desenvolvimento e crescimento económico sustentável. Apoiando-se na análise de casos e experiências em diversas partes do mundo, estes estudos concluem que o investimento na reabilitação dos centros históricos apresenta níveis de retorno mais altos do que a construção nova, produz mais emprego do que alguns sectores da indústria, revitaliza o turismo e aumenta o nível de vida com o fenómeno de *money flows* da sociedade em áreas circundantes e vizinhas. O nível de manutenção, à luz de uma análise custo-benefício, é claramente favorável. O nosso País é muito rico em diversidade cultural e património, um legado que exige o nosso respeito e atenção na contribuição para a manutenção da nossa identidade cultural e história;

- Qualquer processo de Reabilitação Urbana e Social tem de encarar, de forma integrada, a ***contribuição decisiva das construções*** (na sua maioria edifícios de habitação) para a transformação e requalificação dos espaços e das vivências, sem que tal facto lhes atribua o estatuto de factor único ou preponderante de decisão. Exceptuam-se, naturalmente, casos particulares, nomeadamente de património com elevado valor histórico, cultural, ou outro, em que os edifícios são a charneira para o processo de renovação;

- O edificado que apresenta níveis de degradação mais elevado é, na maior parte dos centros históricos, propriedade privada, mas cabe aos municípios servir como interface para canalizar os apoios do Estado, através dos diversos ***programas de incentivo e regimes de apoio*** específicos, dirigidos aos proprietários, no sentido de encontrar as melhores formas de o fazer. O Estado Português tem disponibilizado estes meios, de forma limitada, para ser possível falar de uma política de reabilitação e para que esses processos possam fazer parte de planos municipais plurianuais. Também é conhecida para alguns destes apoios, a fraca adesão por parte dos proprietários. Estes programas de apoio devem:

  - Encorajar a intervenção de capitais privados e de empresas de construção, de médio e grande porte, em operações de reabilitação;

- Definir bases claras de sustentabilidade do conjunto edificado e do imóvel, dotando as intervenções de sensibilidade ambiental;
- Acautelar os direitos e expectativas legítimas de moradores e comerciantes das áreas históricas, impedindo o financiamento público da "expulsão massiva de habitantes e comerciantes";
- Considerar a intervenção de reabilitação como um processo multifacetado que deve ser previsto em todas as vertentes: técnica e construtiva, financeira e económica, social e cultural;
- Diminuir os constrangimentos administrativos impostos a quem quer reabilitar, e encorajar a qualidade das intervenções efectuadas;
- Equilibrar melhor as relações de poder entre a Administração e o particular no processo de candidatura a apoios para obras de reabilitação;
- Unificar os meios de apoio financeiro e simplificação administrativa, no processo de candidatura, designadamente em matéria de orçamentação;
- Identificar novas soluções em matéria de análise e gestão do edificado, por parte do município;
- Conceber o conjunto edificado como uma unidade económica e o imóvel como uma sub-unidade económica;
- Intensificar soluções para pessoas idosas e com dificuldades especiais, na área da respectiva residência;
- Definir orientações claras no que respeita à escala de intervenção preconizada em cada um dos programas de incentivo.

- As ***Sociedades de Reabilitação Urbana (SRU´s)***, três anos e meio após a sua criação, exigem uma avaliação do papel efectivo que tiveram na agilização dos processos. Esta avaliação não é possível, de imediato, uma vez que os *masterplans* não atingiram ainda um nível satisfatório de amadurecimento em várias linhas de acção. Deixa-se aqui uma reflexão relativamente a alguns aspectos fundamentais no âmbito das SRU´s, que serão essenciais para o seu sucesso:

  - Assumir diferentes escalas de intervenção: o prédio urbano (incluindo edifício, anexos e logradouro e que pode incluir uma área exterior para estacionamento); o conjunto edificado (o quarteirão, a frente de rua, outro conjunto homogéneo ou contíguo de edifícios);

  - Na constituição de cada SRU levantam-se muitas interrogações: Em que acções, propostas e estratégias se devem apoiar? Que inspecções técnicas podem ser realizadas por profissionais credenciados? Como articular as prospecções arqueológicas com os prazos? Como gerir o processo de realojamento provisório? Aquisições de fogos e prédios devolutos? Obras sobre o

edificado e também sobre os espaços envolventes (logradouros)? Privilegiar projectos de unidades residenciais semi-independentes? Como estabelecer procedimentos de controlo orçamental e termos de garantia? Que tipo de obras privilegiar (segurança estrutural, salubridade, habitabilidade, funcionalidade e conforto)? Adaptar às condições definidas pelos regulamentos recentes o edificado urbano? Investir na salvaguarda e valorização de valores culturais e artísticos? Proibir o apoio a obras de "fachadismo"? Comparticipações aumentadas para intervenções mais complexas com teor cultural e arqueológico?

- O documento estratégico - *masterplan* - deve ser claro em relação a um conjunto de aspectos, tais como: colaboração técnica e financeira das parcerias entre Administração, privados e residentes; levantamentos e inspecções técnicas do edificado; descrição da estratégia de investimentos; política de realojamentos; criação de economias de escala; regras de planificação; monitorização de estimativas orçamentais; e protecção da população residente.

9.2.2 Estratégias de inspecção, registo e diagnóstico

É inconcebível orientar, e até compreender, um processo de intervenção num centro histórico sem elaborar um plano estratégico detalhado, adaptado à dimensão da área de estudo, dos objectivos e detalhe pretendido das acções e tarefas de inspecção sobre o edificado antigo. Apresentam-se de seguida algumas conclusões e reflexões decorrentes do trabalho apresentado neste âmbito no Capítulo 2:

- A Baixa de Coimbra é considerada uma zona de protecção, uma vez que ***confina com a área candidata a Património Mundial***. Fomenta-se, portanto, para toda a área, uma ambição acrescida, de forma que a Candidatura e a Baixa usufruam mutuamente de um relacionamento promocional, cultural e estratégico, para a cidade de Coimbra;

- ***Antes de intervir, diagnosticar!*** Esta mensagem já é bem entendida pela comunidade técnica, porque dela surge, por inerência, uma actividade faseada: identificar e caracterizar, detectar problemas, definir uma estratégia, decidir como intervir, seleccionar medidas e acções antes de executar a intervenção;

- O ***inventário e levantamento dos edifícios da Baixa é certamente uma tarefa complexa*** que exige coordenação e rigor dos técnicos, porque dela depende a geração e gestão de informação, uma vez que, nenhuma estratégia se define sem dados. Os problemas de acessibilidade aos

edifícios antigos dificultam as acções de inspecção, particularmente neste caso de estudo da Baixa de Coimbra;

- Da interpretação das ***cartas e convenções internacionais***, retiram-se ***critérios para as acções de conservação e reabilitação*** de edifícios antigos:

  - Promover o exercício de conhecimento pela anatomia da construção e da sua envolvente. Só assim é possível o respeito pelo valor do existente;
  - Recorrer a novos materiais deve ser uma acção limitada, privilegiando a autenticidade das construções originais;
  - Adoptar soluções reversíveis é sempre desejável, possibilitando a sua eventual substituição por soluções tecnicamente mais sustentáveis;
  - Adequar as construções reabilitadas a funções coerentes com a sua localização e enquadramento, não alterando o seu significado cultural;
  - Documentar e registar, quer o existente (pesquisa, registos geométricos, etc.), quer a obra de intervenção (antes, durante e após).

- A escolha pelo registo das características do edificado antigo da Baixa de Coimbra através de ***fichas hierarquizadas***, desenvolvidas especificamente para o caso da Baixa de Coimbra, foram estruturadas para: i) identificar e caracterizar as soluções e tecnologia construtiva; ii) registar as anomalias e problemas. Como se pretendeu alimentar uma base de dados para desenvolver uma ferramenta de gestão do edificado para a autarquia local, as fichas foram entendidas como a melhor solução para avaliar o edificado de forma mais ampla, aproveitando os recursos disponíveis. Acrescenta-se que, os itens a avaliar, ficha a ficha, foram propostos antevendo a utilização dos resultados recolhidos para apoiar outros estudos e trabalhos científicos e técnicos em curso, como se veio a confirmar;

- Sublinha-se que a ***multidisciplinaridade*** é, actualmente, um princípio largamente aceite. A contribuição de uma equipa de técnicos com diferentes valências, conhecedores de técnicas e experiências diversas, é uma mais valia num processo de reabilitação e renovação urbana, no entanto, terá que ser bem coordenada;

Para cada processo de reabilitação urbana deverá ser elaborado um plano, baseado no modelo estratégico apresentado neste trabalho, com descrição assertiva dos conteúdos e da programação das actividades que suportam uma operação integrada de reabilitação urbana. Com o conjunto de

ferramentas que foram apresentadas, é possível estabelecer um processo de planeamento e avaliação mais seguro, mas expedito, capaz de abrir o caminho a diversas parcerias e extensas intervenções privadas.

9.2.3 Caracterização do edificado e do comportamento mecânico das paredes de alvenaria

A generalização do conceito de património arquitectónico deixou de ser aplicável apenas aos edifícios e construções monumentais e históricas, passando a considerar-se todo o edificado antigo, predominantemente de função habitacional, caracterizador da história e vivência dos núcleos históricos dos centros urbanos. A evolução deste conceito conduziu à consciencialização dos vários agentes nos processos de reabilitação, desde decisores políticos, proprietários, promotores e técnicos. As conclusões mais relevantes relativamente a esta parte do trabalho foram retiradas dos Capítulos 3, 4 e 5 e são as seguintes:

- ***Necessidade de caracterizar o edificado*** dos centros históricos, não apenas na perspectiva patrimonial, mas também na perspectiva da sua segurança e integridade estrutural. No caso da Baixa de Coimbra, a caracterização das construções foi possível pelo acompanhamento e coordenação de equipas de inspecção na visita aos edifícios habitados e, ainda, a outros em processo de demolição e reabilitação (obras do MetroMondego, obras de reabilitação de particulares, etc.). Esta caracterização consistiu na identificação das soluções e tecnologias construtivas, para além do levantamento das anomalias estruturais e não estruturais observadas. A inspecção foi efectuada por observação visual, levantamento fotográfico exaustivo e registo da informação em fichas de inspecção e diagnóstico.

  Os resultados expostos no Capítulo 3 revelam um retrato quantificado bastante fiel das soluções, materiais e problemas mais frequentes das construções antigas da Baixa de Coimbra e que, julga-se, representam bem a realidade de muitos centros históricos do nosso País. Dos resultados, apenas parciais, apresentados nesta dissertação, salienta-se que existe ainda um vasto edificado a valorizar em que é viável manter e conservar as soluções tradicionais (paredes de pedra, pavimentos e coberturas em madeira, e ainda outros elementos que sofreram pequenas alterações). Os resultados indicam uma preocupante mutação que os edifícios presentemente estão a sofrer, conduzindo à sua descaracterização, pelo uso de tecnologia recente, como é o caso do betão armado e de novos revestimentos e caixilharias em alumínio. Espera-se que estes números permitam a análise e avaliação sustentada dos problemas mais relevantes em termos de segurança estrutural dos edifícios da Baixa de Coimbra, pela particular atenção à envolvente externa dos

edifícios, nomeadamente as paredes de alvenaria, catalogando as anomalias mais importantes com implicação directa na sua estabilidade global;

- O ***estado de conservação*** dos edifícios da Baixa de Coimbra é muito preocupante e as fragilidades, tais como o desligamento entre paredes ortogonais e as fissuras de grande abertura, prejudicam e comprometem a durabilidade destes edifícios que desmoronam apenas pelo efeito prolongado das acções climáticas (chuva) ou ainda pela realização de obras em construções contíguas. As alvenarias manifestam localmente problemas graves de desagregação, apresentando-se como um desafio o seu tratamento adequado, o que faz com que a intervenção de consolidação ou reparação tenha de ser mais profunda e de maior responsabilidade. O estado actual de degradação dos edifícios da Baixa de Coimbra associados à importância do ponto de vista histórico e cultural desta parte da cidade, evidenciam a necessidade urgente da implementação de um plano de renovação e reabilitação urbana, devolvendo à Baixa a imagem de zona histórica;

- Apresentaram-se no Capítulo 4 as ***anomalias*** frequentemente encontradas nos edifícios da Baixa de Coimbra, e que de certa forma representam, em geral, os problemas mais frequentes em edifícios antigos. A sua catalogação e interpretação são importantes no processo de reabilitação. Apesar de se reconhecer o crescente nível de conhecimento e informação acerca dos edifícios antigos, é necessária a sistematização de informação técnica baseada em experiências reais, ensaios experimentais e documentos normativos. Os problemas de determinada tipologia estrutural, particularmente para o caso de edifícios em alvenaria, são recorrentes, daí que as anomalias analisadas tenham sido identificadas e diagnosticadas, para além da descrição do fenómeno e do seu mecanismo;

- A análise de um edifício antigo requer, hoje em dia, a intervenção de especialistas, uma vez que a formação corrente do engenheiro não é, em geral suficiente para cultivar o respeito pelas construções antigas. Nestas condições é indispensável que se ***promova a formação*** pós-graduada de técnicos, dotando-os de competências teóricas e práticas na actividade de reabilitação, beneficiação e reforço do edificado. Mesmo na formação universitária, reconhece-se a necessidade de introduzir ou reforçar estas competências nos currículos das licenciaturas e mestrados;

- A caracterização morfológica das soluções construtivas, nomeadamente das alvenarias nas construções antigas com papel estrutural, não é por si só suficiente. Neste trabalho, complementou-se a caracterização visual com uma campanha de ***ensaios experimentais com recurso à técnica de macacos planos.*** Os ensaios realizados com macacos planos permitiram caracterizar as

propriedades mecânicas das alvenarias necessárias para a análise estrutural, tanto para sustentar a determinação dos estudos de avaliação da vulnerabilidade, efectuados nos Capítulos 6 e 7, como para os modelos numéricos apresentados no Capítulo 8;

- A falta de conhecimento das construções antigas conduz, por vezes, a intervenções com recurso a técnicas intrusivas, descaracterizando a autenticidade do património construído. Os ensaios efectuados revelaram, através da análise de tensões, que ***as paredes de alvenaria de pedra calcária que se apresentam sãs têm uma boa capacidade de carga para acções verticais e factores de segurança confortáveis em relação à tensão vertical instalada***, apresentando-se favoráveis a acções de preservação e eventual reforço a acções horizontais.

9.2.4 Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico das construções existentes

É reconhecido que em relação à mitigação do risco sísmico é necessário avaliar a vulnerabilidade e segurança sísmica das construções existentes, particularmente em relação ao edificado considerado histórico. Este objectivo exige uma acção de planeamento e uma estratégia apoiada num enquadramento legal estruturado, com regulamentação específica, de modo a definir critérios e níveis de avaliação das construções em função do seu grau de importância, funcionalidade e interesse patrimonial. Do trabalho desenvolvido nos Capítulos 6 e 7, salientam-se as seguintes conclusões:

- De entre as várias ***metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica*** expostas no Capítulo 6, refira-se que a especificidade associada a cada metodologia, pode limitar a sua utilização de forma universal pelas seguintes razões: características construtivas especificas do edificado analisado, para o qual a metodologia é sensível; o processo de validação, seja este efectuado com recurso à vulnerabilidade observada ou calculada; a forma como é expressa a vulnerabilidade e a sua correlação com o dano (através de um índice, uma função, uma matriz); o grau de incerteza cognitiva do processo de avaliação ao qual se relaciona ainda o tipo e qualidade da informação empregue na avaliação;

- A escolha da metodologia está também condicionada à ***escala de operacionalidade***. Este trabalho de dissertação privilegiou a revisão e desenvolvimento de metodologias de avaliação da vulnerabilidade à escala urbana, regional ou territorial. Os chamados *first level approaches* apresentam vantagens em relação a outras metodologias mais complexas, para além da sua fácil implementação e menor utilização em termos de recursos, possibilitando a construção de cenários de dano e perda para grandes áreas e, ainda, no apoio a acções de planeamento de emergência;

- A ***validação*** da metodologia proposta baseada no índice de vulnerabilidade, I_v, é possível pela analogia com a metodologia italiana, GNDT II [GNDT-SSN, 1994], bem como pelas semelhanças em termos de características construtivas entre edifícios em alvenaria dos vários centros históricos na Europa e, particularmente entre o nosso País e a Itália. Porém, a utilização de dados nacionais com base em levantamento de danos, é um dos objectivos mais prementes deste trabalho. Dada a elevada probabilidade de ocorrência de sismos no arquipélago dos Açores, esta poderá constituir uma fonte de informação, agilizando e coordenando o desenvolvimento de estudos pós-sismo e sistematização e recolha de informação de danos sofridos pelo edificado, como existe em Itália desde da década de 80;

- A ***evolução das metodologias*** de avaliação da vulnerabilidade, forçosamente seguirá pela combinação de métodos de convergência estatísticos e numéricos, na possibilidade de se validarem bidireccionalmente pelo ajuste de critérios utilizados na avaliação da vulnerabilidade sísmica;

- A ***avaliação do risco sísmico*** envolve a ***avaliação da vulnerabilidade*** e determinação das ***perdas económicas e humanas***. O caso de estudo da Baixa de Coimbra, que se considera constituir um caso piloto na avaliação do risco sísmico à escala do centro histórico, permitiu constatar algumas ideias, salientando as seguintes:

  - A análise de cenários determinísticos de dano e perda criados, permite afirmar que existe uma boa correlação com as fragilidades identificadas, bem como com as características estruturais e construtivas dos edifícios;

  - Verificou-se ainda que, mesmo numa região de baixa a moderada perigosidade, como é o caso de Coimbra, o nível de danos pode ser elevado, uma vez que a vulnerabilidade média do edificado da Baixa é elevada, assumindo ainda maior relevância por tratar-se de uma zona histórica. O nível de dano estimado para estas construções, é uma indicador da sua resistência às acções sísmicas e o facto de se ter obtido valores de dano e perda moderado a altos, para cenários com intensidade de VII e VIII, revela bem que a vulnerabilidade sísmica do edificado é alta;

  - Para a mitigação do risco sísmico, a redução dos níveis de perda é possível pela actuação sobre a vulnerabilidade sísmica dos elementos expostos (edificado) e, em muito poucos casos, sobre a exposição ou a perigosidade;

- Os resultados produzidos são sempre interpretados estatisticamente, dada a incerteza associada à avaliação de alguns parâmetros. Mas na aplicação feita para o caso da Baixa de Coimbra, o nível de confiança é muito elevado, como se comprovou pelos resultados do indicador do grau de confiança (E-M-B-A);

- Uma das premissas seguidas na proposta da metodologia de avaliação do índice de vulnerabilidade, foi a sua aplicabilidade ao edificado em alvenaria para qualquer centro histórico, não sendo condicionado pela regionalidade da construção. No entanto, se necessário, a adaptação a uma ou outra característica específica das construções a avaliar em termos de critérios de avaliação, redefinição de classes de vulnerabilidade ou até a inclusão de um parâmetro adicional, é sempre possível;

- O ***uso de uma ferramenta SIG*** associada a uma base de dados sobre o edificado é crucial, na avaliação da vulnerabilidade, auxiliando na gestão, visualização e análise dos resultados. A programação de todos os procedimentos, a visualização espacial dos resultados, sejam estes de vulnerabilidade, estimativa de danos ou avaliação de perdas, associadas ao cálculo probabilístico (identificando zonas do centro histórico e edifícios mais vulneráveis, risco de obstrução de vias de acesso, localização de maior números de vítimas, sendo todas estas, informações valiosas para o planeamento de emergência), fazem do SIG uma ferramenta efectiva no apoio às estratégias de mitigação e gestão do risco. A edição de informação sobre o edificado permite ainda o uso do SIG como uma ferramenta de análise de sensibilidade. Por exemplo, numa perspectiva de redução da vulnerabilidade, refira-se que a criação de cenários de dano, para diferentes intensidades sísmicas, alterando os valores da vulnerabilidade do edificado, possibilita que os mesmos sejam rapidamente analisados e comparados, graças à programação de todo o procedimento em SIG, desde o cálculo da vulnerabilidade à estimativa de danos e perdas;

- A metodologia baseada nos ***modelos mecânicos*** constitui uma alternativa em relação à metodologia de avaliação da vulnerabilidade apoiada num índice de vulnerabilidade, no entanto exige um nível de informação mais detalhado para a definição da capacidade da estrutura. Tendo a possibilidade de definir curvas de capacidade simplificadas, também esta metodologia mecanicista pode ser utilizada para avaliar a vulnerabilidade do edificado à escala urbana, de duas formas. Por um lado, com a construção da curva de capacidade para todos os edifícios singularmente, com base em informação geométrica e com o procedimento descrito no Capítulo 7 para avaliar a resposta da estrutura (*Capacity Spectrum Method e* N2 *Method*), pode-se programar uma aplicação para avaliar o desempenho, dano e perda provável para cada edifício. Por outro lado, permite-se a definição de

curvas de capacidade representativas de vários subtipos ou classes de edifícios em função da altura e das características mecânicas (massa, rigidez, capacidade em corte, etc.). Do trabalho apresentado no Capítulo 7, destacam-se essencialmente as seguintes conclusões:

- No procedimento mecanicista, a vulnerabilidade é avaliada pela construção de curvas de fragilidade. A partir destas, podem-se construir distribuições discretas de dano, úteis no confronto de metodologias de avaliação da vulnerabilidade, particularmente entre as desenvolvidas nesta dissertação (metodologia baseada num índice de vulnerabilidade, I_v, e a metodologia mecanicista com base em curvas de capacidade simplificadas).

- A desagregação das fontes de incerteza, que afectam tanto a definição das curvas de capacidade, como a construção das curvas de fragilidade, auxilia a compreensão da influência da informação de base na qual esta depende. Quantificou-se a incerteza associada aos parâmetros, revelando a maior ou menor influência de cada um deles na determinação da curva de capacidade. Foi ainda avaliada a influência da incerteza aleatória na definição dos estados limite de dano, para o cálculo de probabilidade de excedência de determinado estado limite de dano.

- A disposição dos edifícios em alvenaria em meio urbano é particular pela típica partilha de paredes resistentes entre edifícios contíguos, resultando num elevado nível de interacção que se poderá proporcionar entre eles. O procedimento de avaliação do comportamento de edifícios em agregado, proposto neste trabalho, lança as bases de uma avaliação da resposta sísmica do agregado, avaliando o desempenho do conjunto, sem esquecer a contribuição e avaliação de cada edifício constituinte do agregado estrutural;

- O confronto da metodologia mecânica com a metodologia baseada no índice de vulnerabilidade (macrossísmica), fornece bons resultados, no entanto, o ajustamento entre ambas é muito controlado pela incerteza, que é traduzida na dispersão das distribuições de dano produzidas;

- Os modelos mecânicos utilizam, na sua formulação básica, os princípios do método do espectro de capacidade, traduzindo a capacidade estrutural dos edifícios por uma curva de comportamento não linear, constituindo uma vantagem em relação a outras metodologias, por possibilitar, quer a verificação da segurança (avaliação da vulnerabilidade), quer o controlo do desempenho numa perspectiva de dimensionamento das estruturas;

  - A metodologia mecanicista necessita ainda de um estudo mais aprofundado no que diz respeito à sua calibração, recorrendo a estudos paramétricos com uso de técnicas de vulnerabilidade calculada, a ensaios experimentais, modelações matemáticas e ainda a integração de dados estatísticos (vulnerabilidade observada). Acredita-se que os modelos mecânicos, uma vez calibrados, serão claramente uma primeira escolha, mesmo para avaliações de grande escala, apoiados por dados inventariados e especificamente recolhidos, com recurso a uma ferramenta informática que permita uma rápida avaliação;

- A estimativa do número de mortos/feridos e de desalojados foi estabelecida com base num critério empírico definido no trabalho do *Servizio Sismico Nazionale* (SSN), como é o caso de qualquer outro modelo conhecido para este efeito. Os dados e estatísticas pós-sismo revelam-se pouco rigorosos, dificultando o estabelecimento de uma correlação, seja esta associada à severidade da acção, ao nível do dano físico sofrido pelos edifícios ou ainda ao período do dia em que ocorre o evento sísmico.

A avaliação da vulnerabilidade pode ser efectuada a diversas escalas, porém, reconhecendo limitações e possibilidades em cada um deles na definição de prioridades de actuação e intervenção, planeamento de emergência e na avaliação de custos.

9.2.5 Verificação da segurança e análise de estratégias de reforço

Com recurso a modelos numéricos para a simulação do comportamento sísmico dos edifícios é possível conhecer as suas fragilidades e os mecanismos de dano ou colapso mais prováveis, para determinado nível da acção sísmica. Uma vez identificadas estas fragilidades são definidas soluções de reforço, estimando os custos associados e avaliando a eficiência das soluções de reforço sísmico. De seguida, tecem-se algumas considerações finais dos estudos efectuados sobre dois agregados representativos dos edifícios da Baixa de Coimbra, apresentados no Capítulo 8:

- Com as análises numéricas efectuadas neste dois exemplos, mais do que ***avaliar a resposta sísmica,*** pretendeu-se avaliar as alterações mais comuns neste tipo de edifícios antigos que prejudicam a sua segurança sísmica, por exemplo pela redefinição de uso dos edifícios, recorrendo à supressão de paredes resistentes ao nível do piso térreo, acréscimo de pisos, criação de aberturas, substituição de pavimentos e coberturas por soluções em betão armado. Estas situações tornam os edifícios muito mais vulneráveis para além do que já são, nomeadamente ao fenómeno de *soft-storey* como se verifica nas duas análises numéricas realizadas;

- ***Três técnicas de reforço*** foram analisadas em termos de eficiência e custo através da redução das exigências de deformação (fora do plano e no plano das paredes). Entre as três soluções analisadas (passagem de tirantes, consolidação da alvenaria e rigidificação dos diafragmas horizontais), o aumento da rigidez dos diafragmas horizontais no seu plano, evidenciou-se como a melhor solução em termos do binómio, controlo de deformação-custo, melhorando o comportamento global da estrutura, minimizando os efeitos de torção e de movimento das fachadas para fora do seu plano. No entanto, a acção de reforço óptima poderá passar pelo uso combinado das três técnicas estudadas. Pretende-se que estas técnicas sejam conhecidas pelos técnicos envolvidos na reabilitação e reforço, alertando para a sua eficiência e custo;

- O ***programa TREMURI*** de verificação da segurança sísmica das construções antigas, é amplamente utilizado pela comunidade italiana de engenheiros. A modelação baseada em macroelementos (com um limitado número de graus de liberdade), permite o rigor necessário à verificação da segurança das estruturas de alvenaria, sem um esforço computacional associado elevado. A formulação deste macroelemento é baseada tanto em resultados de ensaios experimentais, como na observação de danos pós-sismo de estruturas de alvenaria, que corroboram a efectividade e capacidade deste modelo. Permanece no entanto, uma limitação na modelação dos diafragmas horizontais que são definidos com base em elementos ortotrópicos, que apenas tem a função de distribuição de carga. Presentemente, desenvolvem-se alterações ao programa, possibilitando a substituição por um elemento que permita a definição mais rigorosa da rigidez no plano, considerando uma rigidez distinta em cada direcção, contabilizando de forma mais rigorosa a contribuição destes parâmetros na resposta dos edifícios;

- A ***comparação das curvas de capacidade*** obtidas pela formulação do modelo mecânico e modelo numérico, teve como principal objectivo a definição de coeficientes de correcção que atendam à influência de vários aspectos que podem ser utilizados na calibração de modelos mecânicos simplificados, tais como: irregularidade na distribuição de rigidez das paredes resistentes em planta, irregularidade geométrica em planta e o modo de colapso prevalente. Revela-se ainda, a necessidade de desenvolver um grande número de estudos paramétricos no que diz respeito à definição dos coeficientes de calibração dos modelos mecânicos simplificados;

A nível nacional, não existe nenhum documento com carácter normativo para a definição de uma estratégia de avaliação e verificação da segurança sísmica do edificado. O recente documento italiano, *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* [Linee Guida, 2006], é um excelente exemplo neste âmbito, especialmente pela natureza do documento, que define linhas orientadoras para a

avaliação e mitigação do risco, com referências aos códigos de construção e regulamentos nacionais. Com base na análise do documento italiano, salienta-se para a necessidade de elaboração de um documento desta natureza para o nosso País, que deve compreender os seguintes aspectos:

- Especificar de forma objectiva o procedimento para caracterização das estruturas e tipologias construtivas existentes, com definição de requisitos de avaliação da segurança sísmica e ainda na avaliação do nível de segurança consequente de intervenções de reforço, particularmente para o edificado em alvenaria, uma vez que representa a grande maioria do edificado com valor patrimonial;

- Apresentar procedimentos e modelos de avaliação, com diferentes níveis de profundidade na avaliação da vulnerabilidade, adaptado a diferentes escalas (edifício singular, agregado estrutural, centro urbano, região, país);

- Orientações para as estratégias de intervenção, pela definição dos critérios e técnicas de reforço mais adequadas, correlacionadas com as ferramentas de análise e avaliação da segurança sísmica, de forma a permitir a reavaliação do risco e a quantificação da sua redução após intervenção.

Considera-se que a criação de um documento desta natureza é tão importante como a criação de um enquadramento legal das actividades de planeamento urbano e programas de reabilitação.

9.3 Comentários finais

Apesar do aumento da actividade da reabilitação no sector da construção civil em Portugal, nos últimos 10 anos, não há garantias de um aumento da qualidade das intervenções neste domínio. Este aumento não foi sustentado do ponto de vista do conhecimento técnico e da existência de mão-de-obra especializada, nem de divulgação, sensibilização e regulamentação. Reabilitar e conservar o património edificado é imperativo, uma vez que é um dos nossos maiores valores estratégicos e não pode ser considerado como um problema, mas sim, como um recurso que pode impulsionar um desenvolvimento socioeconómico sustentável do nosso País.

Necessitamos de uma política de gestão do risco, que o avalie, que actue na redução do risco articulado com a implementação de medidas de financiamento. A determinação do risco passa essencialmente pela: i) avaliação da perigosidade, isto é, da probabilidade de ocorrência de eventos sísmicos baseados num

catálogo nacional e distribuição de eventos; ii) avaliação da vulnerabilidade, que implica a inventariação do edificado para consequentemente proceder à avaliação com diferentes metodologias e processos; iii) avaliação dos valores expostos ao risco, com análise de impactos financeiros e humanos. A combinação das três permite a avaliação do risco, que servirá de base à definição de uma política de prevenção, que estará sempre dependente dos decisores políticos.

A comunidade científica continua a fazer o seu papel. Refira-se que nos últimos 5 anos foram realizados 3 encontros importantes em Coimbra, no âmbito da reabilitação urbana. Em Maio de 2003, a Conferência Internacional *"Coimbra: Renovação Urbana da Baixa"*; em Setembro de 2005, a Conferência Internacional *"A imagem dos centros históricos. Bases para a sua salvaguarda. Centro Histórico de Coimbra"*; e, em Novembro de 2007, o Seminário "*Univer(sc)idade, desafios e propostas de uma candidatura a património da humanidade*".

Relativamente à temática da vulnerabilidade e do risco sísmico, no ano de 1999 foi realizado um encontro nacional "*Contribuição para a elaboração de um Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*". Universidades Portuguesas também têm participado em vários projectos nacionais e europeus (destacando-se, a título de exemplo, o projecto LESSLOSS [2007]), comprovando-se que existe um "saber" que precisa de ser ouvido e também desafiado.

As conclusões enunciadas relativamente ao estudo da avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico da Baixa de Coimbra revelam-se preocupantes, quer pelo estado de degradação actual do edificado, quer pela moderada/alta vulnerabilidade apresentada pelo edificado, justificando claramente a necessidade de disseminar procedimentos e metodologias de verificação da segurança sísmica e estrutural dos edifícios antigos. O objectivo, particularmente neste aspecto da avaliação da vulnerabilidade sísmica, não é fomentar correntes alarmistas, mas antes contribuir para o desenvolvimento do conhecimento neste domínio e alertar para a necessidade de realizar acções de reforço sísmico, destes edifícios, nas intervenções de reabilitação.

Considera-se que esta dissertação contribuiu de forma positiva para aumentar o conhecimento sobre a tecnologia construtiva e comportamento sísmico dos edifícios antigos de alvenaria. Urge a necessidade de mais estudos sobre este assunto, nomeadamente a elaboração de legislação específica aplicável, cada vez mais urgente, na resposta ao avançado estado de degradação dos edifícios e na responsabilidade nacional da salvaguarda do nosso património edificado. A intervenção no património edificado tem de deixar de ser um exercício empírico, para passar a ser pautada pelo rigor. A melhor caracterização do binómio "intervenção–risco" deve ser uma exigência, porque apenas assim se conseguem justificar opções e decisões.

9.4 Perspectivas de trabalho futuro

Os estudos realizados permitiram identificar e motivar diversas linhas de desenvolvimento futuro. Indicam-se, de seguida, vários trabalhos que interessa desenvolver, dos quais alguns presentemente já se iniciaram:

- A aplicação da metodologia de avaliação da vulnerabilidade proposta (baseada na determinação do índice, I_v) a outros casos de estudo: algumas zonas da cidade de Aveiro (Bairro do Beira-Mar e Avenida Doutor Lourenço Peixinho), e ao edificado urbano e rural em alvenaria das ilhas do Pico e Faial, do grupo central do Arquipélago dos Açores. Pondera-se ainda a adaptação de alguns outros parâmetros a estes casos de estudo específicos, com o objectivo de obter resultados representativos mais fiáveis;

- Melhorar a abordagem da perigosidade sísmica, pela melhor caracterização da acção sísmica, reflectindo-se na construção dos cenários de dano e de perda;

- O desenvolvimento de índices de vulnerabilidade aplicados a outros níveis, como já perspectivado no Capítulo 6, para avaliar a vulnerabilidade das fachadas e dos quarteirões. Estes outros dois níveis de avaliação são complementares do índice de vulnerabilidade explorado neste trabalho;

- A ferramenta SIG de avaliação de cenários, desenvolvida com o software ArcGis 9.2 [2005], deve ser mais desenvolvida de forma a incluir módulos para permitir: i) a caracterização mais rigorosa da acção sísmica; ii) a análise de sensibilidade, pela edição de dados e estudos paramétricos, melhorando as formulações de avaliação de dano e perda; e, iii) o acesso *on-line* desta aplicação para divulgar a potencialidade deste sistema na gestão do edificado e do risco;

- O confronto das metodologias baseadas em métodos estatísticos e mecanicistas, através da comparação das curvas de fragilidade ou de distribuição de danos, é uma tarefa que se pretende concretizar através de um estudo paramétrico mais exaustivo;

- Na metodologia mecanicista, o estudo da incerteza na definição da curva de capacidade e das curvas de fragilidade, como foi o estudo da determinação do valor de β na definição dos estados limite de dano, foi um primeiro passo. Para aprofundar a influência no modelo mecânico, é essencial a realização de um novo conjunto de estudos paramétricos;

- O número de ensaios mecânicos realizados sobre as paredes de alvenaria *in-situ* (apenas 9) é insuficiente quando se pretende estabelecer relações entre o tipo e qualidade da alvenaria e as grandezas mecânicas estimadas pelos ensaios. Seria importante uma campanha de ensaios mais alargada, estabelecendo critérios prévios relativamente aos locais a ensaiar, ao tipo de alvenaria visualizada, etc., complementando o estudo iniciado, propondo a catalogação de sub-tipos de alvenaria (dimensão das pedras, relação argamassa/pedra, qualidade dos materiais), associando-lhes resultados dos ensaios. A complementaridade com outros ensaios (esclerométricos e sónicos) e a sua correlação com os resultados dos ensaios realizados com recurso a macacos planos é ainda outra acção que seria desejável desenvolver;

- Desenvolvimento de uma campanha de ensaios de caracterização mecânica das alvenarias a acções horizontais.

- Do confronto efectuado entre o modelo numérico e o modelo mecânico, resultou já a proposta de coeficientes de correcção a considerar nos modelos mecânicos, de forma a atender à influência de vários aspectos já mencionados. A sua calibração exige ainda estudos paramétricos para definir e alcançar conclusões mais confortáveis no que diz respeito aos coeficientes de correcção dos modelos mecânicos simplificados;

- No que se refere aos modelos numéricos de agregados estruturais, deverá ser avaliada a possibilidade, por exemplo, de considerar um valor de *drift* último para o elemento bilinear superior ao estabelecido nos critérios de rotura de modo a determinar a condição de colapso, em que mais elementos atingem níveis de dano elevados. Outros critérios serão ainda avaliados, envolvendo a definição de um algoritmo para este efeito;

- Nas modelações numéricas dos agregados, ambas compostas por quatro edifícios, não se estudou isoladamente cada edifício, de forma a perceber melhor o efeito da sua inserção no agregado ou quarteirão, relativamente à formação ou inibição de potenciais mecanismos de colapso, distribuição de forças e exigências de deformação. Seria interessante avaliar o real efeito de algumas hipóteses simplificativas, como são a continuidade das ligações entre pavimentos e paredes e, ainda, a ligação entre paredes ortogonais, no comportamento e resposta global dos edifícios. O desenvolvimento de análises não-lineares dinâmicas, dos mesmos agregados, perspectiva-se como acções para efectuar brevemente, no sentido de confrontar resultados com as análises não-lineares estáticas.

Referências bibliográficas

A

Aguiar, J.; Reis Cabrita, A.M.; Appleton, J. (1989). *Manual de Apoio à Reabilitação dos Edifícios do Bairro Alto*; Câmara Municipal de Lisboa, LNEC.

Aguiar, J.; Reis Cabrita, A.M.; Appleton, J. (1998). *Guião de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais*; Vol. 1 e 2, LNEC, Lisboa.

Aguiar, J. (2001). *Cor e Cidade Histórica: estudos cromáticos e conservação do património*; FAUP, Porto.

Amorim, J. (2002). *Reabilitação de estruturas de madeira em edifícios históricos*; Revista Património-Estudos, IPPAR, pp. 8-13.

Angeletti, P.; Bellina, A.; Guagenti, E.; Moretti, A.; Petrini, V. (1988). *Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results*; Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.

Antoniou, S.; Pinho, R. (2004). *Development and Verification of a Displacement-Based Adaptative Pushover Procedure*; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 5, pp. 643-661.

Apelo de Granada (1976). Apelo sobre a consideração da Arquitectura Rural no Ordenamento do Território, Conselho da Europa.

Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e tecnologias de intervenção*; Edições Orion, 1ª Edição, Setembro.

Arriaga, F. (2002). *Intervencion en estructuras de Madera*; AITIM, Madrid. ISBN 84-87381-24-3.

ArcGis 9.2 (2005). Geographic Information Systems, 310 New York Street, Redlands, 92373-8100, USA, ESRI®.

ASER (2006). *Assessing and Managing Earthquake Risk. Geo-scientific and Engineering Knowledge for Earthquake Risk Mitigation: development, tools, techniques*; Editors: Goula, X.; Oliveira, C.S.; Roca, A.; Springer, ISBN 1-4020-3524-1.

ASHRAE (2004). ASHRAE Standard 55-2004, *Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy*.

ASTM (1991a). *In-situ* compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements, ASTM Standard C 1196-91.

ASTM (1991b). *In-situ* measurement of masonry deformability properties using the flatjack method, ASTM Standard C 1197-91.

ATC-13 (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*; Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC-14 (1987). *Evaluating the seismic resistance of existing buildings*; Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC-21 (1988). *Rapid Visual Screening of building for Potential Seismic Hazards: a Handbook*; Applied Technology Council, FEMA-145, Redwood City, California.

ATC-29-1 (1998). *Proceedings of the seminar on seismic design, retrofit, and performance of nonstructural components*; Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*; Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.

B

Balbi, A.; Galasco, A.; Giovinazzi S.; Lagomarsino S.; Parodi, S. (2004). *Scenario sismico: A tool for the seismic risk anlayses and real time damage scenarios implementation*; Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, 3-8 September, Paper Number: 912.

Barbat, A.H. (2003). *Vulnerability and holistic risk indices from engineering perspective and holistic approach to consider hard and soft variables at the urban level*; IADB/IDEA Program of Indicators for Disaster Risk Management, Universidad Nacional de Colombia, Manizales. http://idea.unalmzl.edu.co (consulta em 2004).

Barbat, A.H.; Pujades, L. (2004). *Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona*; 6ESES. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães. pp. 229-252.

Bastardo, J. (1997). *A reabilitação como estratégia de renovação do parque habitacional do Porto*; Tese de Mestrado, FEUP.

Benedetti, D.; Petrini, V. (1984). *On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure*; The industry of constructions, Vol.18, pp. 66-78.

Bernardini, A.; Giovinazzi, S.; Lagomarsino, S.; Parodi, S. (2007a). *Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98*; ANIDIS, XII Convegno Nazionale l'ingegneria sismica in Italia, 10 a 14 Giugno, Pisa.

Bernardini, A.; Giovinazzi, S.; Lagomarsino, S.; Parodi, S. (2007b). *Matrici di probabilità di danno implicite nella scala EMS-98*; ANIDIS, XII Convegno Nazionale l'ingegneria sismica in Italia, 10 a 14 Giugno, Pisa.

Binda, L.; Saisi, A.; Zanzi, L. (2003). *Sonic tomography and flat-jack tests as complementary investigation procedures for the stone pillars of the temple of S. Nicolo l'Arena (Italy)*; Journal NDT&E International, Vol. 36, pp. 215–227.

BR (2007). Site didáctico: http://www.objetivo.br/portal (consulta em Dezembro de 2007).

Braga, F.; Dolce, M.; Liberatore, D. (1982). *Southern Italy November 23, 1980 earthquake: a statistical study on damage building and an ensuing review of the MSK–76 scale*; Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering. Athens. Greece.

Braga, F.; Dolce, M.; Liberatore, D. (1986). *Assessment of the relationships between macroseismic intensity, type of building and damage, based on the recent Italy earthquake data*; Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisbon. Portugal.

Bramerini, F.; Di Pasquale, G.; Orsini, A.; Pugliese, A.; Romeo, R.; Sabetta, F. (1995). *Rischio sismico del territorio italiano. Proposta per una metodologia e risultati preliminari*; Rapporto tecnico del Servizio Sismico Nazionale, SSN/RT/95/01, Roma.

Bonshor, R.B.; Bonshor, L.L. (1996). *Cracking in Buildings*; British Research Establishment, London, England.

Bruneau, M. (1994). *Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings – a state-of-the-art report*; Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp. 512-539.

C

Caicedo, C.; Barbat, A.H.; Canas, J.A.; Aguiar, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica de edificios*; Monografia CIMNE IS-6. Barcelona.

Calderini, C. (2004). *Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l'analisi di strutture complesse*; Tesi di Dottorato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotécnica, Università degli Studi di Génova.

Calvi, G.M. (1999). *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 411-438.

Calderini, C.; Lagomarsino, S. (2006). *A micromechanical inelastic model for historical masonry*; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. (4), pp. 453-479.

Campos Costa, A. (1993). *A acção dos sismos e o comportamento das estruturas*; Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Porto, Porto.

Campos Costa, A. (2004). *O comportamento sísmico de estruturas e análise de risco sísmico*; Comunicação no Seminário Novos Materiais e Novas Técnicas Construtivas, promovido pela Associação Portuguesa de Seguradores, Lisboa.

Campos Costa, A.; Sousa, M.L.; Carvalho, A.; Coelho, E. (2007). *Seismic risk and mitigation analysis of the metropolitan area of Lisbon*; 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, FEUP, Porto. pp. 3-16.

Candeias, P.; Campos Costa, A.; Massena, B.; Coelho, E. (2004). *Shake table tests of reduced 1:3 scale models of four-storey unrienforced masonry buildings*; 13WCEE. Vancouver, Canada.

Cardona, O.D. (2001). *Estimación holisitica del riesgo sísmico utilizando sistemas dinâmicos complejos. Universidade Politécnica de Cataluña*; PhD thesis, Barcelona, Spain.

Cardoso, R. (2002*). Vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria – Aplicação a um edifício pombalino*; Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas. IST, UTL, Lisboa.

Carta de Atenas (1931). Assembléia do CIAM – Congresso Internacional de Arquitectura Moderna, Atenas.

Carta de Veneza (1964). II Congresso Internacional de Arquitectos e Técnicos de Monumentos Históricos, Veneza, Maio. Aprovada pelo ICOMOS – Conselho Internacional de Monumentos e Sítios.

Carta de Restauro (1972). Ministério de Instrução Pública, Governo de Itália, Circular nº117 de 6 de Abril.

Carta de Amesterdão (1975). Carta europeia do património arquitectónico, Amesterdão, Outubro.

Carta de Machu Picchu (1977). Encontro Internacional de Arquitectos, Dezembro.

Carta de Burra (1980). Carta para a Conservação de Lugares de Significado Cultural, ICOMOS, Austrália.

Carta de Florença (1981). Carta sobre a Salvaguarda dos Jardins Históricos, ICOMOS/IFLA, 21 de Maio.

Carta de Washington (1987). Carta Internacional para a Salvaguarda das Cidades Históricas, ICOMOS, Outubro.

Carta de Petrópolis (1987). 1º Seminário Brasileiro para Preservação e Revitalização de Centros Históricos, Petrópolis.

Carta de Lausanne (1990). Carta para a protecção e a gestão do património arqueológico, ICOMOS / ICAHM, Lausanne.

Carta de Nara (1994). Conferência sobre autenticidade em relação à convenção do Património Mundial/ UNESCO, ICCROM, ICOMOS, Novembro.

Carta de Cracóvia (2000). Princípios para a Conservação e Restauro de Património Construído.

Carvalho, E.; Oliveira, C.S. (1999). *Construção anti-sísmica. Edifícios de pequeno porte*; ICT-Informação Técnica. Estruturas. DIT 13. LNEC, Lisboa.

Carvalho, E. (2007). *Mitigação do risco sísmico em Portugal. O papel do LNEC*; Encontro sobre redução da vulnerabilidade sísmica do edificado em Portugal. Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica e GECoRPA.

Carvalho, E. (2007). *Anexo Nacional do Eurocódigo 8. Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal*; 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, FEUP, Porto. pp. 47-62.

Catania (2000). Faccioli, E.; Pessina, V. (Editors). *The Catania Project, Earthquake damage scenarios for a high risk area in the Mediterranean*; CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, pp. 225, Rome, Italy.

Cattari, S.; Curti, E.; Giovinazzi, S.; Lagomarsino, S.; Parodi, S.; Penna, A. (2004). *A mechanical model for the vulnerability assessment and damage scenario of masonry buildings at urban scale*; Proceedings of the 11th Italian conference on earthquake engineering. Genoa, Italy.

CEN (2001). Eurocode 1: Actions on structures. Part 1 - EN 1991-1-1 Densities, self-weight and imposed loads for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

CEN (2004). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

CEN (2005). Eurocode 6: Part 1-1 – General Rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry, European Committee for Standardisation, Brussels.

Clough, R.W.; Penzien, J. (1997). *Dynamics of Structures*; McGraw-Hill, U.S.A., 2nd Edition (1993).

Chávez, J. (1998). *Evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico a escala regional: Aplicación a Cataluña*; Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. UPC. Barcelona. España.

Chopra, A.K.; Goel, R.K. (1999). *Capacity-Demand-Diagram methods based on inelastic spectrum*; Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 4, pp. 637-656.

CMB (1980). *Beja, Centro Histórico – Plano de Salvaguarda e Recuperação*; FADEPA, Câmara Municipal de Beja.

CMC (2003a). Protocolo entre o Pelouro da Habitação/Câmara Municipal de Coimbra e a Universidade de Coimbra.

CMC (2003b). *Processo de Recuperação, Renovação Urbana e Social da Baixa de Coimbra*; Município de Coimbra, Câmara Municipal de Coimbra, Departamento de Habitação.

CMC (2007). Gabinete técnico local da Covilhã – Zona Histórica, http://www.cm-covilha.pt/ (consulta em Setembro de 2007).

CME (2007). Políticas de Conservação e Gestão do Centro Histórico de Évora, http://www.cm-evora.pt/zc_chistorico.htm, (consulta em Setembro de 2007).

CML (2000). *Conservação e Reabilitação Urbana, Uma nova cultura de cidade*; Vol. 1, Câmara Municipal de Lisboa.

CML (2005). *Conservação e Reabilitação Urbana, Práticas Autárquicas*; Vol. 2, Câmara Municipal de Lisboa.

CMP (1998). *Porto Património Mundial, Processo de Candidatura do Centro Histórico do Porto à UNESCO*; Livro II, Câmara Municipal do Porto.

CMP (1999). *Projecto Piloto Urbano da Sé. Relatório Final*; Câmara Municipal do Porto.

Coburn, A.W.; Spence, R.; Pomodis, A. (1992). *Factors determining human casualty levels in earthquakes: Mortality prediction in building collapse*; 10WCEE. Madrid. pp. 5989-5994.

Coburn, A.W.; Spence, R. (2002*). Earthquake Protection*; John Wiley & Sons Ltd., Chichester, England.

Coelho, A.L. (2003). *A conservação e reabilitação de edifcios na perspectiva da segurança contra incêndios*; 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. vol 2. LNEC, pp. 795-802.

Cóias, V.; Lourenço, P.B. (1998). *Survey and assessment of Portuguese heritage using non-destructive methods, in view of its seismic rehabilitation*; Monument 98 – Seismic Performance of Monuments, Lisboa, pp. 157-166.

Cóias, V. (2004). *Guia Prático para a Conservação de Imóveis*; Publicações Dom Quixote, ISBN 972-20-2184-2.

Cóias, V. (2006). *Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*; Instituto Superior Técnico, IST Press, ISBN 972-8469-53-5.

Combescure, D.; Guéguen, P.; Lebrun, B. (2005). *Vulnérabilité sismique du bâti existant: approche d'ensemble*. Cahier technique AFPS, No. 25, pp. 121 (em francês).

Compromisso de Brasília (1970). I Encontro dos Governadores de Estado, Secretários Estaduais da Área Cultural, Prefeitos de Municípios Interessados, Presidentes e Representantes de Instituições Culturais, Abril.

Compromisso de Salvador (1971). II Encontro de Governadores para Preservação do Património Histórico, Artístico, Arqueológico e Natural do Brasil Ministério da Educação e Cultura IPHAN - Instituto do Património Histórico e Artístico Nacional, Outubro.

Convenção de Granada (1985). Convenção para a Salvaguarda do Património Arquitectónico da Europa, 3 de Outubro.

Convenção de Haia (1954). Acta final da conferência intergovernamental sobre a protecção dos bens culturais em caso de conflito armado, UNESCO, 14 de Maio, Haia.

Convenção de Paris (1954). Convenção Cultural Europeia, Conselho da Europa, 19 de Dezembro, Paris.

Convenção de Paris (1972). Convenção sobre a Protecção do Património Mundial, Cultural e Natural. Aprovada pela Conferência Geral da UNESCO em sua 17ª reunião, Paris, 16 de Novembro.

Corsanego, A.; e Petrini, V. (1990). *Seismic vulnerability of buildings*. Proceedings of the SEISMED 3, Trieste, Italy.

Costa, C. (2002a). *Análise do comportamento da Ponte da Lagoncinha sob acção do tráfego rodoviário*; Tese de Mestrado em Estruturas, FEUP, Porto.

Costa, A., (2002b). *Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores*; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 31, pp. 1361-1382.

Costa, A.; Silva, A.; Costa, B.; Guedes, J.; Arêde, A. (2005). *Experimental assessment of the structural behaviour of a masonry wall under horizontal cyclic load*. 1st US-Portugal International Workshop - Grand challenges in earthquake engineering, Lamego, Portugal.

CRUARB (2000). *Porto Património Mundial, 25 anos de Reabilitação Urbana, As intervenções de 1974 a 2000*; Gabinete para a Renovação Urbana do Centro Histórico do Porto.

Cruz, H.; Machado, J.S.; Nunes, L. (2007). Comunicação 82. *Inspecção e avaliação de estruturas de madeira*; 2ª Edicão. LNEC, Lisboa, pp. 10. ISBN 978-972-49-1903-4.

D

D'Ayala, D.; Spence, R.; Oliveira, C.S.; Pomonis, A. (1997). *Earthquake loss estimation for Europe´s historic town centres*. Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 4.

D'Ayala, D. (2004). *Correlation of fragilty curves for vernacular building types: Houses in Lapitur, Nepal and Istanbul, Turkey*; Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper 485.

DC (2006). Diário de Coimbra. Edição de 2 de Dezembro de 2006.

DE (2008). Diário Económico. Edição de 21 de Janeiro de 2008.

De Felice, G.; Gianinni, R. (2001). *Out-of-plane seismic resistance of Masonry walls*; Journal of earthquake engineering, Vol. 5, No. 2, pp. 253-271.

Declaração de Nairobi (1982). Assembleia Mundial dos Estados, UNEP – Organização das Nações para o Meio Ambiente, 10 a 18 de Maio, Quénia.

Declaração de Tlaxcala/México (1982). III Colóquio Inter-americano sobre a Conservação do Património Monumental. "*Revitalização das Pequenas Aglomerações*" – México / ICOMOS – Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, Outubro.

Declaração do México (1985). Conferência Mundial sobre as Políticas Culturais / ICOMOS – Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, México.

Di Pasquale, G.; Goretti, A. (2001). *Economic and functional vulnerability of residential buildings stricken by Italian recent seismic events*; Proceedings of the 10th Italian national conference on earthquake engineering (em Italiano).

D.M. (1981). Decreto ministero dei lavori pubblici di 2 de luglio 1981. Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nell regione Basilicata, Campania e Puglia.

D.M. (1996). Decreto Ministeraili di 16 Gennaio 1996. Norme tecniche per le construzioni in zone sismiche. Il ministro dei lavori pubblici di concerto con il ministro dell'interno.

Dolce, M.; Kappos, A.; Zuccaro, G.; Coburn, A.W. (1994). Report of the EAEE working group 3: Vulnerability and risk analysis; Technical Report 10th European Conference on Earthquake Engineering, Viena, No. 4, pp. 3049-3077.

Dolce, M.; Marino, M.; Masi, A.; Vona, M. (2000). *Seismic vulnerability analysis and damage scenarios of Potenza*; International workshop on seismic risk and earthquake damage scenarios of Potenza.

Dolce, M.; Kappos, A.; Masi, A.; Penelis, G.; Vona, M. (2005). *Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologies*; Elsevier, Engineering Structures, Vol. 28, pp. 357-371.

E

EERI (2000). *Financial managment on earthquake risk*; EERI Endowment Subcommitee on Financial Risk Management.

EN771-6 (2001). *Specification for masonry units. Natural stone masonry unit;* European Standard.

EuroConstruct (2006). Europe´s leading construction business research group, http://www.euroconstruct.org/. (consulta em Dezembro de 2007).

EURORISK (2007). *The Eurorisk-Preview project: earthquake prone areas monitored by means of ENVISAT and ERS data*; Geophysical Research Abstracts, vol. 9, 04981, SRef-ID: 1607-7962/gra/EGU2007-A-0498. European Geosciences Union 2007.

F

Fajfar, P. (1999). *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 979-993.

Fajfar, P. (2000). *A non linear analysis method for performance-based seismic design*; Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3, pp. 573-591.

FEMA 154 (1988). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential seismic Hazards: A Handbook*; Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C.

FEMA 155 (1988). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential seismic Hazards: Supporting Documentatio*n; Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C.

FEMA 178 (1992). *NEHRP handbook for the seismic evaluation of existing buildings*; Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

FEMA 273 (1996). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*; Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

FEMA 274 (1996). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*; Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

FEMA 310 (1998). *NEHRP handbook for the seismic evaluation of existing buildings – a Prestandard*; Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

FEMA 306 (1999). *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedeures Manual*; Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

FEMA 308 (1999). *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Technical Resources*; Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

FEMA-356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*; American Society of Civil Engineers and Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Freeman, S.A. (1998). *The Capacity Spectrum Method*; Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.

G

Galasco, A.; Lagomarsino, S.; Penna, A. (2004). *Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures*; Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

Galasco, A. (2005). *Analisi Sismica Degli Edifici In Muratura*; PhD thesis, Università degli Studi di Genova, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica.

Gambarotta, L.; Lagomarsino, S. (1997). *Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part II: The Continuum Model and Its Applications*; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 441-463.

GECoRPA (2000). *Estruturas de Madeira, Reabilitação e Inovação*; Edição GECoRPA, Setembro.

GeoSIG (1999). GeoSIG GSR 12/16/18 Operation Manual, Switzerland.

Giovinazzi, S.; Lagomarsino S. (2004). *A Macroseismic Model for the vulnerability assessment of buildings*; 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada.

Giovinazzi, S. (2005). *The vulnerability assessment and damage scenario in seismic risk analysis*; PhD Thesis, International doctorate, University of Florence, Technical University of Carolo-Wilhelmina.

GMG (1980). *Guimarães Cidade Património Mundial. Um Objectivo Estratégico*; Gabinete Municipal de Guimarães, Gabinete Técnico Local.

GNDT-SSN (1994). *Scheda di esposizione e vulnerabilità e di rilevamento danni di primo livello e secondo livello (muratura e cemento armato)*; Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma.

Gomes, C. (2005). *Modos de vida nas cidades e processos de reabilitação urbana. O caso da Baixa de Coimbra*; Dissertação de Licenciatura em Sociologia, Faculdade de Economia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

González, J.R.A. (2003). *Introducción al studio de la vulnerabilidade sísmica de los edifícios históricos de Granada*.

Grimaz, S.; Meroni, F.; Petrini, V.; Tomasoni, R.; Zonno, G. (1996). *Il ruolo dei dati di danneggiamento del terremoto del Friuli nello studio di modelli di vulnerabilità sísmica degli edifici in muratura*; La Scienza e i Terremoti. Analisi e prospettive dal' esperienza del Friuli, 1976-1996. Atti del Convegno, Udine, 14-15 Novembro.

Grünthal, G. (1998). *European Macroseismic Scale*; Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg. Vol. 15.

Guagenti, E. ; Petrini V. (1989). *Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità*; Proceedings of the 4th Italian Conference on Earthquake Engineering, Milano, Vol. I, pp. 145-153.

H

Haldar, A.; Mahadevan, S. (1999). *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*; Edition - November, 304 Pages, Hardcover, ISBN-13: 978-0-471-33119-3 - John Wiley & Sons.

HAZUS (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology - Technical and User Manuals*; Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Hendry, A.W.; Sinha, B.P.; Davies, S.R. (1997). *Design of Masonry Structures*; Third edition of Load Bearing Brickwork Design.

I

ICOMOS (1976). International Scientific Committee on Cultural Tourism, Charter on Cultural Tourism, Novembro.

ICOMOS (2003). International Council on Monuments and Sites – Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage, Ratified by the ICOMOS 14th General Assembly, in Victoria Falls, Zimbabwe.

IDAD (2003). *Estudo de impacte ambiental do Metropolitano ligeiro do Mondego*; Instituto do Ambiente e Desenvolvimento, Universidade de Aveiro.

IM (2004). Instituto de Meteorologia. Lisboa. http://www.meteo.pt/Sismologia/default.htm/. (consulta em Dezembro de 2007).

INE (2003). Instituto Nacional de Estatística, CENSOS 2001, Serviço de informação online do INE, http://www.ine.pt/censos2001/censos.asp. (consulta em Dezembro de 2004).

IPN (2003). Relatório de ensaios de uma campanha complementar de prospecção geotécnica, tendo como objectivo a identificação e caracterização geológico-geotécnica das formações ocorrentes, no âmbito do programa de ensaios sísmicos do tipo“ CROSS HOLE “, no Corredor do Metropolitano Ligeiro do Mondego, entre a Av. Fernão Magalhães e a Praça 8 de Maio, por adjudicação da Metro-Mondego S,A.

IPPAR (2005). Instituto Português de Património Arquitectónico, http://www.ippar.pt/patrimonio/mundial. (consulta em Abril de 2006).

ISTAT (1991). 13th General Census of the Population 1991 - Data on the structural characteristics, of the population and housing (Rome).

ISO 13822 (2001). – Basis for design of structures – Assessment of existing structures, Switzerland, 35 pages, 2003.

J

JESSICA (2007). *Joint European Support for Sustainable Investment in City Areas*; Fundos e programas de apoio para o período 2007-2013. Comissão Europeia em cooperação com o Banco Europeu de Investimento (EIB) e o Conselho do Banco Europeu para o Desenvolvimento (CEB), http://www.2007-2013.eu/initative_jessica.php. (consulta em Janeiro de 2008).

K

Kennedy, R.P.; Cornell, C.A.; Campbell, R.L.; Kaplan, S.; Perla, H.F. (1980). *Probabilistic Seismic Safety of an Existing Nuclear Power Plant*; Nuclear Engineering and Design, Vol. 59, No. 2, pp. 315-38.

Kircher, C.A.; Aladdin A.N.; Onder, K.; Holmes, W.T. (1997). *Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation*; Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 4, (Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute).

Klir, G.J.; Yuan, B. (1995). *Fuzzy Sets and Fuzzy Logic -Theory and Applications*; Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.

L

Lagomarsino, S.; Pagnini, L.C. (1994). *Criteria for modelling and predicting dynamic parameters of buildings*; University of Genova, Italy.

Lagomarsino, S.; Giovinazzi, S. (2006). *Macroseismic and mechanical models for the vulnerability assessment of current buildings*; Bull Earthquake Eng. DOI 10.1007/s10518-006-9024-z.

Lagomarsino, S. (2007). *Seismic vulnerability and interventions in historical centres*; Intervenção no Seminário UNIVER(SC)IDADE desafios e propostas de uma candidatura a património da humanidade, 29-30 de Novembro, Coimbra.

Lang. K. (2002). *Seismic Vulnerabibility of Existing Buildings*; ETH PhD dissertation No. 14446.

Leitão, L.A. (1896). *Curso Elementar de Construcções*; Escola Central da Mesma Arma, Imprensa Nacional.

LESSLOSS (2007). *European Research Project for Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides (2004-2007)*; Website: http://www.lessloss.org/main/index.php (consulta em Dezembro de 2006).

Lichfield, D. (1992). *Urban Regeneration for the 1990´s*; London Planning Advisory Committee, London.

Linee Guida (2006). *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*; Dipartimento della Protezione Civile e il Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici.

Lourenço, P.B. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures*; Ph.D. Dissertation, Delft University Press, The Netherlands.

Lourenço, P.B.; Rots, J.G. (1997). *Multisurface interface model for analysis of masonry structures*; Journal of engineerings mechanics, ASCE, Vol. 123, No. 7, pp. 660-668.

Lourenço, P.; Gregorczyk, P. (2003). *Review on Flat-Jack Testing*; Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, No. 9, Guimarães.

Luz (2006). Luz, P.F.C. *Regime excepcional de reabilitação urbana e programa REHABILITA*; II Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, PATORREB 2006. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 20-21 de Março, Porto.

LXF (2004). Revista LXF, Lisboa Futura, No. 03, Dezembro.

M

Macchi, G. (1997*). Inspection methods and Technologies*; ISMES, Italy, Bergamo.

Macchi, G. (2005). *Short Course on Structural Assessment of Heritage Buildings*; Rose School, Pavia, 3th to 7th October.

Magenes, G.; Calvi, G.M. (1997). *In-plane seismic response of brick masonry walls*; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 26.

Magenes, G. (2001). *Considerazioni sulla modellazione della risposta di elementi murari e di pareti ad azioni nel piano*; in Magenes et al. (eds.), Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura, CNR-GNDT, Roma.

Margottini, C.; Molin, D.; Narcisi, B.; Serva, L. (1992). *Intensity versus ground motion: a new approach using Italian data*; Engineering Geology, Vol. 33, pp. 45-48.

Mascarenhas, J.M. (2002). *Técnicas tradicionais de construção de alvenarias. A literatura técnica de 1750 a 1900 e o seu contributo para a conservação de edifícios históricos*; Livros Horizonte, ISBN 972-24-1234-5.

Masure, Ph. (2000). *L'expert, le politique et opinione publique face aux risques naturels*; 5e Colloque transfrontalier CLUSE Risques majeurs: perception, globalisation et management. Université de Genève, Suisse.

MATC (1998). *Manual de Aplicação de Telhas Cerâmicas*; Associação Portuguesa de Industriais da Cerâmica de Construção, Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro, Instituto da Construção, pp. 160, Coimbra.

Mateus, T. (2007). Memória 179. *Bases para o dimensionamento de estruturas de madeira*; 3ª Ed. LNEC, Lisboa, pp. 326. ISBN 978-972-49-0358-3.

Mathsoft (2004). MathCad v.13.0, Waterloo Maple Software, www.mathsoft.com.

MATH (2004). *Sobre Desenvolvimentos em Séries de Potências, Séries de Taylor e Fórmula de Taylor*; Pedro Lopes, Departamento de Matemática, Instituto Superior Técnico, 1º. Semestre 2004/2005.

McGuire, R. K. (2004). *Seismic Hazard and risk analysis*; EERI Monography, Earthquake Engineering research Institute.

Medvedev, J. (1962). *Engineering Seismology*; Academia Nauk Press. Moscow.

Medvedev, J. (1977). *Seismic Intensity Scale M.S.K.-76*; Publ. Inst. Geophys. Pol. Acad. Sc. Warsaw, A-6 (117).

Meroni, F.; Grimaz, S.; Petrini, V.; Zonno, G. (2001). *Seismic vulnerability curves: the italian experience*; Earthquake Spectra - EERI, Oakland, California.

Menezes, M. (1994). *Ecologia Social e Reabilitação Urbana*; Curso de Introdução à Reabilitação Urbana, ICT, ITECS 26, LNEC.

Menezes, M.; Tavares, M.L. (2003). *Salvaguarda da imagem da cidade histórica e dinamização do património urbano*; Conferência 6ª Cidade Revelada – Património Histórico, Arquitectura e Turismo, Itajaí, Santa Catarina, Brasil, Novembro.

Menezes, M. (2004). *Levantamento social para projectos de reabilitação urbana*; Conferência Metodologias de Diagnóstico em Reabilitação Urbana, Lisboa, Fevereiro.

Microsoft Access (2003). Microsoft Office. Copyright Microsoft®, One Microsoft Way, Redmond, Washington 98052-6399, E.U.A.

Microsoft Visual Basic Suite (2003). Copyright Microsoft®, One Microsoft Way, Redmond, Washington 98052-6399, E.U.A.

Milutinovic Z. V.; Trendafiloski G. S. (2003). WP4: *Vulnerability of current buildings. Risk-UE Project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications;* http://www.risk-ue.net. (consulta em Dezembro de 2006).

Miranda, E. ; Bertero, V. (1994). *Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design*; Earthquake Spectra, Vol. 10, pp. 357-379.

Molise (2002). *Mitigazione del rischio sísmico dei centri storici e degli edifici di culto dell'area del'Matese nella Regione Molise, Itália*. GNDT-SSN ed Comune di Molise.

MOPTH (2004*). O Sector da Habitação no ano 2003*; Ministério das Obras Publicas, Transportes e Habitação, Lisboa, Janeiro.

Mouroux, P.; Bertrand, E.; Bour, M.; Le Brun, B.; Depinois, S.; Masure, P. (2004). *The European RISK-UE project: an advanced approach to earthquake risk scenarios*; Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering. Paper 3329, Vancouver, B.C., Canada.

MRRP (2001). Blasi, C.; Borri, A.; Di Pasquale, S.; Malesani, P.; Nigro, G.; Parducci, A.; Tampone, G. *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici*; Tipografia del Génio Civile, ISBN 88-7722-460-6.

Murphy J.R.; O' Brien L.J. (1977). *The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters*; Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 67, pp. 877-915.

N

Newman, A. (2001). *Structural Renovation of Buildings, Methods, Details, and Design Examples*; McGraw-Hill, ISBN 0-07-047162-2.

NISEE (2006). National Information Service for Earthquake Engineering, http://nisee.berkeley.edu/ (consulta em 2006)

Noland, J.L.; Atkinson, R.H.; Schuller, M.P. (1990). *A review of the flat-jack method for nondestructive evaluation*; Proceedings Nondestructive evaluation of civil structures and materials, Boulder, USA, 1990.

Normas de Quito (1967). Reunião sobre conservação e utilização de monumentos e lugares de interesse histórico e artístico da OEA – Organização dos Estados Americanos, Dezembro.

NRAU (2005). Novo Regime do Arrendamento Urbano, Lei nº 6/2006, de 27 de Fevereiro.

NS (2008). Artigo de investigação da Revista Notícias Sábado, texto de: Alexandre Correia, 23 de Fevereiro.

O

Oliveira, C.S.; Campos Costa, A.; Sousa Forjaz, V.H.; Nunes, J.C. (1990). *Seismic hazard analysis in zones of time and space interdependence: Na application to São Miguel Island, Azores;* Natural Hazards, Vol. 3, pp. 15-29.

Oliveira, C.S.; Azevedo, J.; Delgado, R.; Costa, A.; Costa, A.C. (1995). *O sismo de Northridge Los Angeles de 17 de Janeiro de 1994 – Ensinamentos para Portugal*; Edição conjunta do Instituto da Construção - IST e Instituto da Construção – FEUP. ISBN 972-96892-2, Dezembro.

Oliveira, C.S.; Sousa, M.L.; Campos Costa, A. (1999). *Contribuição para a revisão da acção sísmica em Portugal Continental no contexto do Eurocódigo 8*; 4ESES. Faro, pp. 153-164.

Oliveira, C.S. (2003). *Seismic Vulnerability of Historical Constructions: A Contribution*; Bulletin of Earthquake Engineering Vol. 1, pp. 37–82.

OPCM 3274 (2003). Ordinance PCM 3274 of 20/03/2003 with modifications of the OPCM 3431 of 03/05/05. Primi elementi in material di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica.

OPCM 3431 (2005). *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.3274 del 20/3/2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica' Suppl. ord. n.85 alla G.U. n.107 del 10/5/2005.*

OPS. (1993). *Mitigación de desastres en las instalaciones de salud. Evaluación y reducción de la vulnerabilidad física y funcional*; Organización Panamericana de la Salud. (quatro volumes). Washington, D.C.

Ortigia (2000). Giuffrè. A. (eds.) *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici Il caso Ortigia*; Editore Laterza & Figli Spa, Rome-Bari.

Oxley, R. (2003). *Survey and Repair of Traditional Buildings, A Sustainable Approach*; Donhead publishing, ISBN 1-873394-50-0.

P

Pagaimo, F. (2004). *Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas: Caso de estudo da vila histórica de Tentúgal*; Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra. (disponível em www.civil.uminho.pt/masonry).

Paiva, J.V. (2007). *A investigação em reabilitação e o LNEC*; Intervenção no Seminário "*Univer(sc)idade - desafios e propostas de uma Candidatura a Património da Humanidade*", Coimbra, 29-30 de Novembro.

Peixoto, P. (2006). *O passado ainda não começou. Funções e estatutos dos centros históricos no contexto urbano português*; Tese de Doutoramento, Faculdade de Economia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Penna, A. (2002). *A macro-element procedure for the non-linear dynamic analysis of masonry buildings;* Ph.D. Disseration, Politecnico de Milano, Italy (em Italiano).

PEPUCB (2003). *Plano Estratégico e Plano de Urbanização da Cidade de Coimbra*, Câmara Municipal de Coimbra, Coimbra.

PER (1993). Programa Especial de Realojamento nas Áreas Metropolitanas de Lisboa e Porto, Decreto Lei nº 163/93, de 7 de Maio, alterado pelo Decreto-Lei nº 271/2003, de 28 de Outubro.

Pereira da Costa, F. (1955). *Enciclopédia Prática da Construção Civil*; Edição do Autor, Depositária, Portugália Editora, Lisboa.

Pereira, S.M.S. (2005). *Manual de Reabilitação, Entendimento, Sensibilização e Divulgação das intervenções no centro histórico*; Prova Final de Licenciatura em Arquitectura no Departamento de Arquitectura da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Fevereiro.

Pinho, F.S. (2000). *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*; Colecção Edifícios, LNEC, Edição 2000.

Pinto, S. (2006). *Análise formal: Recursos, Princípios e Métodos. Subsídios metodológicos para o conhecimento da cidade portuguesa*; Tese de Mestrado em Arquitectura, Território e Memória, Departamento de Arquitectura da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

PRAUD (1988). Programa de Recuperação de Áreas Urbanas Degradadas; Despacho nº 1/88, Secretário de Estado da Administração Local e do Ordenamento do Território, de 05 de Janeiro, publicado no D.R. n.º 16, II Série, de 20 de Janeiro de 1988.

PRID (1976). Programa de Recuperação a Imóveis Degradados, Decreto-Lei 704/76 de 30 de Setembro.

PUB (2006). Jornal Público. Edição de 10 de Dezembro de 2006.

P4ECC (2000). Proceedings of the 4th European Commission Conference*, Research for protection, conservation and enhancement of cultural heritage: Opportunities for European enterprises*; Strasbourg, France, 22-24 of November.

R

Rad, F.N.; McCormack, T.C. (1996). *A methodology for estimating earthquake losses for buildings in urban areas*; 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1776, Acapulco, Mexico.

Recomendação de Paris (1968). Recomendações sobre a conservação dos bens culturais ameaçados pela execução de obras públicas ou privadas. A Conferência Geral da Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura, em sua 15ª sessão, Paris, 15 de Outubro a 20 de Novembro.

Recomendação de Nairobi (1976). 19ª Sessão UNESCO - Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura. Recomendação sobre a Salvaguarda dos Conjuntos Históricos ou Tradicionais e do seu contributo para a vida contemporânea, UNESCO, Nairobi, 26 de Novembro.

RECRIA (1996). Decreto-Lei nº 329-C/2000, de 22 de Dezembro (suplemento) – Altera o Regime Especial de Comparticipação na Recuperação de Imóveis Arrendados. Revoga o Decreto-Lei nº 197/92, de 22 de Setembro e 104/96, de 31 de Julho.

RECRIPH (1996). Regime Especial de Comparticipação e Financiamento na Recuperação de Prédios Urbanos em Regime de Propriedade Horizontal, Decreto-Lei nº 106/96 de 31 de Julho.

REHABITA (1996). Regime de Apoio à Recuperação Habitacional em Áreas Urbanas Antigas, REHABITA, Decreto-Lei nº105/96 de 31 de Julho.

Resolução de São Domingos (1974). I Seminário Inter Americano sobre as experiências na conservação e restauro do património monumental dos períodos colonial e republicano, Dezembro.

Resolução 813 (1983). Resolução relativa à Arquitectura Contemporânea - Conselho da Europa, 23 de Novembro, 1983.

RGEU (1951). Regulamento Geral das Edificações Urbanas, Decreto-Lei nº38:382, de 7 de Agosto de 1951. Imprensa Nacional, Casa da Moeda.

RILEM Draft Reccomendations TC 76-LUM (1988). *General Recommendations for Methods of Testing Load-Bearing Unit Masonry*; Materials and Structures, Vol. 21, No.123, pp. 229-231.

RILEM, LUM.D.2 (1990a). *In-situ* stress tests on masonry based on the flat jack.

RILEM LUM.D.3 (1990b), *In-situ* strength/elasticity tests on masonry based on the flat jack.

RISK-UE Project (2004). *An advanced approach to earthquake risk scenarios, with applications to different European cities*; Website: http://www.risk-ue.net. (consulta em Dezembro de 2006).

Roberts, P.; Sykes, H. (2000). *Urban Regeneration. A Handbook*; Edited by the British Urban Regeneration Association, ISBN 0-7619-6716-8.

Robson, P. (1999). *Structural Repair of Traditional Buildings*; Donhead publishing, ISBN 1-873394-40-3.

Roque, J. (2002). *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*; Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil.

Robot Office (2004). Robot Millennium v17.5®, Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures, Robot Office, 2004.

RSA (1983). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio e Decreto-Lei nº 357/85 de 2 de Setembro. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa.

RSCIEH (1994). Regulamento de Segurança Contra Riscos de Incêndio em Edifícios de Habitação, Decreto-Lei nº64/90, de 21 de Fevereiro.

S

Sandi, H.; Dolce, M.; Coburn, A.W.; Goschy, B. (1990). *EEAE Working Group on Vulnerability and Risk Analysis;* Report on the 9th ECEE. Proceedings of the 9th ECEE, Moscow.

Sandi, H.; Floricel, I. (1995). *Analysis of seismic risk affecting the existing IX building stock*; Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 1105-1110.

Santos, A. (2003). *A iluminação natural na perspectiva da reabilitação dos edifícios*; III Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Vol 2. LNEC, pp. 1125-1234.

SERGISAI (2000). ENV4-CT96-0279 - *Seismic Risk evaluation through integrated use of Geographical Information Systems and Artificial Intelligence techniques - SERGISAI*; Proceedings of the meeting on "Tools for planning in seismic areas: integrated approaches and data availability - Dissemination workshop of the E.C. Project SERGISAI. SEISMODOC, Brussels, Belgium, May 3rd, edited by Maria Yeroyanni, Claudio Margottini and Gaetano Zonno, European Commission Volume.

Shibata, A.; Sozen, M.A. (1976). *Substitute-structure method for seismic design in R/C*; Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, ST1, pp. 1-18.

SOLARH (2001). Programa de Solidariedade e Apoio à Recuperação de Habitação, Decreto-Lei n.º 39/2001 de 9 de Fevereiro.

Solari, G. (1997). *Wind-excited response of structures with uncertain parameters*; Probabilistic Engineering Mechanics, vol. 12, No. 2, pp. 75-87, Elsevier Science, Oxford.

Sousa, M.L. (2006). *Risco sísmico em Portugal Continenal*; Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o IST e o LNEC, Julho, Lisboa.

Spence, R.; Bommer J.; Del Re D.; Bird J.; Aydinoglu N.; Tabuchi S. (2003). *Comparison Loss Estimation with Observed Damage: A study of the 1999 Kocaceli Earthquake in Turkey*; Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 83-113.

Speranza, E. (2003). *An integrated method for the assessment of the seismic vulnerability of historic buildings*; PhD thesis. University of Bath.

SRU (2004). Sociedades de Reabilitação Urbana, Dec-Lei nº104/2004 de 7 de Maio.

Stöhr, W. (1992). *Regional policy at the crossroads: na overview*, in Regional Policy at the Crossroads: European Perspectives; Albrechts, L., Moulaert, F., Roberts, P. and Swyngedlouw, E. (eds). Jessica Kinsgley, London.

Swallow, P.; Dallas, R.; Jackson, S.; Watt, D. (2004). *Measurment and Recording of Historic Buildings*; Second Edition, Donhead publishing, ISBN 1-873394-62-4.

T

T.T (1962). Farinha, J.S.B. *Tabelas Técnicas*; 5ª Edição, Revista da Associação dos Estudantes do I.S.T, Lisboa.

T.T (1998). Farinha, J.S.B.; Reis, A.C. *Tabelas Técnicas*; Edições Técnicas E.T.L.

Taylor, J. (1997). *City Strategy, Town Planning*; Vol. 62, Winter, pp.17-18.

Teixeira, G.; Cunha Belém, M. (1998). *Diálogos de Edificação Estudo de técnicas tradicionais de construção*; CRAT – Centro Regional de Artes Tradicionais.

Teves Costa, P.; Viegas, G. (2004). *Estudo da perigosidade sísmica na região do Vale Inferior do Tejo*; 4ª Assembleia Luso-Espanhola de Geodesia e Geofísica, Figueira da Foz.

Tiedemann H. (1989). *Casualties as a function of building quality and earthquake intensity*; Proceedings of the International Workshop on Earthquake Injury Epidemiology for Mitigation and response; 10-12 July, Baltimore, Maryland. Baltimore: Johns Hopkins University, pp. 420-434.

Tratado de Rehabilitacion (2000). *Patología y técnicas de intervención. Fachadas y cubiertas*; Tomo 4, Departamento de Construcción y Tecnologia Arquitectónicas – UPM, ISBN: 84-89150-26-5.

TREMURI (2007). *User Guide Tremuri Program. Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings* (revision, January).

Tomaževič, M. (1978). *Computation of the shear resistance of masonry buildings, in the seismic resistance of masonry buildings*; Report 1, ZRMK, Lubiana.

Tomaževič, M.; Weiss, P. (1990). *A rational, experimentally based method for the verification of earthquake resistance of masonry buildings*; Proceedings of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs.

Tomaževič, M. (1999). *Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings*; Series on Innovation in Structures and Construction, vol. 1, Imperial College Press, London, ISBN 1-86094-066-8.

Turnšek, V. ; Čačovič, F. (1971). *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*; SIBMAC Proceedings, pp. 149-156.

U

UNESCO (1979). United Nations Educational Scientific and Cultural Organization. World Heritage Council, Website: http://whc.unesco.org

UNESCO (1993), Conferência de Nairobi – "*O que a UNESCO recomenda sobre centros históricos*". Poder Local nº 122, Janeiro.

V

Varas, G. (2000). *Conservación de Bienes Culturales, Teoria, historia, princípios y normas*, Ediciones Cátedra.

Varum, H. (2003). *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes*; Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Portugal

Varum, H.; Vicente, R.; Rodrigues, H.; Mendes da Silva, J.A.R. (2006). *Seismic evaluation of old masonry buildings: Performance and strengthening*; The Eighth International Conference on Computational Structures Technology, Las Palmas de Gran Canaria, Spain, 12-15 September.

Vasconcelos, G. (2005). *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*; PhD thesis. University of Minho, Portugal.

Vicente, R.; Mendes da Silva, J.A.R.; Varum, H. (2005a). *Stategies for building pathology reports in a urban rehabilitation process*; 10thDBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, 17-20 April 2005, Lyon, France.

Vicente, R.; Mendes da Silva, J.A.R.; Varum, H. (2005b). *Observação, registo e diagnóstico de anomalias em edifícios no âmbito da reabilitação urbana*; Encontro Nacional sobre qualidade e inovação da construção, 21 - 24 Novembro, LNEC, Lisboa.

Vicente, R.; Varum, H.; Mendes da Silva, J.A.R. (2005c). *Seismic vulnerability assessment of buildings in the old city centre of Coimbra*; Proceedings of the International Conference 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, 1-4 of November, pp. 206-213.

Vicente, R.; Varum, H.; Mendes da Silva, J.A.R. (2006a). *Caracterização das alvenarias dos edifícios da baixa de Coimbra as sua anomalias típicas*; II Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, PATORREB 2006. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 20-21 de Março, Porto.

Vicente, R.; Varum, H.; Mendes da Silva, J.A.R. (2006b). *Vulnerability assessment of traditional buildings in Coimbra, Portugal, supported by a GIS tool*; Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 1146.

Vicente, R.; Varum, H.; Lagomarsino, S.; Parodi, S.; Mendes da Silva, J.A.R. (2007). *Metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos à escala do centro histórico*; Proceedings of the 7º Congresso de Engenharia Sismica, 26-28 de September, FEUP, Porto.

Vidic T.; Fajfar P.; Fischinger M. (1994). *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement;* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp. 507-521.

Vilanova, S.P. (2004). *Sismicidade e perigosidade sísmica do vale inferior do Tejo*; Tese de Doutoramento em Engenharia Física Tecnológica, IST, UTL, Lisboa.

W

Whitman, R.V.; Reed, J.W.; Hong, S.T. (1974). *Earthquake damage probability matrices*; Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 2531, Rome.

Y

Yépez, F. ; Barbat, A.H.; Canas, J.A. (1995). *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*; Monografia, CIMNE IS-12. Barcelona.

ANEXO A

FICHAS DE INSPECÇÃO E REGISTO

A1 – Apresentação das fichas de inspecção e registo

No presente anexo são apresentadas as fichas utilizadas nas acções de campo para recolha de informação acerca do edificado, que depois resultaram na criação de uma base de dados específica para esta dissertação e independente do sistema de informação do processo da Baixa de Coimbra, que foi criado por uma equipa própria, numa perspectiva de gestão de informação e apoio à decisão para a autarquia.

Para efectuar a caracterização dos edifícios da Baixa de Coimbra, incluindo o registo dos defeitos em todos os seus elementos construtivos e a avaliação dos níveis de conforto, salubridade e segurança, foram previamente criadas onze fichas de inspecção:

(A) Ficha de Identificação do Edifício;
(B1) Ficha de Avaliação das Coberturas - Elemento Primário;
(B2) Ficha de Avaliação das Paredes de Fachada - Elemento Primário;
(B3) Ficha de Avaliação dos Pavimentos - Elemento Primário;
(B4) Ficha de Avaliação das Paredes Interiores/Caixilharias/Tectos - Elementos Secundários;
(C) Ficha da Qualidade e Segurança do Sistema Estrutural;
(D1) Ficha das Condições de Ventilação/Salubridade e Iluminação Natural;
(D2) Ficha das Condições Térmicas e Acústicas;
(E1) Ficha de Eficiência das Redes de Distribuição de Água e Drenagem;
(E2) Ficha de Eficiência das Redes Eléctrica e Telefónica;
(E3) Ficha das Condições de Segurança contra Incêndio.

Foram ainda desenvolvidas fichas de inspecção específicas para edifícios em situação de pré-ruína, edifícios recentemente remodelados ou intervencionados, e edifícios com funções de armazém e/ou comércio. Além destas fichas, o processo de levantamento de cada um dos edifícios inclui um registo fotográfico de todos os elementos construtivos e pormenores relevantes. Salienta-se que o registo geométrico realizado pela equipa de arquitectura se revelou fundamental no apoio a estudos posteriores de avaliação de determinados aspectos do edificado (coberturas, vulnerabilidade sísmica, etc.).

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA A**

FICHA DE IDENTIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO

1. Generalidades

Zona: Z1 Z2 Z3 Z4 Z5 Z6 Z7 Z8 | Data de Inspecção: ___/___/___
Edifício nº: _____ Ano de construção: _____ | Equipa:
Endereço: _____
Proprietário: _____
Inquilino: _____ | FOTO

1.1 Classificação do edifício: Privado ☐ Público ☐ **1.2 Interesse arquitectónico:** Sim ☐ Não ☐

1.3 Nº de pisos: ☐ acima do solo ☐ abaixo do solo ☐

1.4 Tipologia estrutural: Alvenaria com pavimentos em madeira ☐ Outro tipo ☐ Betão Armado ☐ Descrição: _____

1.5 Implantação: Isolado ☐ Gaveto ☐ Banda extremo ☐ Banda meio ☐

1.6 Edifício em ruína: Sim ☐ (passar ao ponto 5 - Observações úteis) Não ☐

1.7 Nº de fachadas com aberturas: ☐ Descrição: _____

2. Utilização do edifício

Andar	Pé direito	Comércio	Habitação (tipologia - T)	Serviços	Devoluto	Outro
R/C	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
1º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
2º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
3º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
4º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
5º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
Outro: _____	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____

2.1 Área dos compartimentos (habitação):
Compartimentos principais (quartos e salas) Reduzida ☐ Suficiente ☐
Compartimentos de serviço (cozinha e IS) Reduzida ☐ Suficiente ☐

2.2 Acessibilidades: Largura da via: _____ (metros) (em frente ao edifício)

2.3 Espaços comuns: Logradouro: Interior ☐ Exterior ☐ Não existe ☐ | Pátio: Ocupado ☐ Livre ☐ Coberto ☐

3. Possibilidade de alteração/mutabilidade

Uso/Função: ☐ Compartimentação: ☐

4. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano (aproximado): _____
Descrição da intervenção:

5. Observações

Ed:

Figura A1: Ficha de identificação do edifício

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA B1**

FICHA DE AVALIAÇÃO DAS COBERTURAS - ELEMENTO PRIMÁRIO

1. Geometria da cobertura

1.1 Tipo: Nº de águas ☐ | Plana ☐ | Alpendre ☐ | Redonda ☐ | Quadrada ☐ | Pavilhão ☐

2. Constituição da cobertura

2.1 Zona corrente: Terraço/plana ☐ | Inclinada ☐

Tipo: invertida ☐ | tradicional ☐

Rev: fibrocimento ☐ | chapa metálica/zincada ☐ | telha cerâmica ☐ (canudo ☐ | lusa ☐ | marselha ☐)

2.2 Inclinação da cobertura: ___ (%) ___ (º) suficiente ☐ | insuficiente ☐

2.3 Singularidades: laternim ☐ | guarda-pó ☐ | beiral ☐ | clarabóia ☐ | laje de esteira ☐ | mansardas ☐ | Caleira: interior ☐ exterior ☐ | Desvão útil ☐ uso: _____

2.4 Estado de conservação (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

3. Estrutura de suporte

3.1 Tipo: Betão armado: Contínua ☐ | Descontínua ☐ | Asna fechada ☐
Madeira: Apoiado em vigas ☐ | Asna aberta ☐ | Mista/Outro ☐
Metálica ☐ | Muretes de alvenaria ☐

3.2 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

4. Patologias

4.1 Telhas: encaixe deficiente ☐ | sobreposição de telhas ☐ | desalinhamento de telhas ☐ | descolagem ☐

4.2 Argamassa excessiva: entre juntas das telhas ☐ | na cumeeira ☐ | no beiral ☐

4.3 Rufagem: inexistente ☐ | deficiente: chaminés ☐ | clarabóias ☐ | encontros ☐ | empenas ☐ | remates ☐

4.4 Degradação/envelhecimento dos materiais ☐
4.5 Infiltrações ☐
4.6 Deformação dos elementos de suporte ☐
4.7 Fracturas: acção térmica ☐ | acção humana ☐
4.8 Condensações interiores (manchas) ☐
4.9 Pendente excessiva ou insuficiente ☐
4.10 Geometria inadequada ☐
4.11 Erro de construção dos beirais ☐
4.12 Acumulação: musgos e bolores ☐ | vegetação pioneira ☐
4.13 Pontos singulares mal concebidos ☐
4.14 Remates: laró ☐ | cumeeira ☐

5. Evolução das patologias

6. Últimas intervenções de beneficiação

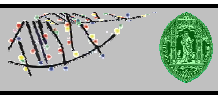
Conservação ☐ | Remodelação ☐ | Ampliação ☐ | Ano (aproximado): _____

Descrição da intervenção:

7. Observações

Ed:

Figura A2: Ficha de avaliação das coberturas



RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA

FICHA B2

FICHA DE AVALIAÇÃO DAS PAREDES DE FACHADA - ELEMENTO PRIMÁRIO

1. Constituição do suporte

1.1 Tipo:

Alvenaria pedra:
- alv. argamassada (cal+areia) c/ fragmentos de pedra (seixo de rio) ☐ esp: ___cm
- alv. pedra rachão c/ face aparelhada (pedra calcária) ☐ esp: ___cm
- alv. pedra aparelhada ☐ esp: ___cm

Alvenaria tijolo: simples ☐ / dupla ☐
- vazado ☐ dim: ___x___x___ esp: ___cm
- maciço ☐ dim: ___x___x___ esp: ___cm
- outro: _____ des: _____ esp: ___cm

Betão armado ☐ esp: ___cm

Alvenaria de adobe ☐ esp: ___cm

Alvenaria de taipa ☐ esp: ___cm

1.2 Função:
- Parede com função resistente (mestra) ☐
- Parede com função pseudo-resistente ☐
- Outras paredes envolventes semelhantes?
- Parede sem função resistente ☐
- Parede sem diminuição de espessura em altura ☐
- Obs: _____

1.3 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

2. Revestimento

2.1 Tipo:
- Argamassa de cal (1:3) ☐
- Revest. cerâmico: não vidrado ☐ / vidrado ☐
- Pintura com tinta de água plástica ☐
- Pintura de cal (caiada) ☐
- Pintura em carapinha ☐
- Reboco tradicional (1:1:5 a 6) ☐
- Placagem Pedra: colada ☐ / grampeada c/ estrutura secundária ☐
- Pintura texturada ☐
- Elementos especiais/decorativos (fingidos, ornamentos) ☐
- Reboco com areia de rio não crivada ☐ crivada ☐

2.2 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

3. Patologias

3.1 Fissuração:
- por assentamento de fundações ☐
- por deformação excessiva dos elementos de suporte ☐
- localizada com sinais de esmagamento ☐
- devido a concentração de tensões ☐
- por retracção do revestimento ☐
- inadaptibilidade e incompatibilidade de parede-revestimento ☐
- devido à corrosão dos elementos metálicos ☐
- devido à reacção a sais (eflorescências/criptoflorescências) ☐
- devido à acções térmicas ☐
- devido à retracção do suporte ☐

3.2 Humidade:
- ascensional ☐
- condensações superficiais ☐
- condensações internas ☐
- por infiltrações através de platibandas e guardas de terraço ☐
- por infiltrações pelas ligações caixilharia/fachada ☐
- por infiltrações pela caleira interior da cobertura ☐

3.3 Outros:
- expansão das alvenarias por acção térmica e/ou humidade ☐
- envelhecimento dos materiais ☐
- destacamento/descolamento do revestimento ☐
- tinta descascada/empolada ☐
- queda de revestimento ☐
- poluição, grafittis, musgos, bolores ☐

4. Evolução das patologias

5. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano (aproximado): _____

Descrição da intervenção: _____

6. Observações

Ed:

Figura A3: Ficha de avaliação das paredes de fachada

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA B3**

FICHA DE AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS - ELEMENTO PRIMÁRIO

1. Constituição do Suporte

Nº de Pavimentos (excluindo pavimento térreo) ☐ Vão máximo: _____m Vão mínimo:_____m

1.1 Tipo:

- Laje de
  - Madeira:
    - Aparelhada
    - Não aparelhada
  - Betão armado:
    - Aligeirado (vigotas pré-esforcadas)
    - Maciço
- Abóbada
- Perfis de aço
- Outros: _____

R/C	1º	2º	3º	4º	5º

1.2 Estado de conservação (1 - 5): (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

2. Singularidades

Piso térreo com caixa de ar Sim ☐ Não ☐

Ligação pavimento/parede: Tirantes ☐ Com ferrolhos ☐ Argamassada ☐

Pavimento a descarregar em parede: _____

Lajes com desnível (localização): _____

Dimensões da estrutura principal

- Barrotes:
  - Madeira: h= _____m b= _____m
- Laje:
  - Betão armado: h= _____m
  - Perfis de aço: h= _____m b= _____m

3. Revestimentos

3.1 Tipo:

- Soalho:
  - pregado
  - colado
  - flutuante
- Taco colado
- Parquet colado
- Mosaico hidráulico
- Ladrilho cerâmico
- Manta plástica
- Vinílico
- Alcatifa
- Betonilha
- Outros: _____

R/C	1º	2º	3º	4º	5º

3.2 Estado de conservação global (1 - 5): (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

4. Patologias

4.1 Madeiras:

- ataque biológico
- apodrecimento por humidades
- fissuras
- abaulamentos/empolamentos:
  - longitudinal
  - transversal
- deformação excessiva da estrutura
- envelhecimento dos materiais

4.2 Ladrilhos cerâmicos/ Mosaicos hidráulicos:

- descolamento:
  - perda de aderência
  - empolamento
- fissuração
- alteração da cor
- desgaste
- despreendimento do vidrado
- envelhecimento dos materiais

4.3 Vinílicos/Alcatifas/Mantas:

- rasgos
- descolagem
- desgaste
- envelhecimento dos materiais

R/C	1º	2º	3º	4º	5º

5. Evolução das patologias

6. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano (aproximado): _____

Descrição da intervenção:

7. Observações

Ed:

Figura A4: Ficha de avaliação dos pavimentos

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA B4**

FICHA DE AVALIAÇAO DAS PAREDES INTERIORES/CAIXILHARIA/TECTOS - ELEMENTOS SECUNDARIOS

1.Caixilharia

1.1 Material: Madeira ☐ Alumínio ☐ Ferro ☐ PVC ☐ Outro ☐

1.2 Vão envidraçado: vidro simples ☐ Espessura: _____mm

vidro duplo ☐ Espessura: _____mm Caixa de ar: _____mm

Côr: Incolor ☐ Esverdeado ☐ Bronze ☐ Reflector ☐

Interior ☐ Exterior ☐

1.3 Dispositivo de protecção: Portadas de madeira ☐ Estores PVC ☐ Cortina ☐ Metálico ☐

Cor: Clara ☐ Escura ☐ Outro ☐

1.4 Estado de conservação global (1 - 5): (1-mau; 3-razoável; 5-bom) ☐

2.Tecto

2.1 Revestimento Madeira ☐ Forro ☐ Estrutura à vista ☐

Estuque ☐ Areado fino ☐ Tecto falso ☐

2.2 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

3.Paredes interiores

3.1 Constituição: Alvenaria de pedra ☐ Alvenaria de tijolo ☐ Tabique ☐ fasquiado ☐

rodízio ☐

3.2 Revestimentos interiores: reboco pintado ☐ estuque ☐ madeira ☐

papel de parede ☐ alcatifa ☐ azulejo ☐

Instalações sanitárias ☐ Altura lambril: ____ m Cozinha ☐ Altura lambril: _____m

4.Patologias

4.1 Caixilharias:

- Perda de estanquidade à água ☐
- Elevada permeabilidade ao ar ☐
- Deformações excessivas ☐
- Fractura de vidros ☐
- Condensações interiores ☐
- Diferenças de côr ☐
- Oxidação dos acessórios ☐
- Apodrecimento das madeiras ☐
- Degradação da anodização/termolacagem ☐
- Degradação superficial da madeira ☐
- Empenos ☐
- Peitoris com deficiências
  - Sem pingadeira ☐
  - Sem saliência ☐
  - Inclinação insuficiente ☐
  - Fissurados ☐

4.2 Tectos:

	Localização					
	R/C	1º	2º	3º	4º	5º
Manchas						
Bolores						
Descasque de tinta						
Descasque/queda do reboco						
Danificação das madeiras						
Apodrecimento de forros						
Abaulamento de forros						

4.3 Paredes interiores:

	Localização						
	PC	R/C	1º	2º	3º	4º	5º
Manchas							
Bolores							
Descasque da tinta							
Descasque ou queda do reboco							
Danificação das madeiras							
Abaulamento							
Fissuras: tipo _____							
Escorrências							
Descolagem do lambril							

PC - Face interior da parede de fachada exterior

5. Evolução das patologias

6. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano (aproximado): _____

Descrição da intervenção: _____

7. Observações

Ed:

Figura A5: Ficha de avaliação das paredes interiores/caixilharias/tectos

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA C**

FICHA DA QUALIDADE E SEGURANÇA DO SISTEMA ESTRUTURAL

1. Tipologia estrutural

1.1 Tipo:
- Alvenaria com pavimentos em madeira ☐
- Alvenaria com pavimentos em betão armado ☐
- Alvenaria com pavimentos com perfis metálicos ☐
- Em pórtico de betão armado ☐

2. Observação pelo exterior

2.1 Altura dos edifícios confinantes: igual ☐ superior ☐ inferior ☐

2.2 Inclinação/Curvatura das paredes de fachada: sim ☐ não ☐ (esquematize)

3. Inspecção interior expedita

3.1 Existência de escoras: em aberturas ☐ em paredes mestras ☐ em pavimentos ☐
reforços ocasionais ☐ outros: _____

3.2 Existe equipamento pesado ligado à envolvente: paredes ☐ pavimentos ☐
equipamento em causa: _____

3.3 Concentração de fissuras em aberturas: sim ☐ não ☐ (esquematize)

3.4 Escoramento da(s) abertura(s) das paredes de fachada: sim ☐ não ☐ (esquematize)

3.5 Orientação de fissuras em aberturas:
- essencialmente verticais ☐
- essencialmente horizontais ☐
- essencialmente inclinadas ☐

3.6 Existência de arcos ou abóbodas:
- pedra aparelhada ☐
- pedra argamassada ☐
- tijolo ☐
- betão armado ☐
- não é possivel identificar constituição ☐

3.7 Impulsos horizontais exercidos pela cobertura em paredes: Sim ☐ Não ☐

3.8 Transferência indevida das cargas da cobertura para as paredes: Sim ☐ Não ☐

3.9 Configuração do rés-do-chão:
- compartimentação semelhante aos andares superiores ☐
- com espaço interior amplo ☐

Figura A6: Ficha de avaliação da qualidade e segurança estrutural (...)

4. Patologias

4.1 Cobertura:
deformação excessiva da estrutura de suporte: flecha (aprox.): _____ mm
permite visualização pelo interior: Sim ☐ Não ☐
fissuração/esmagamento em asnas de madeira
corrosão de elementos metálicos

4.1.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

4.2 Paredes resistentes/ pilares/muros:
tirantes: ☐ localização: _____
fendas: verticais: ☐ horizontais: ☐ diagonais: ☐
abaulamento: carga excessiva: ☐ retracção: ☐ expansão: ☐
localização: _____
perda de esquadria em vãos: ☐
lintéis abaulados: ☐
esmagamento localizado das paredes na zona de entrega dos barrotes: ☐

4.2.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoavel; 5 - bom)

4.3 Pavimentos:
deformação: Sim ☐ Não ☐ flecha (aprox.): _____ mm
fendas: face superior ☐ face inferior ☐
em elementos suporte de madeira ☐
fragilização de ligações: à parede ☐ entre vigamentos ☐

4.3.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoavel; 5 - bom)

4.4 Fundações:
abaixamento do nível do piso térreo ☐
assentamento vertical do terreno ☐ deformação horizontal do terreno ☐
assentamentos diferenciais ☐

4.4.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

4.5 Escadas:
degradação ☐
empenadas ☐ curtas ☐

4.5.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

4.6 Danos provocados por intervenções nos edifícios: ☐ Obs: _____

5. Evolução das patologias

6. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano (aproximado): _____
Descrição da intervenção: _____

7. Observações

Ed:

Figura A6: (...) Ficha de avaliação da qualidade e segurança estrutural

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA D1**

FICHA DAS CONDIÇOES DE VENTILAÇAO/SALUBRIDADE E ILUMINAÇAO NATURAL

1. Ventilação (caracterização)

Sobreocupação do imóvel: ☐ Nº de ocupantes: _____

Existência de compartimentos interiores: ☐ Nº: _____

Actividade de restauração ou similares no R/C: ☐

Sistema de renovação/qualidade do ar:

		Ventilação		Grau de ventilação		Não existe
		Mecânica	Natural	Suficiente	Insuficiente	
R/C	Cozinha					
	I.S					
1	Cozinha					
	I.S					
2	Cozinha					
	I.S					
3	Cozinha					
	I.S					
4	Cozinha					
	I.S					
5	Cozinha					
	I.S					

Existência de cheiros/odores Sim ☐ Não ☐

Outra descrição: _____

2. Salubridade e higiene

Existência de IS: Sim ☐ Não ☐

Com comunicação com a cozinha ☐

Existência de conduta comum de despejo de lixo: ☐

Existência de fendas/orifícios/cantos, com acumulação de detritos e pó: Sim ☐ Não ☐

Descrição: _____

Pavimentos/paredes revestidas com oleados: Sim ☐ Não ☐ Pisos: _____

Descrição: _____

Presença de animais domésticos (dentro de casa): ☐

Vestígios de roedores, insectos ou outros parasitas: ☐

Logradouro/pátio interior: ocupado ☐ coberto ☐

desocupado ☐

Grau de salubridade dos telheiros/arrumos: _____

3. Iluminação natural

Área de abertura de vãos Suficiente ☐ Insuficiente ☐ (RGEU)

Iluminância Suficiente ☐ Insuficiente ☐ (RGEU)

4. Observações

Ed:

Figura A7: Ficha de avaliação das condições de ventilação/salubridade e iluminação natural

	RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA	**FICHA D2**

FICHA DAS CONDIÇÕES TÉRMICAS E ACÚSTICAS

1. Térmica

1.1 Orientação da fachada principal: _____

1.2 Cobertura com isolamento térmico: Sim ☐ Não ☐

1.3 Protecção solar dos vãos: vertical ☐ horizontal ☐

1.4 Conforto térmico:

Verão:		Inverno:	
	quente ☐		quente ☐
	tépido ☐		tépido ☐
	relativamente tépido ☐		relativamente tépido ☐
	neutro ☐		neutro ☐
	fresco ☐		fresco ☐
	frio ☐		frio ☐

Aparelho/sistema de aquecimento ☐ Nº de equipamentos: ____ Localização: _____

Aparelho/sistema de arrefecimento ☐ Nº de equipamentos: ____ Localização: _____

2. Acústica

2.1 Isolamento aos sons aéreos	do exterior ☐			
2.1.1 Ruídos incómodos:	da habitação contígua, sup./inf. ☐			
	da habitação contígua lateral ☐			
	zona circulação comum ☐			
	entre o R/C e o 1º andar ☐			
2.1.2 Grau de isolamento dos pavimentos: (existência de frinchas,…)		bom ☐	razoável ☐	mau ☐
2.1.3 Grau de isolamento de paredes dentro do mesmo fogo:		bom ☐	razoável ☐	mau ☐
2.2 Isolamento aos sons de percussão				
2.2.1 Ruídos incómodos:	da habitação contígua sup./inf. ☐			
	da habitação contígua lateral ☐			

3. Reforço acústico

Existe reforço do isolamento acústico entre a zona do comércio/serviços e a habitação superior: ☐

Tecto falso:		Preenchimento do espaço de ar:	
	placas de gesso ☐		lã mineral ☐
	madeira ☐		aglomerado de cortiça ☐

4. Aplicação de revestimentos

	Cortiça	Têxtil	Plástico	Papel	Nenhum
Paredes					
Pavimentos					

5. Intervenções de melhoramento das condições termo-higrométricas e acústicas

6. Observações

Ed:

Figura A8: Ficha de avaliação das condições de conforto térmico e acústico

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA E1**

FICHA DE EFICIÊNCIA DAS REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA E DRENAGEM

1. Rede de distribuição de água

1.1 Água fria: Material: ferro galvanizado ☐ PVC ☐ PEX ☐ aço inox ☐ outro ☐ qual: _____

1.1.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

1.1.2 Estado das válvulas de segurança: bom ☐ razoável ☐ mau ☐

localização: _____

1.2 Água quente: Material: ferro galvanizado ☐ PVC ☐ PEX ☐ aço inox ☐ outro ☐ qual: _____

1.2.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

1.3 Sistema de aquecimento de águas: gás natural ☐ gás engarrafado ☐ termoacumulador ☐ bailarina ☐ esquentador ☐ caldeira mural ☐ outro ☐ qual: _____

2. Redes de drenagem de águas residuais

2.1 Águas residuais domésticas: Material: grés ☐ PVC ☐ outro ☐ qual: _____

ligação à rede pública ☐ (recolha de resíduos urbanos)

fossa séptica ☐ outra ☐ qual: _____

2.1.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

2.2 Águas pluviais: Caleira + tubo de queda: embebida ☐ à vista ☐

Material: ferro galvanizado ☐ PVC ☐ outro ☐ qual: _____

ligação à rede ☐ drenagem para a rua ☐

2.2.1 Estado de conservação global (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

3. Patologias

3.1 Rede de distribuição de água:

- deficiente nível de pressão e caudal ☐
- deficiências na produção e distribuição de água quente ☐
- agressão física da tubagem ☐
- ruído ☐
- roturas ☐
  - localização: _____
- perda de estanquidade ☐
  - tubagem ☐ ligações ☐
- corrosão ☐
- entupimento ☐
- incrustação calcárea ☐
- envelhecimento dos termoplásticos ☐
- fragilização devido aos raios UV ☐

3.2 Rede de esgotos domésticos:

- dificuldades de descarga/escoamento ☐
- odores ☐
- ruídos ☐
- roturas ☐
  - localização: _____
- perda de estanquidade ☐
  - tubagem ☐ ligações ☐
- entupimentos ☐
- envelhecimento dos termoplásticos ☐
- fragilização devido aos raios UV ☐

3.3 Rede pluvial:

- inexistência do sistema de drenagem ☐
- roturas ☐
- entupimentos ☐
- fragilização devido aos raios UV ☐

4. Evolução das patologias

5. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano aproximado: _____

Descrição da intervenção:

6. Observações

Ed: ☐

Figura A9: Ficha de avaliação da eficiência das redes de distribuição de água e drenagem

	RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA	FICHA **E2**

FICHA DE EFICIÊNCIA DAS REDES ELÉCTRICA E TELEFÓNICA

1. Instalação eléctrica

1.1 Regulador de potência:

por fusível ☐ por disjuntor ☐ por disjuntor diferencial ☐ calibre: _____ A

observações sobre o estado de funcionamento: _____

1.2 Quadro eléctrico:

embebido ☐
saliente ☐
com porta ☐
facilmente acessível em caso de emergência: Sim ☐ Não ☐
protecção dos circuitos: fusíveis ☐ disjuntores ☐
protecção diferencial: Sim ☐ Não ☐
funciona? Sim ☐ Não ☐
sensibilidade: _____mA

1.3 Canalização:

à vista ☐ embebida ☐
tomadas com terra ☐ tomadas sem terra ☐

1.4 Nº de Tomadas:

Número mínimo por compartimento ☐ Número máximo por compartimento ☐
Compartimentos sem tomadas ☐

1.5 Iluminação:

Tipo (lâmpadas):

fluorescentes tubulares ☐ localização e fixação: _____
fluorescentes compactas ☐ localização e fixação: _____
incandescentes ☐ localização e fixação: _____
halogéneo ☐ localização e fixação: _____

2. Instalações telefónicas

Sim ☐ Não ☐ Nº de tomadas: _____
Cumpre o RITA: Sim ☐ Não ☐

3. Intervenções nas redes eléctrica e telefónica (remodelações, alterações, ampliações...)

4. Observações

Ed:

Figura A10: Ficha de avaliação de eficiência das redes eléctrica e telefónica

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **FICHA E3**

FICHA DAS CONDIÇOES DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

1. Condições gerais

1.1 Classificação do edifício quanto à altura:

baixo (h < 9 m) ☐ médio (9 < h < 28 m) ☐ alto (h > 28 m) ☐

1.2 Posição relativa a edifícios vizinhos:

isolado ☐ em contacto com edifício por um lado ☐

em contacto com edifícios por dois lados ☐ rodeado por edifícios em 3 lados ☐

1.3 Condições de acesso:

largura útil da via de acesso: máx: _____ m mín: _____ m

rua com saída ☐ rua sem saída ☐

1.4 Acessibilidades no edifício:

caixa de escadas ☐ elevador ☐ outros: _____

2. Classificação dos materiais quanto à reacção ao fogo

2.1 Revestimentos:

		M0	M1	M2	M3	M4
Pavimentos	R/C					
	outros					
Paredes exteriores						
Paredes interiores						
Cobertura	suporte					
	rev. exterior					
Escadas	revestimento					
	corrimão					

As tubagens à vista têm algum tipo de tratamento/isolamento contra o risco de incêndio? _____

Segurança passiva nos elementos estruturais: Sim ☐ Não ☐ Quais: _____

3. Circulação - Escadas

inclinação _____ (% / º) segurança nas circulações horizontais ☐

largura: _____ segurança nas circulações verticais ☐

material do corrimão: _____ (classificação M0-M4)

material de revestimento das escadas e comuniçes interiores: _____ (classificação M0-M4)

iluminação de saída : Sim ☐ Não ☐

3.1 Estado de conservação estrutural (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

3.2 Estado de conservação dos revestimentos (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5 - bom)

4. Equipamentos e meios

4.1 Meios de detecção e extinção:

hidrantes	☐	distância a este: _____	
sistema de detecção e alarme	☐		
extintores	☐	agente extintor: _____	Nº: ___
plano de emergência	☐		
	☐		

4.2 Situações de risco e carga de incêndio:

dificuldade de evacuação	☐	habitado por deficientes/idosos/crianças	☐
posto de transformação	☐	aquecedores eléctricos	☐
botijas de gás	☐	caixa da EDP junto ao edifício	☐
ausência de sinalização de emergência	☐	instalações eléctricas deterioradas	☐
armazenamento de produtos inflamáveis	☐	oficinas (carpintarias/produtos metálicos)	☐

5. Observações

Ed: ☐

Figura A11: Ficha de avaliação das condições de segurança contra incêndio

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **SUBFICHA 1**

FICHA DE AVALIAÇÃO DE EDIFÍCIOS REMODELADOS/INTERVENCIONADOS

1. Generalidades

Zona: Z1 Z2 Z3 Z4 Z5 Z6 Z7 Z8
Edifício nº: _____ Ano de construção: _____
Endereço: _____

Proprietário: _____
Inquilino: _____

FOTO

1.1 Classificação do edifício: Privado ☐ Público ☐ **1.2 Interesse arquitectónico:** Sim ☐ Não ☐

1.3 Nº de pisos: ☐ acima do solo ☐ abaixo do solo ☐

1.4 Tipologia estrutural: Alvenaria com pavimentos em madeira ☐ Outro tipo ☐ Betão armado ☐ Descrição: _____

1.5 Implantação: Isolado ☐ Gaveto ☐ Banda extremo ☐ Banda meio ☐

1.6 Nº de fachadas com aberturas: ☐ Descrição: _____

2. Utilização do edificio

Andar	Pé direito	Comércio	Habitação (tipologia - T)	Serviços	Devoluto	Outro
R/C	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
1º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
2º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
3º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
4º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
5º	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____
Outro: _____	_____ m	☐	☐	☐	☐	_____

2.1 Área dos compartimentos (habitação):
Compartimentos principais (quartos e salas) Reduzida ☐ Suficiente ☐
Compartimentos de serviço (cozinhas e I.S.) Reduzida ☐ Suficiente ☐

2.2 Acessibilidades: Largura da via: _____ (metros) (em frente ao edifício)

2.3 Espaços comuns: Logradouro: Interior ☐ Exterior ☐ Não existe ☐ Pátio: Ocupado ☐ Livre ☐ Coberto ☐

3. Tipo de alteração

Uso/Função: ☐ Compartimentação: ☐

4. Últimas intervenções de beneficiação

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano aproximado: _____
Descrição da intervenção:

Figura A12: Ficha de avaliação de edifícios remodelados ou intervencionados

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **SUBFICHA 2**

FICHA DE ÁREAS COMERCIAIS

Zona: Z1 Z2 Z3 Z4 Z5 Z6 Z7 Z8 | Tipo de Comércio / Nome: _____

Edifício nº: _____ **Andar:** R/C ☐ 1º ☐ **outro:** _____

Endereço: _____

1. Aspectos estruturais

Sem alteração do esquema estrutural original ☐ (Passar ao ponto 2.)

Eliminação de elementos estruturais primários ☐ Descrição: _____

1.1 Vãos (novos):

Inexistência de vãos (novos) ☐

Em parede divisória ☐ Espessura da parede _____ nº vãos ____ Largura do vão _____

Em parede resistente ☐ Espessura da parede _____ nº vãos ____ Largura do vão _____

Vãos em arco ☐

Vãos com lintel ☐ Material do lintel _____

Reforço de lintel ☐ Descrição: _____

Estado de conservação do lintel (1 - 5): ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

1.2 Vigas (novas):

Inexistência de vigas (novas) ☐

Material: Metálicas ☐ Betão Armado ☐ Localização: _____

Madeira ☐ perifs pré-esforçados ☐

Estado de conservação das vigas (1 - 5) ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

1.3 Pilares (novos):

Inexistência de pilares (novos) ☐

Material: Metálicos ☐ Betão Armado ☐ Localização: _____

Madeira ☐

Estado de conservação dos pilares (1 - 5) ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

Notas: _____

2. Revestimentos

	Pavimento	Tecto	Paredes
Material			
Estado de conservação			

3. Instalações técnicas

3.1 Rede de águas: Material _____ Observ: _____

Estado de conservação ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

3.2 Rede de esgotos: Material _____ Observ: _____

Estado de conservação ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

3.3 Instalação eléctrica:

Regulador de potência:

Fusível ☐ Disjuntor ☐ Disjuntor diferencial ☐ Calibre: _____ A

Quadro eléctrico: Protecção dos circuitos: Fusível ☐ Disjuntores ☐

Protecção diferencial: Sim ☐ Não ☐ Sensibilidade _____ mA

Iluminação: Fluorescentes tubulares ☐ Fluorescentes compactas ☐ Incandescentes ☐ Halogéneo ☐

Figura A13: Ficha de avaliação de áreas comerciais (...)

4. Salubridade e ventilação

4.1 Ventilação

	Ventilação		Grau de ventilação		
	Mecânica	Natural	Suficiente	Insuficiente	Inexistente
Cozinha					
IS					

4.1 Salubridade

Grau de salubridade (1 - 5) ☐ (1-mau; 3-razoável; 5-bom)

Descrição: _____

5. Segurança contra risco de incêndio

5.1 Meios de detecção e extinção:

- hidrantes ☐ distância a este: _____
- sistema de detecção e alarme ☐
- extintores ☐ agente extintor: _____ Nº: ___
- plano de emergência ☐

5.2 Caminhos de evacuação

- segurança nas circulações horizontais ☐
- segurança nas circulações verticais ☐
- iluminação de saída Sim ☐ Não ☐

5.3 Situações de risco e carga de incêndio:

- dificuldade de evacuação ☐
- posto de transformação ☐
- botijas de gás ☐
- ausência de sinalização de emergência ☐
- armazenamento de produtos inflamáveis ☐
- habitado por deficientes/idosos/crianças ☐
- aquecedores eléctricos ☐
- instalações eléctricas deterioradas ☐
- oficinas (carpintarias/produtos metálicos) ☐

6. Patologias:

7. Últimas intervenções de beneficiação:

Conservação ☐ Remodelação ☐ Ampliação ☐ Ano aproximado: _____

Descrição da intervenção: _____

8. Observações:

Ed: ☐

Figura A13: (...) Ficha de avaliação de áreas comerciais

RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA | **SUBFICHA 3**

FICHA DE EDIFÍCIO EM RUINA

1. Generalidades

Zona: Z1 Z2 Z3 Z4 Z5 Z6 Z7 Z8

Edificio nº: _____ Ano de construção: _____

Endereço: _____

Proprietário: _____

Inquilino: _____

FOTO

1.1 Classificação do edificio: Privado ☐ Público ☐

1.2 Interesse arquitectónico: Sim ☐ Não ☐

1.3 Nº de pisos: ☐ acima do solo ☐ abaixo do solo ☐

2. Caracterização

2.1 Tipologia estrutural:
- Alvenaria com pavimentos em madeira ☐
- Alvenaria com pavimentos em betão armado ☐
- Alvenaria com pavimentos com perfis metálicos ☐
- Em pórtico de betão armado ☐

Notas: _____

2.2 Paredes exteriores
- Alvenaria de tijolo ☐
- Alvenaria de pedra calcária ☐
- Alvenaria de pedra de rio ☐
- Alvenaria de pedra aparelhada ☐
- Alvenaria de adobe ☐

2.3 Reforços em paredes exteriores:
- Elementos de madeira
  - taipa de rodizio ☐
  - reforço de cunhais ☐
  - não identificados ☐
- Tirantes ☐ Localização: _____

2.4 Cobertura:
- Estrutura de apoio
  - madeira ☐
  - metálica ☐
  - betão armado ☐
- Constituição
  - fibrocimento ☐
  - chapa metálica/zincada ☐
  - cerâmica
    - canudo ☐
    - lusa ☐
    - marselha ☐

3. Estado de conservação

3.1 Cobertura: _____

3.2 Pavimentos: _____

3.3 Paredes interiores: _____

3.4 Paredes exteriores: _____

Figura A14: Ficha de edifício em estado de ruína (...)

4. Informações complementares

4.1 Estado do edifício: Pré-ruína ☐ Ruína parcial ☐ Ruína total ☐ Descrição: _____

4.2 Causa da ruína: incêndio ☐ causa natural ☐ outro: _____ descrição: _____

4.3 Elemento mais deteriorado (que causou a ruína):

4.3 Perigosidade da evolução do estado de ruína:

5. Reciclagem e reutilização

5.1 Elementos reaproveitáveis: Azulejos ☐ Pedras ☐ Caixilharias ☐ Madeiras ☐ Telhas ☐ Elementos decorativos ☐ Outros: _____

Descrição: _____

6. Envolvente

6.1 Implantação: Isolado ☐ Gaveto ☐ Banda extremo ☐ Banda meio ☐

6.2 Segurança da envolvente:

A demolição poderá ser prejudicial para a segurança estrutural dos edifícios vizinhos ☐

Figura A14: (...) Ficha de edifício em estado de ruína (…)

7. Condições de acesso e estaleiro

7.1 Acesso:	largura útil da via de acesso:	máx: _____ m mín: _____ m
	rua com saída ☐	rua sem saída ☐
7.2 Estaleiro:	Largura de via: _____ m (em frente ao edifício)	
7.3 Esquema dos acessos:		

8. Observações

Ed:	

Figura A14: (...) Ficha de edifício em estado de ruína

	RENOVAÇÃO E REABILITAÇÃO DA BAIXA DE COIMBRA	SUBFICHA 4

SUB-FICHA DE ARMAZENS E ANEXOS

1. Tipologia estrutural e materiais:

Descrever as soluções:

1.1 Cobertura:

1.2 Pavimentos:

1.3 Paredes:

1.4 Revestimentos:

1.5 Instalações:

2. Material armazenado e utilização dos anexos:

3. Patologias principais:

Descrever as patologias:

3.1 Coberturas:

3.2 Pavimentos:

3.3 Paredes:

3.4 Revestimentos:

3.5 Instalações:

4. Idade e área do armazém:

5. Observações:

Ed:

Figura A15: Sub-ficha para armazéns e anexos

FICHA EDIFÍCIO (Folha 1) **Data de inspecção:** 20-01-2004

IDENTIFICAÇÃO GERAL (FICHA A)

GERAL

Agregado Nº1 **Número de edifícios:** 29 **Contacto (responsável)**: ----------

Zona: Z3-E e Z4-A **Area total:** **Area Coberta:**

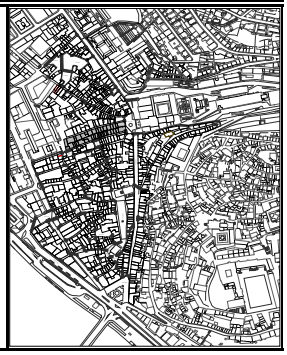
Perimetro urbano: Rua da Moeda, Rua da Louça, Praça 8 de Maio, Largo das Olarias **Ruína?** (Não) Quantos?

Implantação: Nº Isolado___ Nº Banda Meio___ Nº Banda Extremo___ Nº Gaveto___

Uso: % utilizado; % não utilizado; % parcialmente utilizado

Acessibilidade: (Rua da Louça, largura máx=3.21m; largura min=2.52m); (Rua da Moeda, largura máx=3.40m; largura min=1.63m)

Existência de espaço comum: (Sim) Quantos, Area



ENVOLVENTE EXTERIOR E INTERIOR (FICHAS B1, B2, B3 e B4)

	Elemento/Localização	Caracterização		Anomalias observadas	Observações
COBERTURA	**Cobertura Principal**	**Permite visualização interior:** Sim **Nº Águas:** 2 **Zona corrente:** Inclinada **Tipo suporte:** Asna aberta madeira **Tipo revestimento:** Telha marselha **Singularidades:** Laternim Desvão útil	EC=4 EC=4	-Condensações interiores -Musgos e bolores	Geometria da estrutura de suporte da cobertura muito bem concebida
	Coberturas Secundárias (outras)	Não existe			
PAREDE FACHADA	**Fachada Principal**	**Tipo de suporte:** Alvenaria de pedra -Redução da espessura em altura -Função resistente **Revestimentos:** Pintura de cal Tinta plástica	EC=4 Esp (R/C)= 70cm EC=3	-Envelhecimento de materiais -Escorrências -Poluição, grafittis, musgos e bolores -Tinta descascada e empolamento	Estados de conservação dos revestimentos diferentes
	Outras fachadas	Não existe			
PAVIMENTOS	**Piso 0 (R/C)**	**Tipo de suporte:** Piso térreo **Revestimentos:** Mosaico granito	EC=n.d EC=4		Constituição do piso térreo desconhecida
	Piso 1 (1º piso elevado)	**Tipo de suporte:** Pavimento de madeira **Revestimentos:** Soalho pregado Ladrilho cerâmico	EC=4 EC=4	-Desgaste no ladrilho	
	Piso 2 (2º piso elevado)	**Tipo de suporte:** Pavimento de madeira **Revestimentos:** Soalho pregado Alcatifa Betonilha	EC=4 EC=4	-Envelhecimento dos materiais em madeiras	Betonilha aplicada na I.S. Estados de conservação dos revestimentos diferentes
	Sotão (3º piso elevado)	**Tipo de suporte:** Pavimento de madeira **Revestimentos:** Soalho pregado	EC=3 EC=3	-Envelhecimento dos materiais em madeiras -Desgaste em materiais	
PAREDES INTERIORES	**Piso 0 (r/c)**	**Tipo de suporte:** Tabique fasquiado **Revestimentos:** Pedra	EC=4		
	Piso 1 (1º piso elevado)	**Tipo de suporte:** Tabique fasquiado **Revestimentos:** Estuque Cerâmico	EC=3	-Descasque de tinta	O descasque manifesta-se na parede contígua à I.S.
	Piso 2 (2º piso elevado)	**Tipo de suporte:** Tabique fasquiado **Revestimentos:** Estuque Cerâmico	EC=4	-Fissuração a 45º	
TECTOS	**Piso 0 (R/C)**	**Revestimentos:** Tecto falso	EC=4		
	Piso 1 (1º piso elevado)	**Revestimentos:** Estuque	EC=4		
	Piso 2 (2º piso elevado)	**Revestimentos:** Estuque	EC=4	-Manchas	
CAIXILHARIA	**Fachada Principal**	**Material caixilho** **Envidraçado** Aluminio Vidro simples incolor Madeira Vidro simples incolor **Protecção:** exterior (madeira) interior (cortina)	EC=3		

QUALIDADE E SEGURANÇA ESTRUTURAL (FICHA C)

	Elemento/Localização	Caracterização		Anomalias observadas	Observações
ESTRUTURA	**Edifício**	**Tipologia:** Alvenaria com pavimentos de madeira	EC=4		

Figura A16: Ficha individual: informação de um edifício (…)

FICHA EDIFÍCIO (Folha 2)

CONDIÇOES DE CONFORTO, HIGIENE E SEGURANÇA (FICHAS D1, D2 e E3)

	Elemento/Localização	Caracterização		Observações
SALUBRIDADE	Edifício	**Compartimentos interiores:** Sim **Existência de cheiros:** Sim **Andar** / **Ventilação Cozinha** / **Ventilção I.S.** R/C – Sem cozinha – Mecânica insuficiente 1 – Natural suficiente – Não existe 2 – Natural suficiente – Não existe Sotão – Sem cozinha – Sem I.S.		
TÉRMICA E ACÚSTICA	Edifício	**Orientação fachada:** Sul **Conforto térmico:** Quente (Verão) e Fresco (Inverno) **Existência de climatização:** Não **Ruidos incómodos (aéreos):** habitação superior e inferior **Ruídos incómodos (percussão):** Não **Reforço isolamento acústico (R/C):** Não		
SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO	Edifício	**Classificação em altura:** Médio **Posição relativa**: Contacto pelos dois lados **Caixa de escadas:** Materiais **Estrutura**: Madeira EC=4 Materiais **Revestimento**: Madeira EC=4 Material **Corrimão**: Madeira **Iluminação de saída:** Não **Rua com saída:** Sim	**Meios de extinção e detecção:** -Extintor **Situações de risco:** -Presença de deficientes, idosos e crianças	Extintor de pó químico no R/C

INSTALAÇOES TÉCNICAS (FICHAS E1 E E2)

	Redes	Caracterização	Anomalias observadas	Observações
REDES TÉCNICAS	Rede de águas	**Material da rede:** **Agua Fria:** PVC EC=3 Ferro galvanizado EC=3 **Agua Quente:** Alumínio EC=3 Ferro galvanizado EC=3 **Sistema de Aquecimento de água:** Termoacumulador	-Rotura na rede -Corrosão -Incrustração calcária	
	Rede de esgotos	**Material da rede:** Grés EC=3 PVC EC=3 **Tipo de Ligação:** Rede pública	-Rotura da rede	
	Rede Pluvial	**Material da rede:** PVC EC=3 **Tipo de Ligação:** Rede pública **Tubo de queda:** à vista		
	Rede eléctrica	**Regulador de potência:** Disjuntor diferencial (0.5A) **Quadro eléctrico:** Fácil acesso Disjuntores Protecção diferêncial 300 mA **Canalização:** Embebida **Tipo de iluminação:** Flourescente tubular Incandescente		

INTERVENÇOES (FICHAS A2)

	Objecto	Classificação	Descrição da Intervenção
INTERVENÇÕES	Geral		
	Cobertura		
	Paredes de fachada		
	Pavimentos		
	Parede Int/Caixilharia/Tecto		
	Estrutura		
	Redes		

ARMAZENS E ANEXOS (SUB-FICHAS)

ARMZÉNS/ANEXOS	**No caso de se tratar de um armazem este é tratado de forma singular**	

-- Não inpeccionado
n.d Não definido
EC Estado de Conservação [1 pior ; 5 melhor]

Figura A16: (…) Ficha individual: informação de um edifício

FICHA AGREGADO (Folha 1)

IDENTIFICAÇÃO GERAL (FICHA A)

GERAL

Agregado Nº1 **Número de edifícios: 60** **Contacto (responsável)**: _____

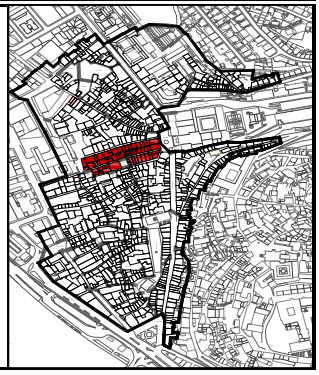
Zonas: Z3-E e Z4-A **Área de intervenção:** 6163m^2 **Área Coberta:** 4577m^2

Perimetro urbano: Rua da Moeda, Rua da Louça, Praça 8 de Maio, Largo das Olarias

Implantação: Nº Isolado:0, Nº Banda Meio:49, Nº Banda Extremo:1, Nº Gaveto:10 **Ruína:0**

Acessibilidade: (Rua da Louça, largura máx=3.21m; largura min=2.52m); (Rua da Moeda, largura máx=3.40m; largura min=1.63m)

Existência de espaços comuns (logradouros e pátios): (Sim) 116m^2

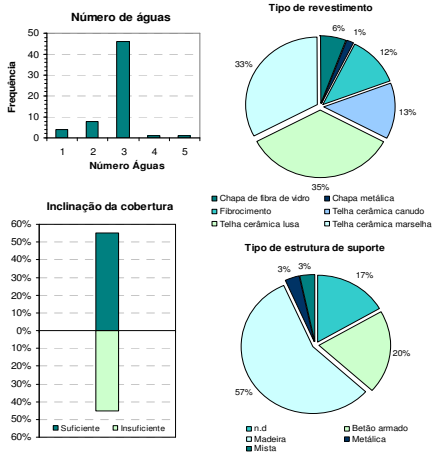


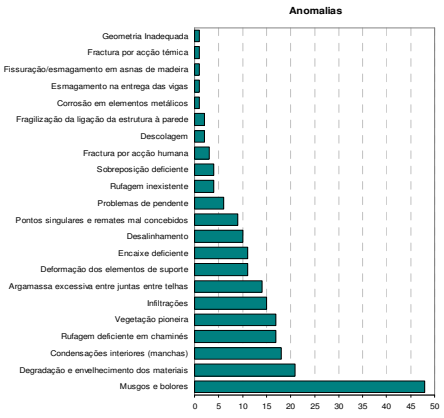
ENVOLVENTE EXTERIOR E INTERIOR (FICHAS B1, B2, B3 e B4)

Elemento/Localização	Caracterização	Anomalias

COBERTURA

Cobertura Principal



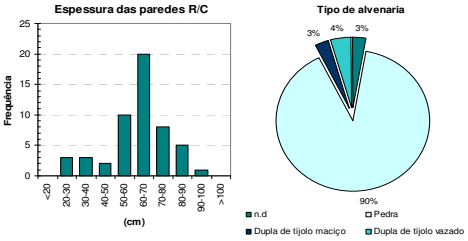


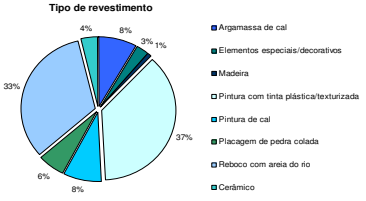
Ecmédio suporte das coberturas=3.61 Obs:

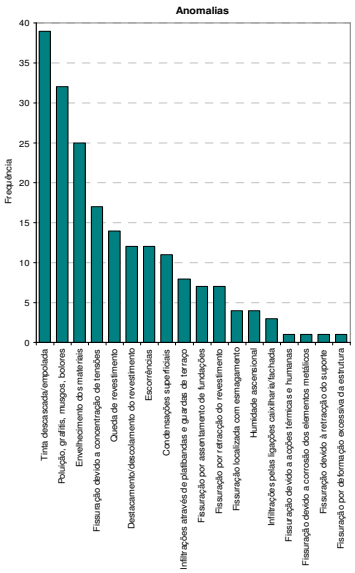
Ecmédio revestimentos das coberturas=3.31

PAREDE FACHADA

Fachada Principal







Ecmédio suporte das coberturas=3.72 **Obs:** Heterogeneidade de constituição das alvenarias

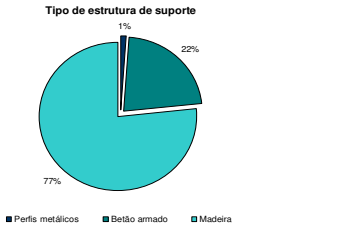
Ecmédio revestimentos das coberturas=3.16

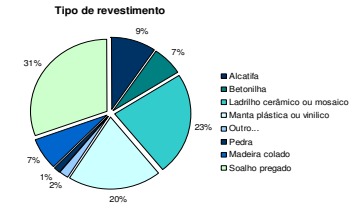
Figura A17: Ficha colectiva: informação de um grupo de edifícios (…)

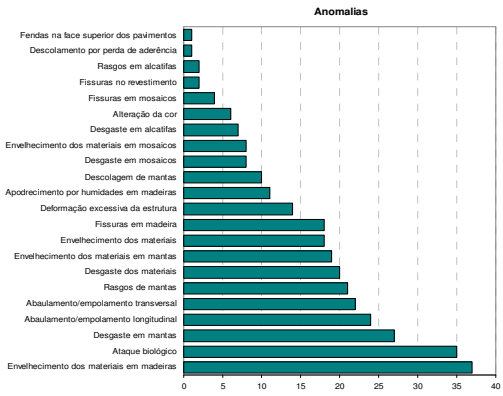
FICHA AGREGADO (Folha 2)

PAVIMENTOS

Pavimentos elevados







Ecmédio suporte dos pavimentos=3.71

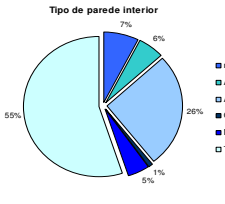
Ecmédio revestimentos dos pavimentos=3.52

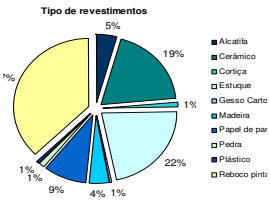
Obs: Existência de vários revestimentos por piso

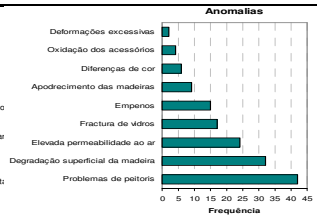
19 pavimentos com desníveis

PAREDES INTERIORES

Paredes interiores







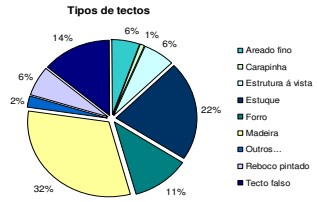
Ecmédio das paredes interiores=3.26

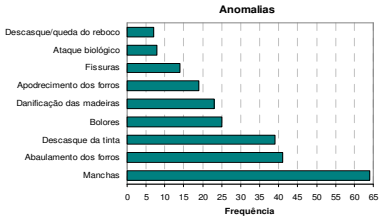
Ecmédio revestimentos dos pavimentos=2.98

Obs: Existência de vários revestimentos por piso

TECTOS

Tectos



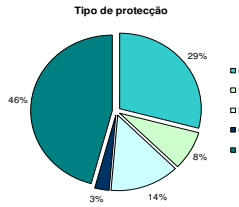


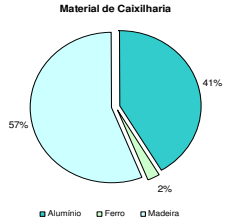
Ecmédio dos tectos=3.40

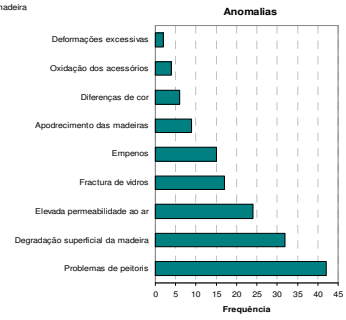
CAIXILHARIA

Caixilharia dos vãos









Ecmédio das caixilharias=3.35

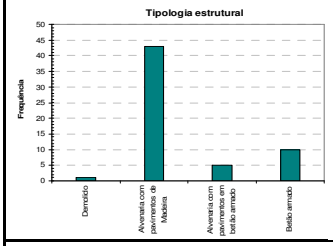
Obs: Existência de vários revestimentos por piso

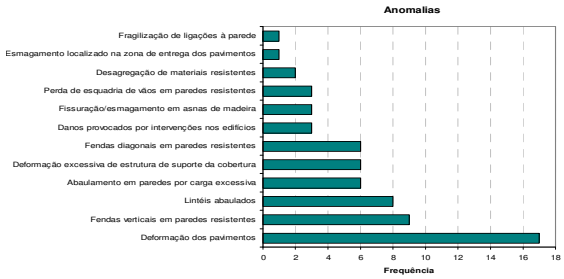
Figura A17: (…) Ficha colectiva: informação de um grupo de edifícios (…)

FICHA AGREGADO (Folha 3)

QUALIDADE E SEGURANÇA ESTRUTURAL (FICHA C)

Elemento/Localização	Caracterização	Anomalias
ESTRUTURA	Tipologia estrutural	



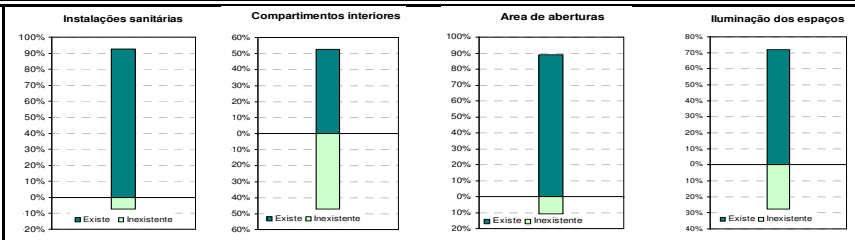


Ecmédio das estrutura global=3.33

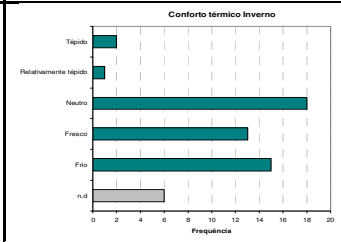
Obs: 4 edifícios com impulsos sobre coberturas:
Rua da Loiça nº 80-82, 110-112, 106; Rua do Corvo 18-22

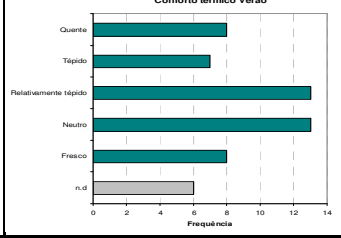
CONDIÇÕES DE CONFORTO, HIGIENE E SEGURANÇA (FICHAS D1, D2 e E3)

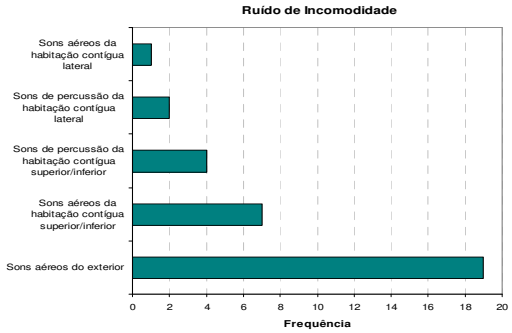
Elemento/Localização	Caracterização
SALUBRIDADE	



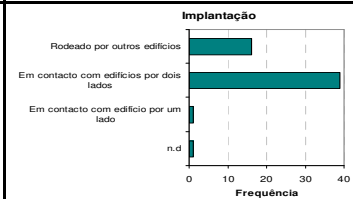
TÉRMICA E ACÚSTICA	

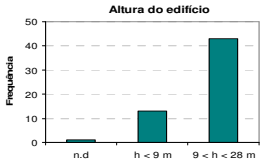


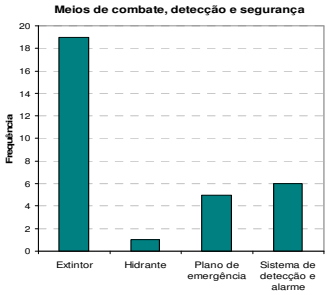




SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO	







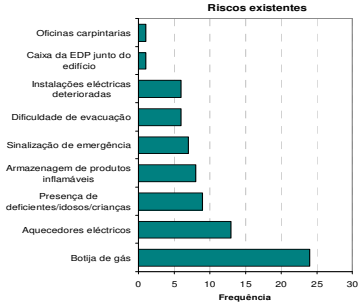
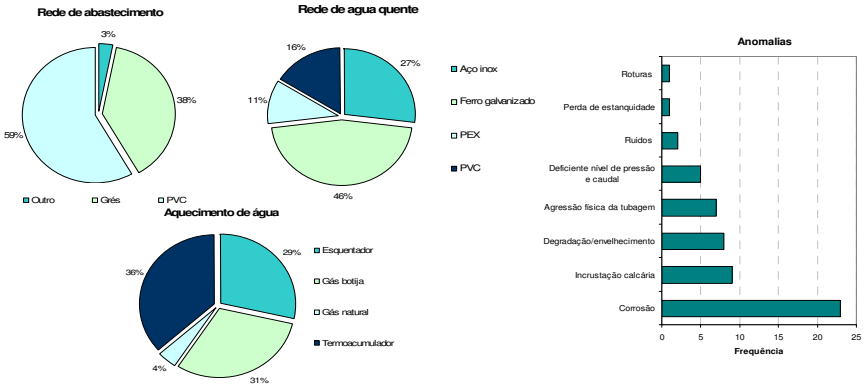
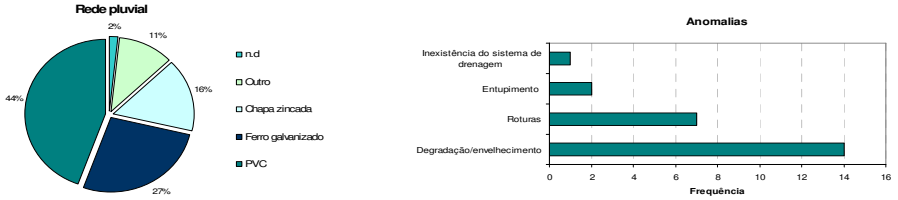


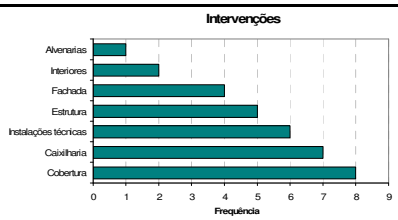
Figura A17: (…) Ficha colectiva: informação de um grupo de edifícios (…)

FICHA AGREGADO (Folha 4)

INSTALAÇÕES TÉCNICAS (FICHAS E1 E E2)

Redes	Caracterização	Anomalias
REDES TÉCNICAS		
Rede de águas		
	Ecmédio da rede de abastecimento=3.40	**Ecmédio da rede de água quente=3.54**
Rede de esgotos		
	Ecmédio da rede de esgotos=3.34	
Rede Pluvial		
	Ecmédio da rede pluvial=3.29	

INTERVENÇÕES (FICHAS A2)

Objecto	Classificação
INTERVENÇÕES	
Intervenções	

ARMAZÉNS E ANEXOS (SUB-FICHAS)

ARMZÉNS/ANEXOS		
Não existem		

-- Não inpeccionado
n.d Não definido
EC Estado de Conservação [1 pior ; 5 melhor]

Figura A17: (…) Ficha colectiva: informação de um grupo de edifícios

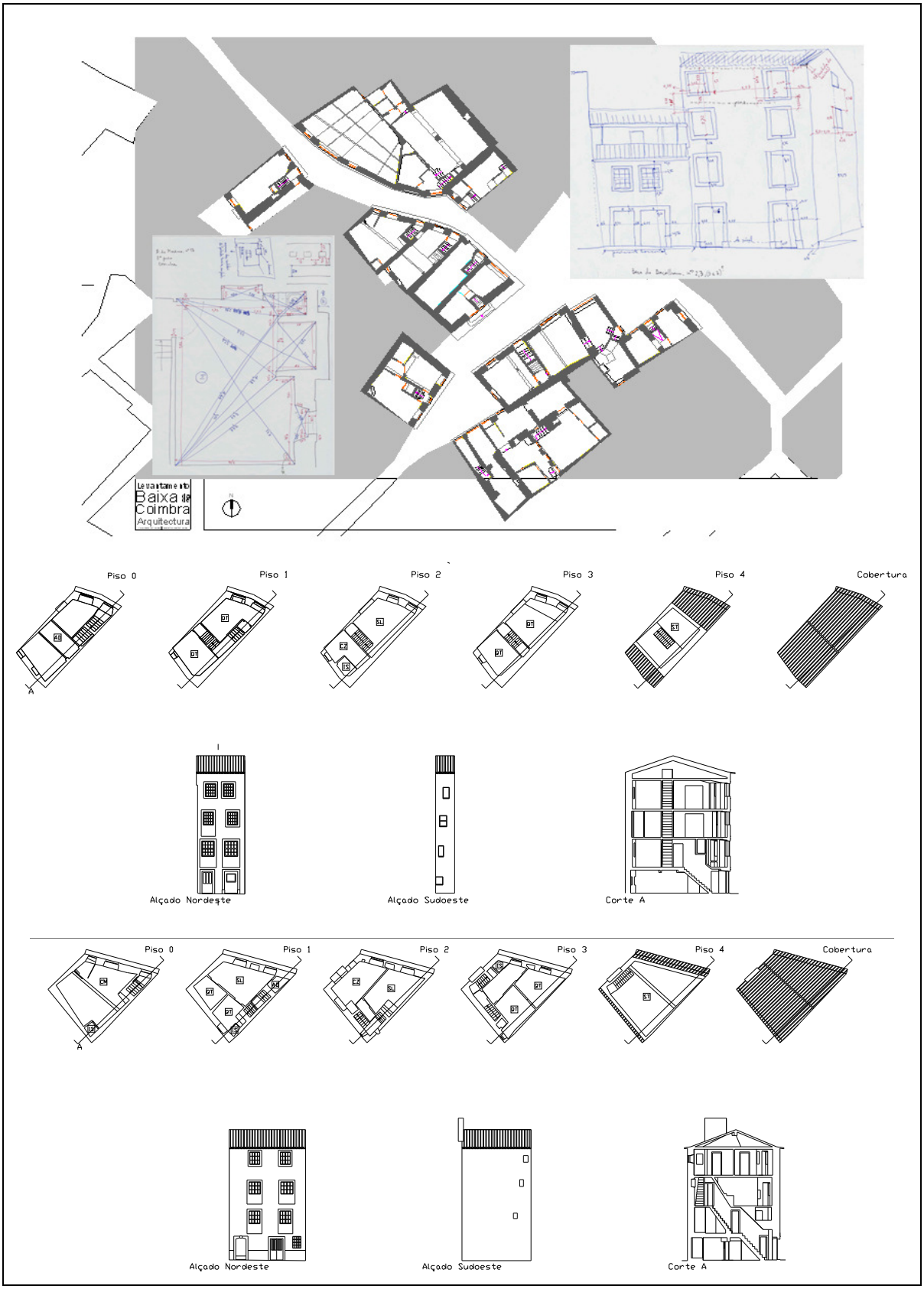


Figura A18: Exemplo do registo geométrico construtivo e arquitectónico efectuado pela equipa de arquitectura

A2 – Consideração acerca do tipo e dimensão das amostras para a abordagem estatística

Como referido no Capítulo 3, uma inspecção e avaliação do edificado desta extensão nunca poderá conduzir a um tratamento estatístico, em que o número de amostras por item avaliado fosse sempre idêntico. Deste modo, os resultados finais apresentados no Capítulo 3 são expressos para sub-universos. Por exemplo, existem resultados por número de edifícios (tipo de cobertura, tipo de alvenaria, etc.) e existem resultados por número de ocorrência, como são o caso das anomalias. Refira-se que praticamente não existem resultados em que a dimensão da amostra é igual ao número de edifícios.

Para que tal suceda, basta que por exemplo, um edifício apresente duas soluções para a estrutura da cobertura ou de revestimento. Nestes casos, ambas as soluções foram registadas, mesmo que uma seja mais expressiva que a outra em termos de área. Isto não constitui uma limitação da análise, mas sim um esforço de rigor na apresentação e interpretação dos resultados dos dados recolhidos. Na Tabela A1 indica-se para cada resultado exposto no Capítulo 3, informação acerca da dimensão da amostra e critério de registo.

Tabela A1: Informação acerca do tratamento dos resultados apresentados (...)

Resultado	Dimensão da amostra	Observação/comentário
Ficha A - Identificação (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Nível de inspecção	770	nº de edifícios
(1.2) Classificação do edificado	770	nº de edifícios
(1.4) Número de pisos	769 / 769 / 769	nº de edifícios (um registo inválido devido à configuração)
(1.6) Implantação	689	--
(1.7) Edifícios em ruína	770	O resultado está exposto por zonas
(1.8) Número de fachadas com aberturas	770	nº de edifícios
(2.2) Área dos compartimentos	770 / 770	nº de edifícios
(2.3) Acessibilidades	770 / 83	nº de edifícios / nº de arruamentos
(2.4) Espaços comuns	106	nº de espaços comuns
(3) Possibilidade de alteração	770	nº de edifícios

Tabela A1: (...) Informação acerca do tratamento dos resultados apresentados (...)

Ficha B1 - Coberturas (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Geometria da cobertura	778 / 778	nº de soluções de coberturas observadas
(2.1) Tipo de revestimento	808 / 134 / 671	nº de soluções de tipos de revestimentos observadas
(2.2) Visualização pelo interior e inclinação	778 / 778	nº de soluções de coberturas observadas
(3.1) Tipo de estrutura de suporte	778 / 461 / 111	nº de soluções de tipos de estrutura de suporte observadas
(PC) Tipo de estrutura de suporte	111	pesquisa cruzada com os edifícios com estrutura em alvenaria
(4) Patologias	2586	nº de ocorrências observadas
(PC) Estado de conservação	569 / 649	nº de coberturas avaliadas EC suporte/EC revestimento
(PC) Patologias	2145 / 441	tipo de revestimento: telha cerâmica/outros
Ficha B2 - Paredes de fachada (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Tipo de parede e espessura	835	nº de soluções de tipos de parede de fachada, coexistência de diferentes soluções
(PC) Tipo de parede e espessura	835	pesquisa cruzada com o número de pisos dos edifícios
(2.1) Zona corrente e tipo de revestimento	1916	nº de soluções de tipos de revestimentos observados
(PC) Estado de conservação	769 / 745	nº de edifícios avaliados EC suporte/EC revestimento
(3) Patologias	2961	nº de ocorrências observadas
(PC) Patologias	512 / 645 / 1804	pesquisa cruzada com o número de pisos dos edifícios
Ficha B3 - Pavimentos (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Tipo de estrutura de suporte	1869	nº soluções de tipos de estrutura de suporte, coexistência de diferentes soluções
(PC) Tipo de estrutura de suporte	208	nº de edifícios, pesquisa cruzada com os edifícios em alvenaria
(2) Singularidades	302	nº de ocorrências observadas
(3.1) Tipo de revestimento	3621	nº de soluções de tipos de revestimentos, coexistência de diferentes soluções
(PC) Estado de conservação	650 / 652	nº de edifícios avaliados EC suporte/EC revestimento
(4) Patologias	4307	nº de ocorrências observadas
(PC) Patologias	2556 / 1151/ 600	pesquisa cruzada com os tipos de revestimento

Tabela A1: (...) Informação acerca do tratamento dos resultados apresentados (...)

Ficha C - Qualidade estrutural (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Tipologia estrutural	750	nº de edifícios avaliados
(1.2) Estado de conservação geral	418	nº de edifícios avaliados EC suporte/EC revestimento
(3.7) Avaliação de impulsos	662	nº de ocorrências observadas
(3.8)Transferência indevida de carga	662	nº de ocorrências observadas
(3.9) Configuração do rés-do-chão	645	nº de edifícios avaliados
(4) Patologias	198 / 508	nº de ocorrências observadas
Ficha E3 - Segurança contra Incêndio (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Classificação do edifício quanto à altura	684	nº de edifícios avaliados
(1.2) Implantação e posição relativa	663	nº de edifícios avaliados
(4) Meios de extinção, detecção e evacuação	771	nº de ocorrências observadas
(4) Situações de risco	1124	nº de ocorrências observadas
Ficha D1 - Condições de salubridade (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.2) Existência de compartimentos interiores	661	nº edifícios avaliados
(2.1) Existência de instalações sanitárias	661	nº edifícios avaliados
(3.2) Condições de iluminação	644	nº edifícios avaliados
Ficha E1 - Instalações e redes (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Material da rede de distribuição de água	1117	nº de soluções de materiais observadas
(1.2) Material da rede água quente	847	nº de soluções de materiais observadas
(1.3) Sistema de aquecimento de água	501	nº de soluções observadas
(2.1) Material da rede de drenagem de esgotos	840	nº de soluções de materiais observadas
(2.1.1) Ligações	733	nº de soluções de ligações observadas
(2.2) Material da rede de drenagem pluvial	891	nº de soluções de materiais observadas
(2.2.1) Ligações	834	nº de soluções de ligações observadas
(3) Patologias	518 / 258 / 345	Por tipo de rede: distribuição de água/rede de esgotos/rede pluvial

Tabela A1: (...) Informação acerca do tratamento dos resultados apresentados

Ficha D2 - Condições de conforto (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.4) Conforto térmico	641	nº de respostas: Conforto Verão/Conforto Inverno
(2.2.1) Ruídos incómodos	329	nº de respostas
(3) Reforço acústico	644	nº de ocorrências observadas
Ficha B4 - Elementos interiores (item) resultado, PC = pesquisa cruzada		
(1.1) Material de caixilharia	1035	nº de ocorrências observadas
(1.2) Tipo de vão envidraçado	1035	nº de ocorrências observadas
(4) Patologias	2348 / 3585	nº de ocorrências em paredes interiores e tectos
Todas as fichas - Acções de intervenção (conservação, ampliação e remodelação)	597	Resultados obtidos da pesquisa cruzada das fichas (B1, B2, B3, B4, C, E1)

A3 – Glossário de termos usados no Capítulo 4

Não se justifica a elaboração de um glossário para alguns termos utilizados na descrição e caracterização do edificado antigo, uma vez que existem referências bibliográficas ao dispor. Considera-se todavia útil a consulta de alguns documentos para a explicação do significado e definição de alguns termos que fazem parte do vocabulário corrente dos edifícios antigos. Para mais informações deverão ser consultados os seguintes documentos:

1. Cóias, V. (2004). *Guia Prático para a Conservação de Imóveis*; Publicações Dom Quixote, ISBN 972-20-2184-2.
2. Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e Tecnologias de Intervenção*; Edições Orion, 1ª Edição, Setembro.
3. Cóias, V. (2006). *Inspecção e ensaios na reabilitação de edifícios*, IST PRESS;
4. Teixeira, G.; Cunha Belém, M. (1998). *Diálogos de Edificação Estudo de técnicas tradicionais de construção*; CRAT – Centro Regional de Artes Tradicionais.
5. Mascarenhas, J.M. (2002). Técnicas tradicionais de construção de alvenarias. A literatura técnica de 1750 a 1900 e o seu contributo para a conservação de edifícios históricos; Livros Horizonte, ISBN 972-24-1234-5.
6. CML (2006). Guia técnico de reabilitação habitacional; Coordenação: Paiva, J; Aguiar, J.; Pinho, A., Vol. 1 e 2, INH, LNEC, 2006;
7. GECoRPA (2000). *Estruturas de Madeira, Reabilitação e Inovação*; Edição GECoRPA, Setembro.

ANEXO B

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ALVENARIAS

B1 – Organização dos resultados dos ensaios

Os ensaios com macacos planos permitem complementar a caracterização das paredes de alvenaria para além da inspecção visual. O estado de tensão estimado *in-situ* nas paredes, a sua resistência à compressão e o módulo de elasticidade, são aspectos fundamentais na avaliação da segurança estrutural das construções antigas. Apresenta-se, de seguida, a estrutura organizativa dos resultados dos nove ensaios realizados:

i) Dos resultados dos ***ensaios simples***, estima-se a tensão instalada nas paredes, importante na determinação do nível de segurança das construções, por comparação entre tensões instaladas/estimadas e tensões de cedência e rotura. Na Figura B1 esquematiza-se a organização da informação adoptada neste anexo para este tipo de resultados:

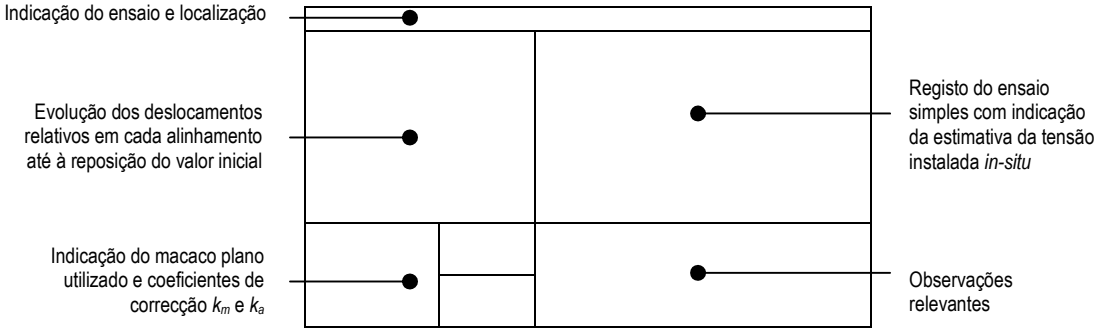


Figura B1: Esquema de organização da informação para o ensaio simples

ii) Dos resultados dos ***ensaios duplos***, estima-se a tensão resistente em compressão, o módulo de elasticidade e o coeficiente de *Poisson*. Na Figura B2 esquematiza-se a organização da informação adoptada neste anexo para este tipo de resultados:

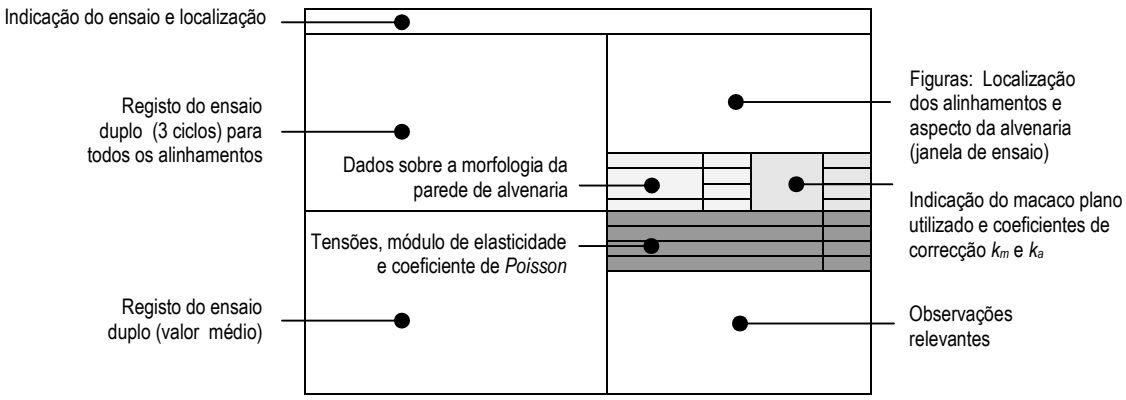


Figura B2: Esquema de organização da informação para o ensaio duplo

Em ambos os tipos de quadros de resultados, são apresentados os coeficientes k_a e k_m que têm o seguinte significado:

k_m - coeficiente (adimensional) que reflecte a rigidez do macaco plano e o atrito do sistema hidráulico, determinado no procedimento de calibração de acordo com a norma [ASTM C1197-91, 1991b];

k_a - coeficiente (adimensional) que define a relação entre a área do macaco e a área do rasgo.

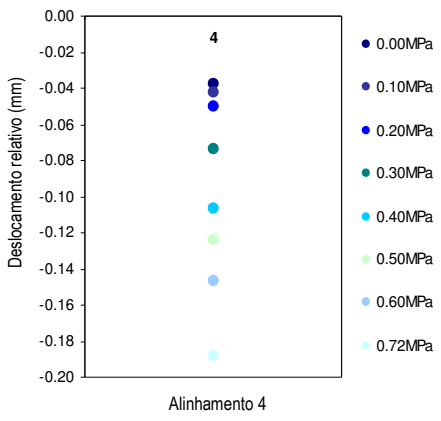
Nos resultados que se apresentam, esclareça-se o significado de:

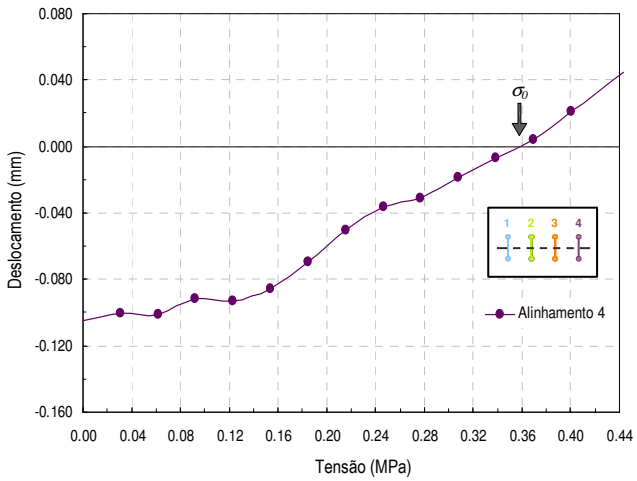
*Máximo valor da tensão atingida – é o valor da tensão máxima instalada ao fim do ramo de carga do terceiro ciclo. Este valor não corresponde sempre à rotura da alvenaria, no entanto, em alguns casos é um valor próximo deste.

ε_V e ε_L indicam a direcção do registo de extensometria na direcção vertical e lateral, respectivamente.

B2 – Resultados dos ensaios simples (1 a 9):

Ensaio simples 1, Rua Direita, 85-89 (face interior, junto ao cunhal)

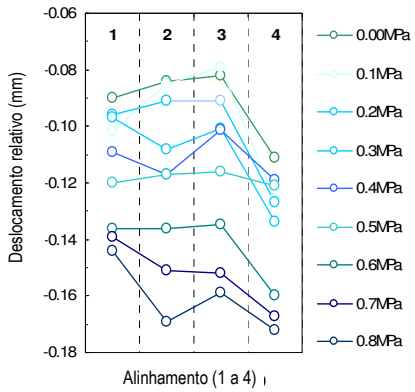


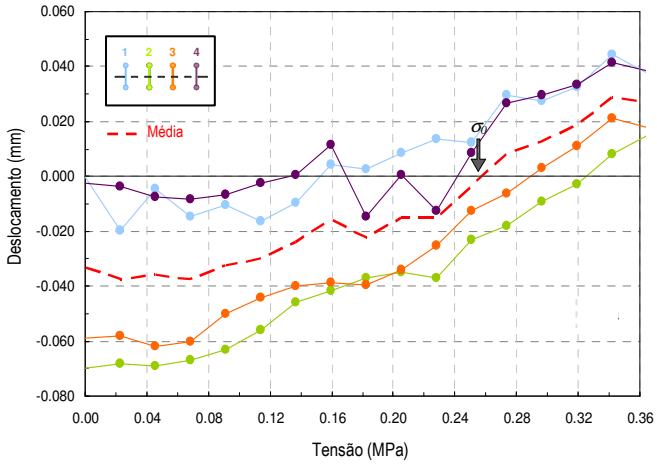


Macaco M6	k_a=0.708	Observações: 1 – Neste ensaio só houve um registo correspondente ao alinhamento 4, dado que nos outros alinhamentos, as miras descolaram durante o ensaio. 2 – Não se substituiu o papel químico neste ensaio, entre o ensaio simples e duplo.
	k_m=0.870	

Figura B3: Resultados do ensaio simples 1

Ensaio simples 2, Largo do Romal, 26 (face interior, parede meeira)

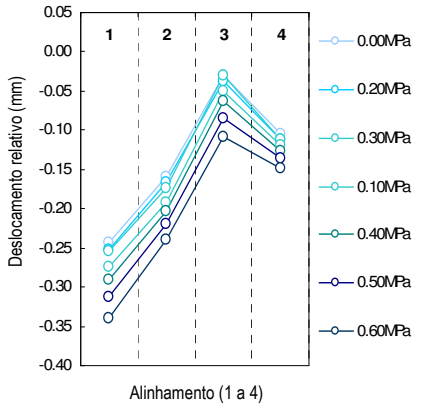


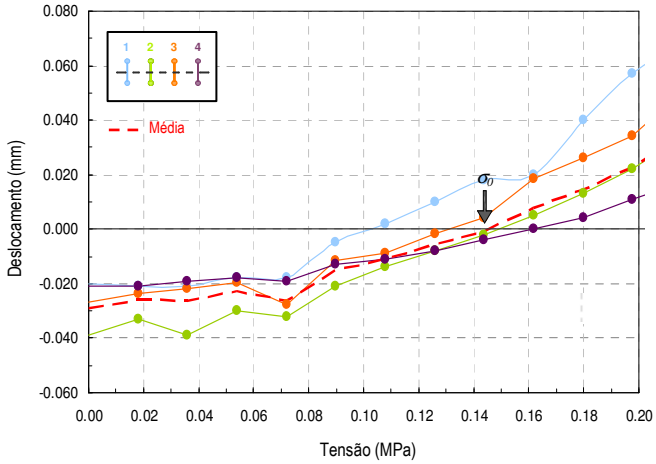


Macaco M8	k_a=0.529	Observações:
	k_m=0.861	1 – Neste ensaio o alinhamento 4 tem um comportamento muito irregular entre os 0.12 e 0.24MPa, no entanto, considerou-se este registo na estimativa da tensão instalada.

Figura B4: Resultados do ensaio simples 2

Ensaio simples 3, Largo do Romal, 26 (face interior, junto ao cunhal)

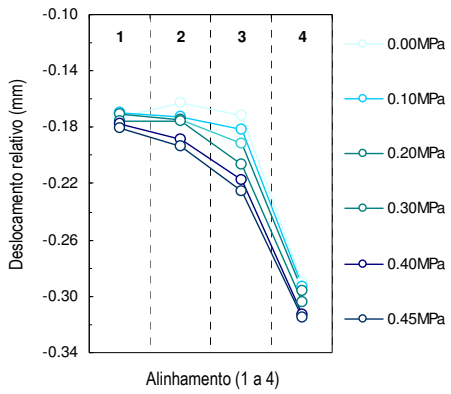


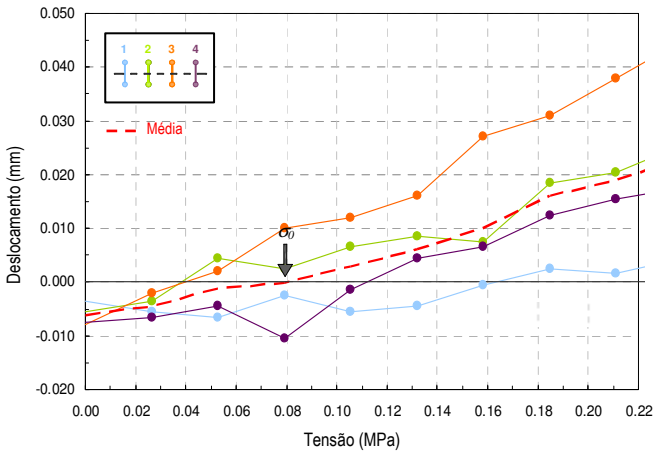


Macaco M5	k_a=0.412	Observações:
	k_m=0.873	1 – O registo do alinhamento 1 segue uma tendência desviante em relação aos outros alinhamentos.

Figura B5: Resultados do ensaio simples 3

Ensaio simples 4, Beco de São Cristovão (face exterior, junto a um vão de porta)

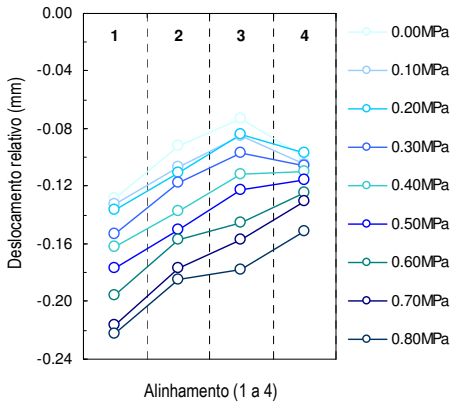


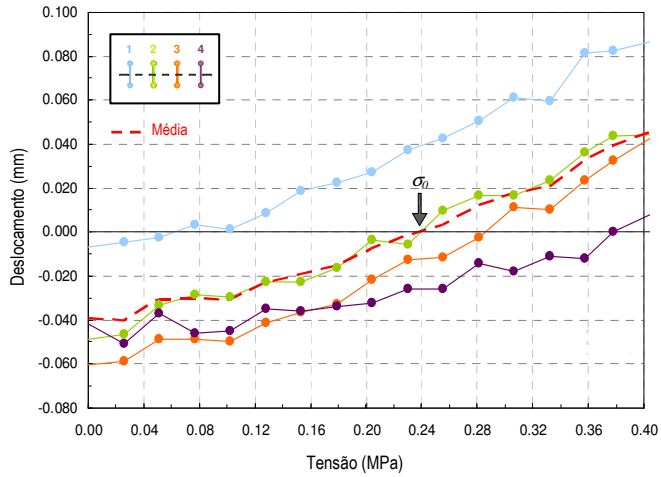


Macaco M8	k_a=0.613	Observações: 1 – Não se substituiu o papel químico entre o ensaio simples e o ensaio duplo.
	k_m=0.861	2 – A tensão instalada na parede é muito baixa, devido à proximidade com uma abertura.

Figura B6: Resultados do ensaio simples 4

Ensaio simples 5, Beco de São Cristovão (face exterior, zona corrente)

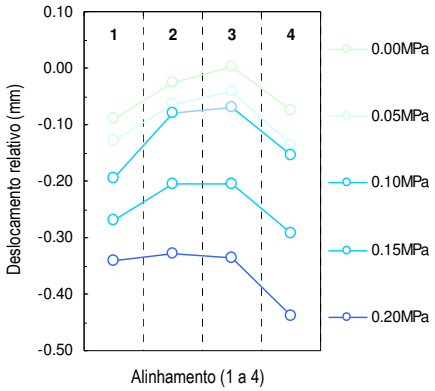


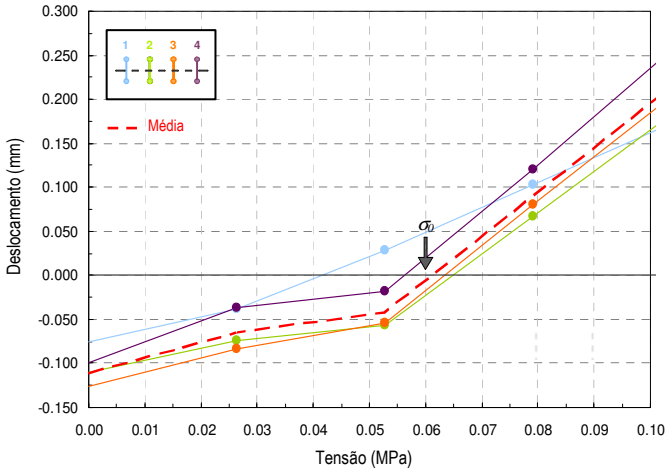


Macaco M1	k_a=0.609	Observações: 1 – O alinhamento 1 tem um comportamento muito desviante em relação aos outros três alinhamentos.
	k_m=0.840	

Figura B7: Resultados do ensaio simples 5

Ensaio simples 6, Rua Direita, 50-54 (face interior, nembo de parede entre aberturas)

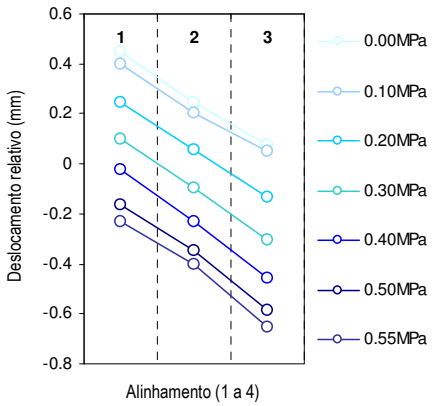


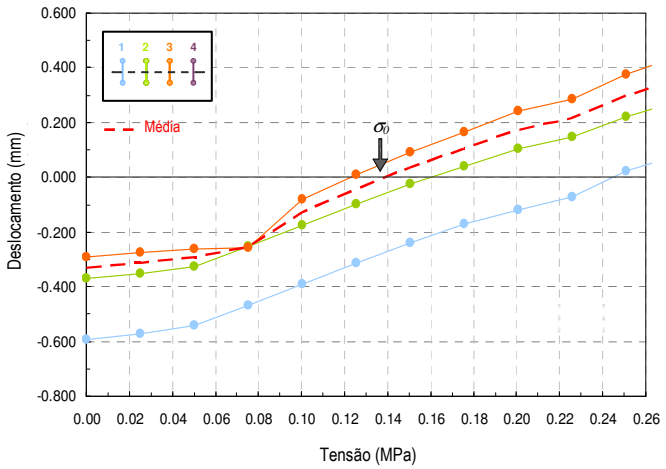


Macaco M1	k_a=0.629	Observações: 1 – Não se substituiu o papel químico entre o ensaio simples e o ensaio duplo. 2 – O valor da tensão instalada e registada foi muito baixo, possivelmente devido ao desprendimento de argamassa.
	k_m=0.840	

Figura B8: Resultados do ensaio simples 6

Ensaio simples 7, Rua Arco do Ivo, 5-7 (face exterior, nembo de parede entre aberturas)

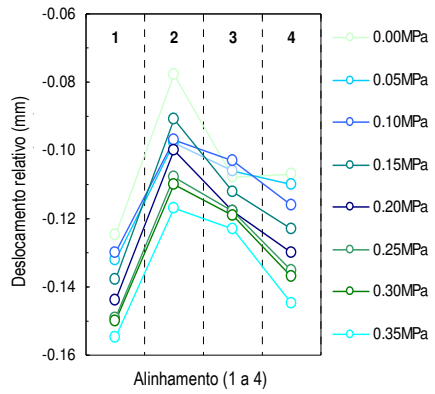


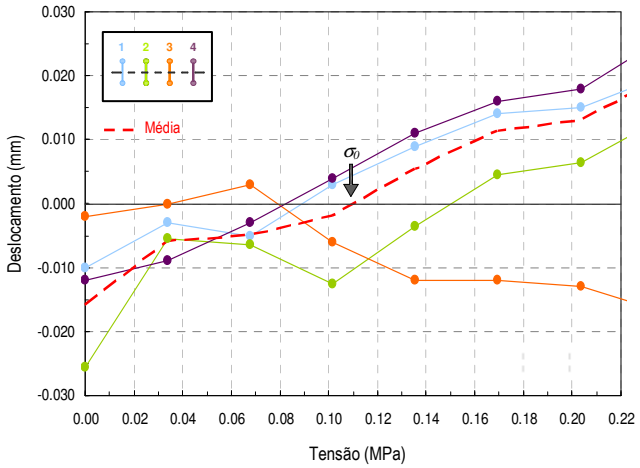


Macaco M6	k_a=0.572	Observações: 1 – Só se utilizaram os registos dos alinhamentos interiores 2 e 3 na avaliação do estado de tensão *in-situ*.
	k_m=0.877	

Figura B9: Resultados do ensaio simples 7

Ensaio simples 8, Rua da Moeda, 80-82 (face exterior, na parede próximo de uma janela)

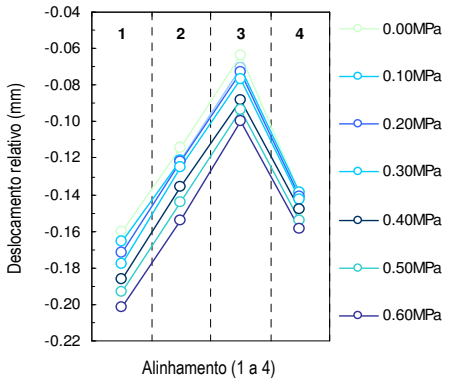


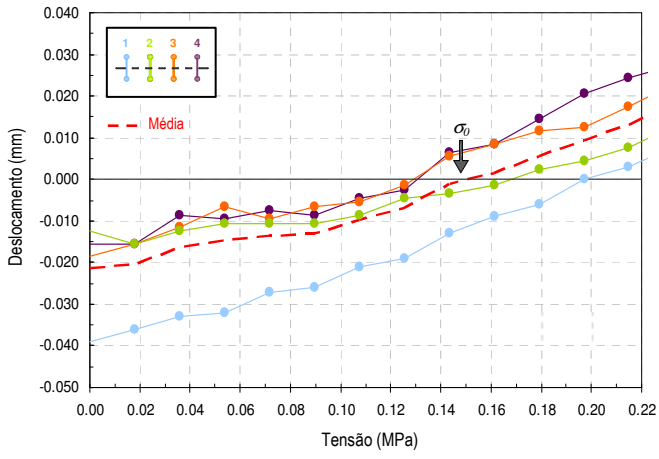


Macaco M5	k_a=0.723	Observações: 1 – Não foi utilizado o registo do alinhamento 3 para estimar a tensão instalada. 2 – Não se substituiu o papel químico entre o ensaio simples e o ensaio duplo.
	k_m=0.873	

Figura B10: Resultados do ensaio simples 8

Ensaio simples 9, Largo do Romal, 26 (face interior, parede meeira)

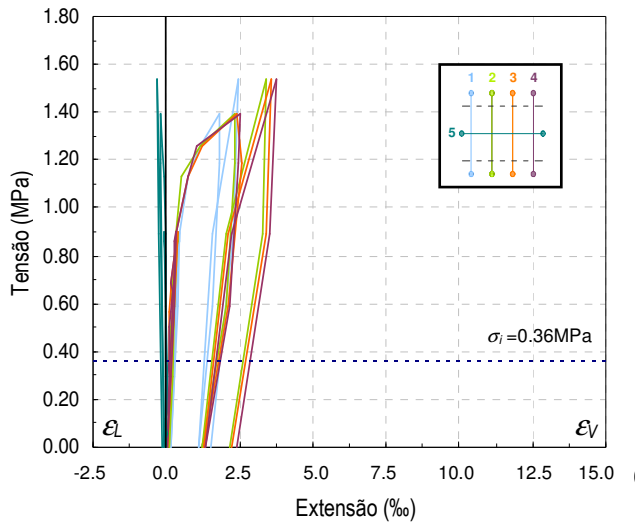


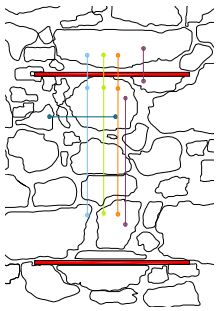


Macaco M8	k_a=0.416	Observações: 1 – A deformação medida do alinhamento 1 tem um comportamento desviante em relação a outros alinhamentos (menos solicitado).
	k_m=0.861	

Figura B11: Resultados do ensaio simples 9

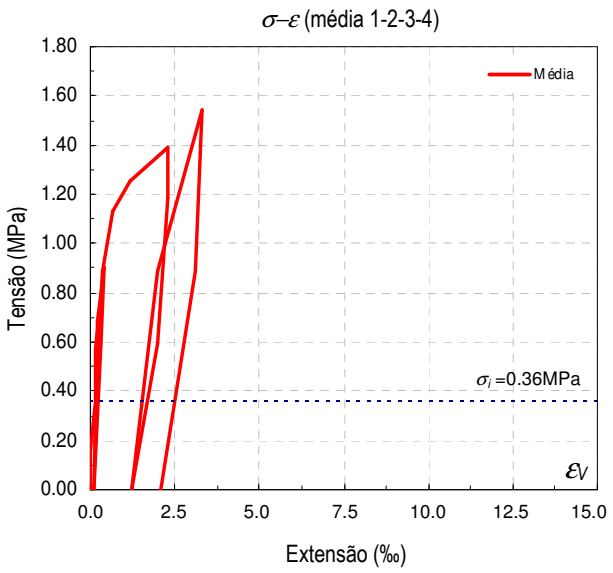
Ensaio duplo 1, Rua Direita, 85-89 (face interior, junto ao cunhal)







% Pedra	64.99	Macaco superior M6	k_a=0.708
% Argamassa	35.01		k_m=0.870
% Vazios	0.00	Macaco inferior M2	k_a=0.659
Área total (m^2)	0.288		k_m=0.864



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.360
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	1.54
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	3371
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.158

Observações:

1 – Os registos dos quatro alinhamentos foram utilizados no traçado da curva média.

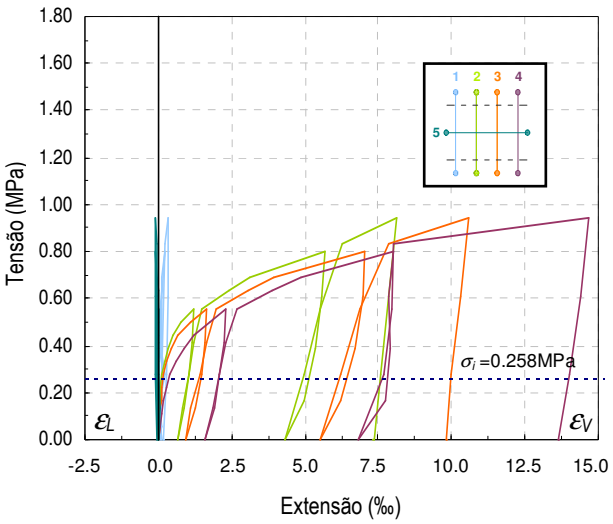
2 – O pano de parede ensaiado tem uma elevada percentagem de pedra.

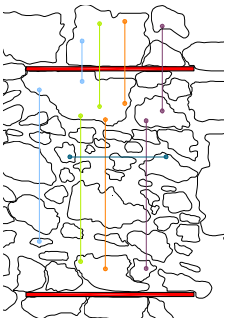
3 – Este ensaio foi feito na proximidade de um cunhal com pedras de maiores dimensões.

B3 – Resultados dos ensaios duplos (1 a 9):

Figura B12: Resultados do ensaio duplo 1

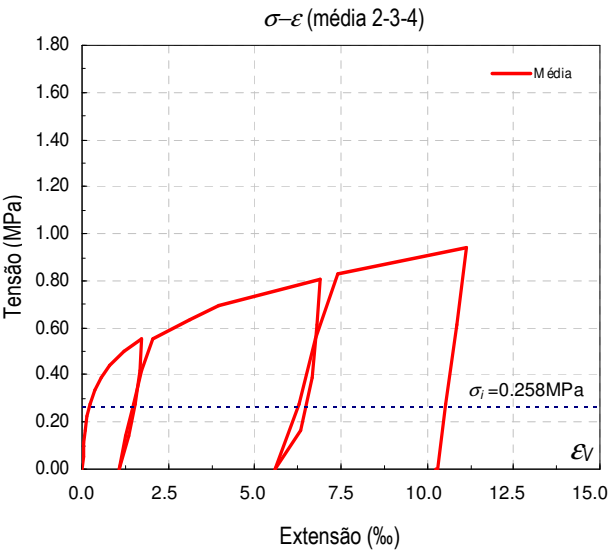
Ensaio duplo 2, Largo do Romal, 26 (face interior, parede meeira)







% Pedra	58.72	Macaco superior M8	k_a=0.659
% Argamassa	40.53		k_m=0.861
% Vazios	0.75	Macaco inferior M2	k_a=0.625
Área total (m^2)	0.24		k_m=0.864



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.258
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	0.94
Módulo de elasticidade, E_0 (MPa)	1205
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.040

Observações:

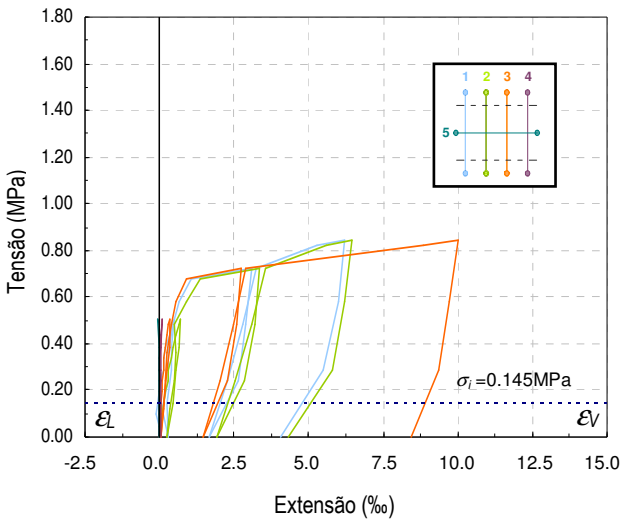
1 – A mira do alinhamento 1 foi colada muito próximo do macaco superior e por isso só foram utilizados os registos dos alinhamentos 2, 3 e 4 para a determinação da curva média.

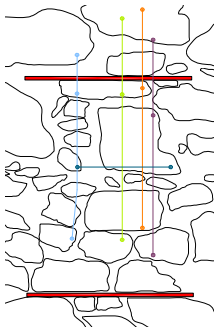
2 – Deformação residual apreciável entre ciclos de carga-descarga.

3 – O pano de parede ensaiado apresenta uma percentagem de argamassa elevada.

Figura B13: Resultados do ensaio duplo 2

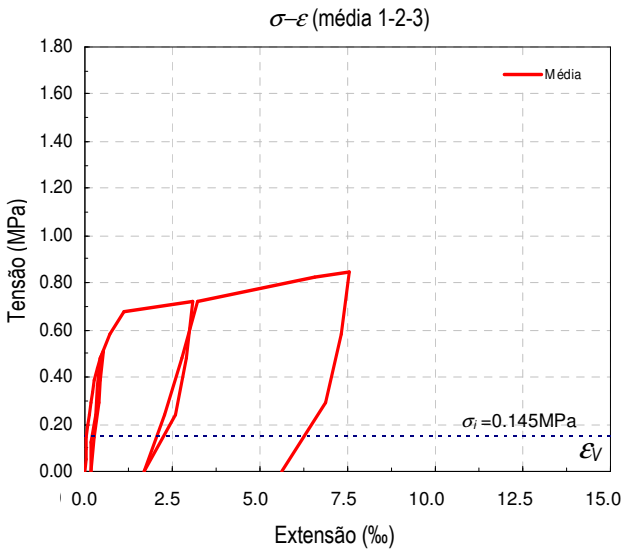
Ensaio duplo 3, Largo do Romal, 26 (face interior, junto ao cunhal)







% Pedra	61.20	Macaco superior M5	k_a=0.563
% Argamassa	36.07		k_m=0.873
% Vazios	2.73	Macaco inferior M1	k_a=0.565
Área total (m^2)	0.244		k_m=0.840



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.145
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	0.89
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	1783
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.080

Observações:

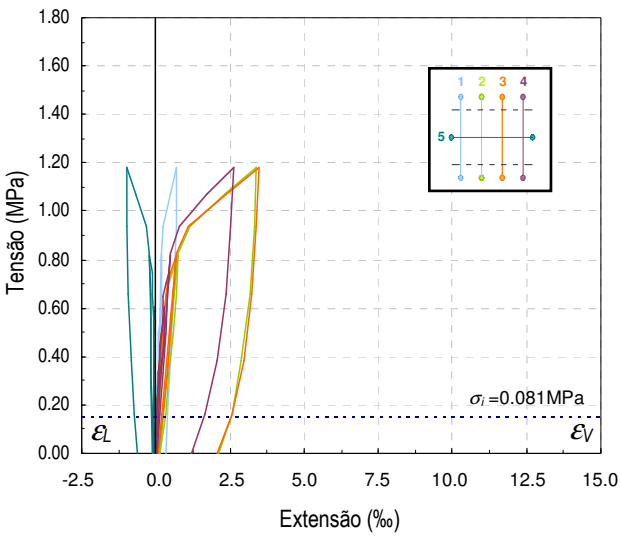
1 – Nos alinhamentos 4 e 5 descolou uma das suas miras após o primeiro ciclo.

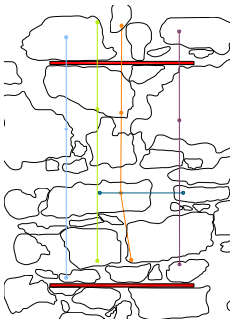
2 – O ensaio foi feito na proximidade de um cunhal.

3 – O pano de parede ensaiado apresenta uma percentagem de vazios importante.

Figura B14: Resultados do ensaio duplo 3

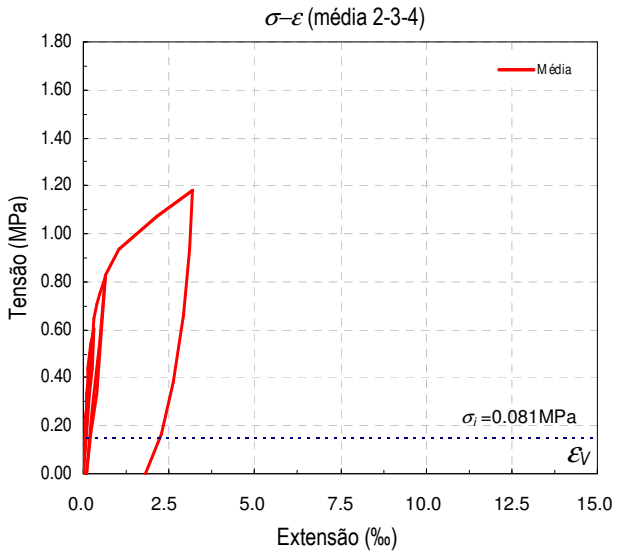
Ensaio duplo 4, Beco de São Cristóvão (face exterior, junto a um vão de porta)







% Pedra	66.32	Macaco superior M8	k_a=0.613
% Argamassa Argamassa	32.70		k_m=0.861
% Vazios	0.98	Macaco inferior M6	k_a=0.658
Área total (m^2)	0.24		k_m=0.870



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.081
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	1.18
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	2941
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.210

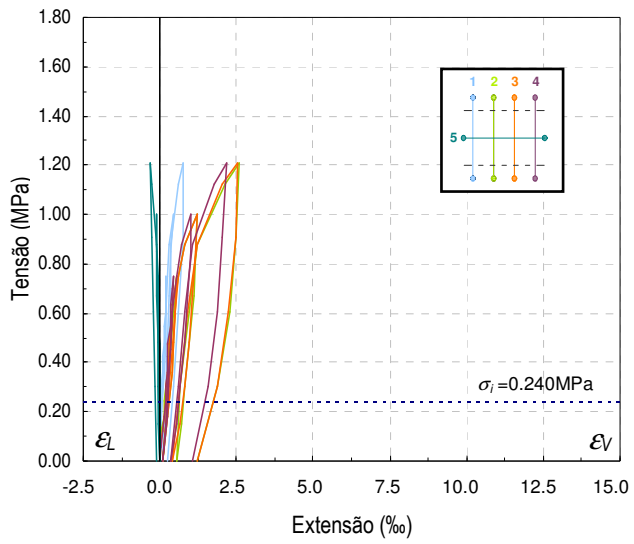
Observações:

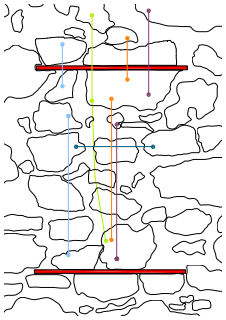
1 – O registo do alinhamento 1 não foi utilizado na determinação da curva média, devido ao deficiente calçamento do macaco inferior na zona deste alinhamento.

2 – O pano de parede ensaiado apresentava uma elevada percentagem de pedra.

Figura B15: Resultados do ensaio duplo 4

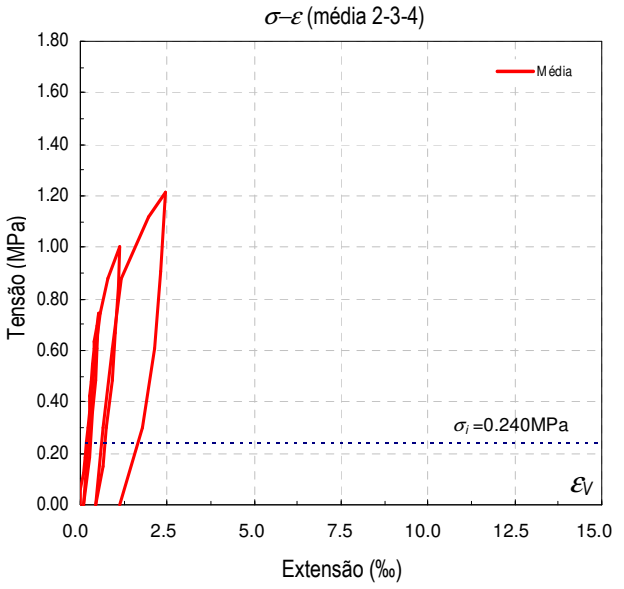
Ensaio duplo 5, Beco de São Cristóvão (face exterior, zona corrente)







% Pedra	61.26	Macaco superior M1	k_a=0.712
% Argamassa	37.69		k_m=0.840
% Vazios	1.05	Macaco inferior M5	k_a=0.703
Área total (m^2)	0.240		k_m=0.873



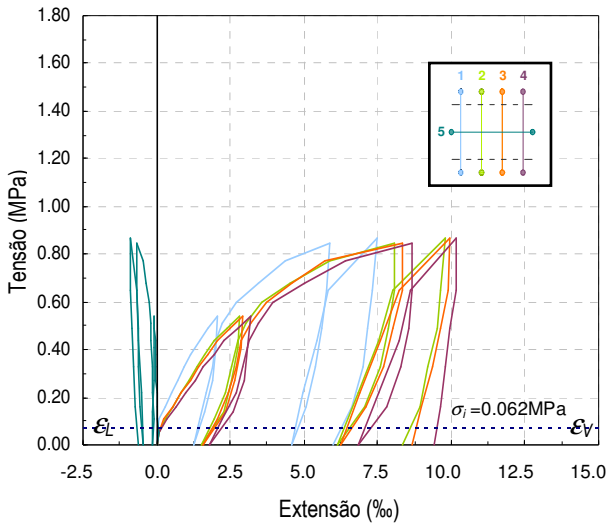
Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.240
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	1.21
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	1492
Coef. de Poisson (regime elástico)	0.120

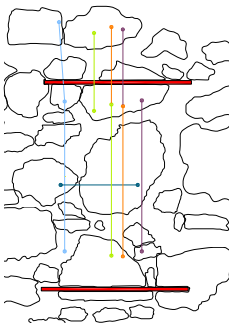
Observações:

1 – O registo do alinhamento 1 não foi utilizado.

Figura B16: Resultados do ensaio duplo 5

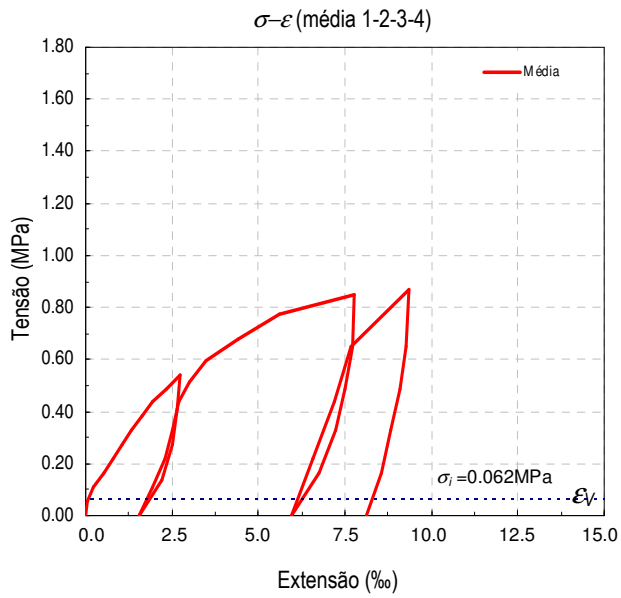
Ensaio duplo 6, Rua Direita, 50-54 (face interior, nembo de parede entre aberturas)







% Pedra	60.46	Macaco superior M1	k_a=0.629
% Argamassa	36.33		k_m=0.40
% Vazios	3.21	Macaco inferior M7	k_a=0.674
Área total (m^2)	0.220		k_m=0.830



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.062
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	0.87
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	214
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.060

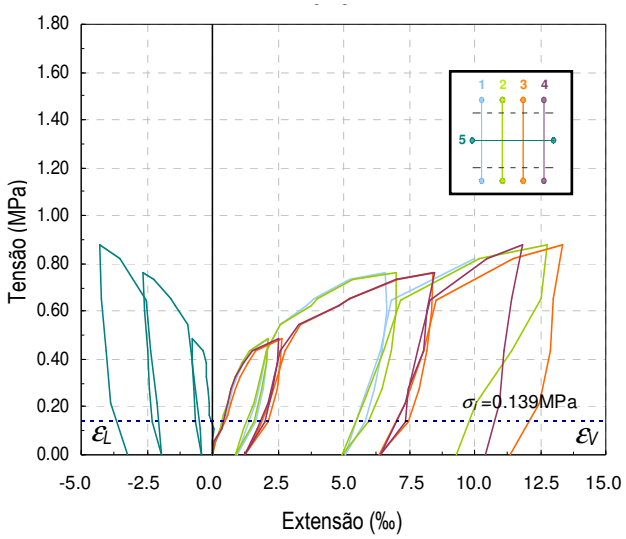
Observações:

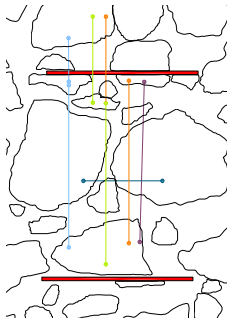
1 – Registou-se o movimento de uma pedra de maiores dimensões para um valor muito baixo de tensão, que se nota pela inflexão inicial no diagrama tensão-extensão.

2 – O pano de parede ensaiado apresentava elevada percentagem de vazios.

Figura B17: Resultados do ensaio duplo 6

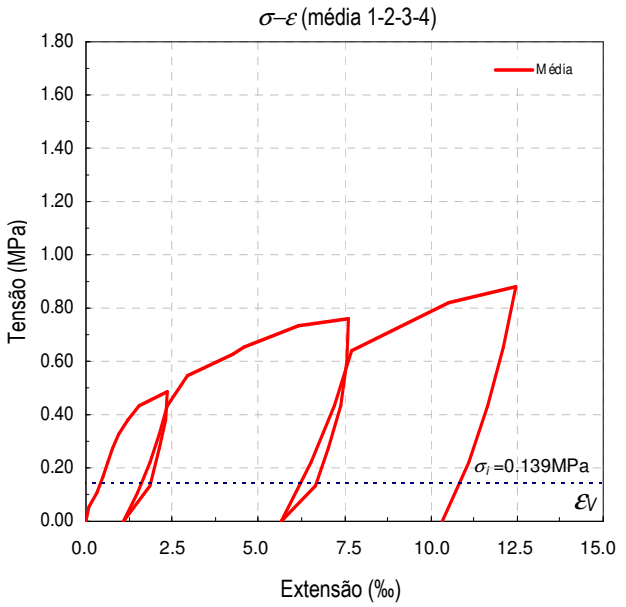
Ensaio duplo 7, Rua Arco do Ivo, 5-7 (face exterior, nembo de parede entre aberturas)







% Pedra	63.18	Macaco superior M6	k_a=0.572
% Argamassa	31.78		k_m=0.877
% Vazios	5.04	Macaco inferior M5	k_a=0.628
Área total (m^2)	0.247		k_m=0.939



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.139
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	0.88
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	341
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.200

Observações:

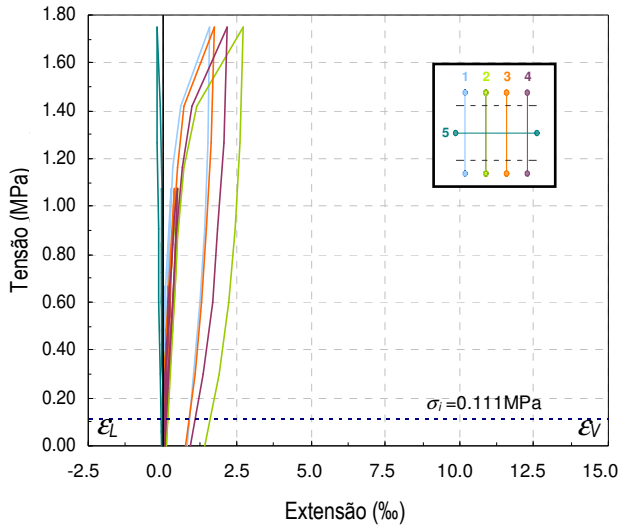
1 – Houve um movimento de uma pedra para um valor muito baixo de tensão que se nota pela inflexão no diagrama tensão-extensão.

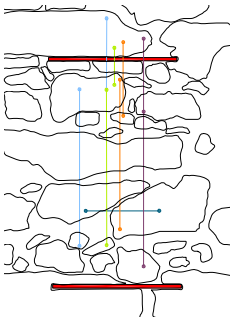
2 – O pano de parede ensaiado apresentava a mais elevada percentagem de vazios de todos os ensaios efectuados (pedras mal argamassadas).

3 – Este pano de parede apresentava alguns problemas de desagregação.

Figura B18: Resultados do ensaio duplo 7

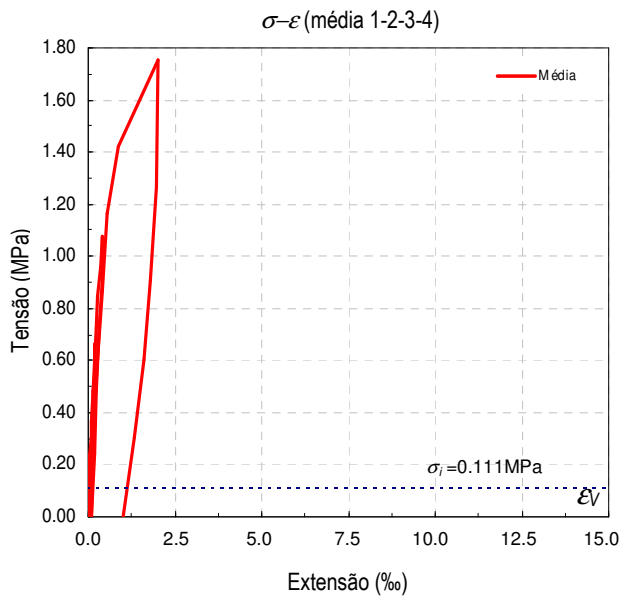
Ensaio duplo 8, Rua da Moeda, 80-82 (face exterior, na parede próximo de uma janela)







% Pedra	66.97	Macaco superior M5	k_a=0.723
% Argamassa	33.03		k_m=0.829
% Vazios	0.00	Macaco inferior M7	k_a=0.695
Área total (m^2)	0.244		k_m=0.873



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.111
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	1.75
Módulo de elasticidade, E_0 (MPa)	3126
Coef. Poisson (regime elástico)	0.180

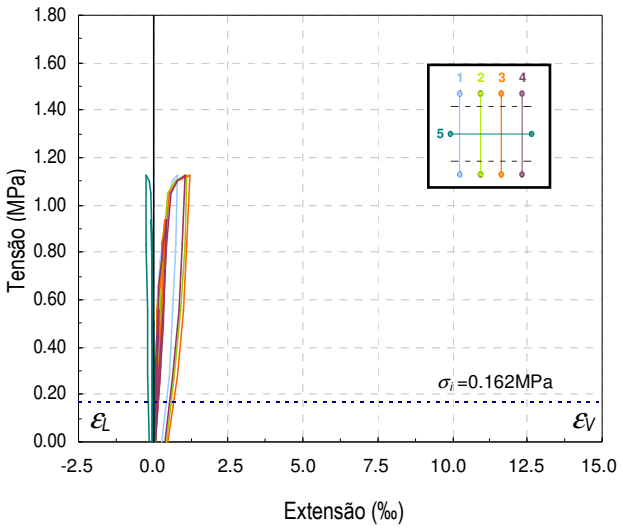
Observações:

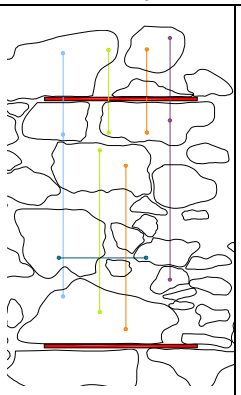
1 – O pano de parede ensaiado apresentava a mais elevada percentagem de pedra de todos os ensaios.

2 – Os valores de k_a apresentados neste ensaio são os maiores de todos os ensaios realizados.

Figura B19: Resultados do ensaio duplo 8

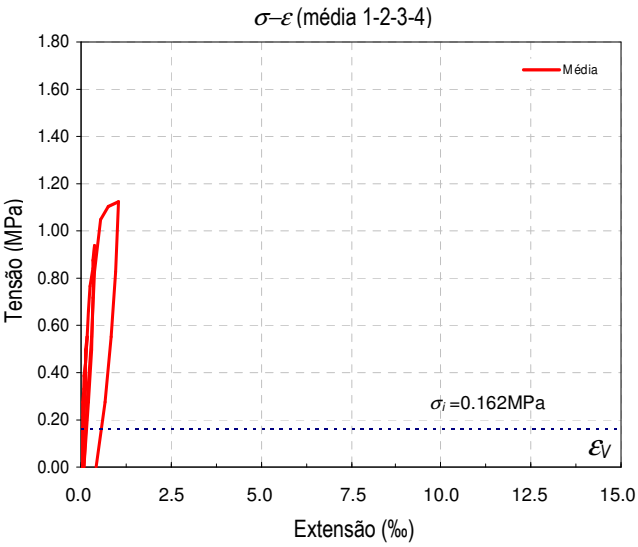
Ensaio duplo 9, Largo do Romal, 26 (face interior, parede meeira)







% Pedra	59.02	Macaco superior M8	k_a=0.662
% Argamassa	40.98		k_m=0.861
% Vazios	0.00	Macaco inferior M2	k_a=0.620
Área total (m^2)	0.244		k_m=0.864



Tensão *in-situ*, σ_i (MPa)	0.162
*Máximo valor da tensão atingida (MPa)	1.12
Módulo de elasticidade inicial, E_0 (MPa)	3659
Coef. de *Poisson* (regime elástico)	0.120

Observações:

1 – A argamassa desta área da parede apresentava boas características resistentes (processo de abertura do rasgo).

Figura B20: Resultados do ensaio duplo 9

ANEXO C

PROPOSTA DE ÍNDICES DE VULNERABILIDADE

(edifício, fachada e agregado)

C1 – Índices de vulnerabilidade

No estabelecimento e definição do método de avaliação da vulnerabilidade de um edifício, dever-se-á ter em atenção o seu valor, a sua função e a sua tipologia construtiva. Os critérios estabelecidos para realizar a avaliação devem ser sensíveis ao tipo de construção, seja este de carácter industrial, monumental ou de valor histórico relevante.

Para além do desenvolvimento da proposta de uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade dos edifícios em alvenaria através de um índice de vulnerabilidade, expandiu-se o conceito, tendo sido também formulada uma proposta de um índice de vulnerabilidade para avaliar as paredes de fachada e o quarteirão. A avaliação da vulnerabilidade proposta neste trabalho é estruturada em três níveis:

a) Edifício – Quando o objectivo é avaliar a vulnerabilidade estrutural do sistema resistente principal do edifício, implicitamente avaliando o desempenho de todas as componentes e materiais constituintes e a eficácia das suas ligações.

b) Parede de fachada – A parede de fachada é um elemento que tipicamente apresenta fragilidades próprias pelo processo construtivo e tipo de conexão e ligação ao sistema resistente principal (particularmente característico dos edifícios em banda com fachadas alinhadas). Isto justifica como é importante o desenvolvimento de uma metodologia para avaliação da vulnerabilidade deste elemento.

c) Agregado estrutural (quarteirão) – A avaliação da vulnerabilidade à escala do quarteirão permite identificar situações de risco originadas ou até agravadas pela interacção entre as construções ou por mecanismos de rotura mais complexos (do que aqueles tipicamente identificados para edifícios isolados) que envolvam a interacção entre edifícios contíguos. Os desalinhamentos entre edifícios, o seu posicionamento e as irregularidades estruturais, poderão amplificar ou reduzir a vulnerabilidade através do efeito do conjunto.

C2 – Índice de vulnerabilidade do edifício

Na Tabela C1 são apresentados os 14 parâmetros utilizados na formulação do índice de vulnerabilidade do edifício. Na Figura C1 apresenta-se a ficha de preenchimento e os 14 parâmetros organizados em 5 grupos.

Tabela C1: Índice de vulnerabilidade (I_v), parâmetros que o definem e respectivos pesos associados

PARÂMETRO		Classe C_{vi}				Peso
		A	B	C	D	p_i
P1	Tipo e organização do sistema resistente	0	5	20	50	0.75
P2	Qualidade do sistema resistente	0	5	20	50	1.00
P3	Resistência convencional	0	5	20	50	1.50
P4	Distância máxima entre paredes	0	5	20	50	0.50
P5	Altura do edifício	0	5	20	50	1.50
P6	Posição do edifício e fundações	0	5	20	50	0.75
P7	Localização e interacção	0	5	20	50	1.50
P8	Irregularidade em planta	0	5	20	50	0.75
P9	Irregularidade em altura	0	5	20	50	0.75
P10	Desalinhamento de aberturas	0	5	20	50	0.50
P11	Diafragmas horizontais	0	5	20	50	1.00
P12	Tipo de cobertura	0	5	20	50	1.00
P13	Danos estruturais identificados	0	5	20	50	1.00
P14	Elementos não-estruturais	0	0	20	50	0.50

ÍNDICE DE VULNERABILIDADE

$$I_v^* = \sum_{i=1}^{14} C_{vi} \times p_i$$

$$0 \le I_v^* \le 650$$

(Índice normalizado, $0 \le I_v \le 100$)

Índice de Vulnerabilidade - EDIFÍCIO

Edifício: ***Agregado:*** ***Data de inspecção:***

Localização: ***Equipa:***

Notas e esquemas

Parâmetros de avaliação		Classe e pontuação				p_i	$C_{vi}xp_i$	GC
1. Sistema resistente								
P1	Tipo e organização do sistema resistente	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P2	Qualidade do sistema resistente	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
P3	Resistência convencional	A	B	C	D	1.50		
		0	5	20	50			
P4	Distância máxima entre paredes	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P5	Altura do edifício	A	B	C	D	1.50		
		0	5	20	50			
P6	Posição do edifício e fundações	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
2. Interacção e irregularidades								
P7	Localização e interacção	A	B	C	D	1.50		
		0	5	20	50			
P8	Irregularidade em planta	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P9	Irregularidade em altura	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P10	Desalinhamento de aberturas	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
3. Pavimentos e cobertura								
P11	Diafragmas horizontais	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
P12	Tipo de cobertura	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
4. Estado de conservação								
P13	Danos estruturais identificados	A	B	C	D	1.00		
		0	5	20	50			
5. Elementos não-estruturais								
P14	Elementos não-estruturais	A	B	C	D	0.50		
		0	0	20	50			
						Índice final		

GC: Grau de confiança

Figura C1: Cálculo do índice de vulnerabilidade, I_v

Parâmetro P1: Tipo e organização do sistema resistente

Este parâmetro avalia o tipo de sistema resistente, em termos de organização das paredes e qualidade de concepção do edifício, da eficiência das ligações entre paredes, e ainda se aplicável, o respeito pelas regras de construção sismo-resistente de reforço e consolidação. É essencial avaliar a distribuição de paredes resistentes, nas duas direcções principais de desenvolvimento do edifício, bem como as ligações entre paredes ortogonais e a ligação destas aos elementos horizontais, sem atender à constituição da alvenaria (que será objecto de avaliação em outro parâmetro).

Para avaliar o nível de ligação entre paredes ortogonais, deve ser dada particular atenção aos cunhais, com identificação da dimensão e disposição das pedras/unidades. Nestas zonas, o travamento das paredes de alvenaria adquire especial importância, porque a execução descuidada poderá originar o desligamento e desprendimento, despoletado apenas pelo processo de envelhecimento ou pela variação de temperatura (ciclos de temperatura).

A forma de travamento ao nível dos cunhais varia com a espessura das paredes. O travamento pode ser garantido de forma eficaz com a presença de cintas, tirantes ao nível dos pisos ou ainda uma ligação por interpenetração das pedras (de forma paralelipipédica bem talhada) em toda a espesura das paredes ortogonais com a organização de cadeias formadas por alhetas [Pinho, 2000].

A classificação proposta para este parâmetro em classes de vulnerabilidade apresenta-se na Tabela C2. Nas Figuras C2 e C3 apresentam-se alguns esquemas de soluções típicas de ligação entre paredes ortogonais, classificando-os qualitativamente em termos da sua eficiência.

Refere-se ainda que no caso da alvenaria apresentar dois panos, a ligação entre paredes ortogonais é apenas considerada eficaz (é vulgar apenas o pano exterior apresentar um assentamento bem aparelhado, enquanto que a face interior apresenta características muito irregulares) se efectuada por uma cinta perimetral associada à passagem de tirantes, ou através da criação de fiadas de elementos com a dimensão correspondente à espessura total da parede, efectivando a ligação entre os dois panos.

Tabela C2: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1

A	Edifício construído de acordo com as recomendações[1] de construção sismo-resistente. Reforço ou consolidação do edifício em alvenaria de acordo com a normativa de reforço ou recuperação[2] constante em documentos europeus [por exemplo, OPCM 3274 [2003]; EC6 [CEN, 2005]; EC8 [CEN, 2004], garantindo assim as condições de ligação e conexão eficiente entre elementos verticais e entre os elementos verticais e horizontais
B	O edifício apresenta ligações com bom aparelho e embricamento entre paredes ortogonais, capazes de transmitir cargas verticais e de corte (caso de cunhais em cantaria). Ao nível de todos os pisos, de forma a garantir a solidarização entre paredes, existem cintas em todo o perímetro ou tirantes de amarração em número e secção suficiente, com boa amarração (dependente das espessuras da parede) e tensionadas (no caso das alvenarias, os tirantes são normalmente passivos de forma a promover a mobilização de todo o sistema estrutural se solicitado)
C	O edifício não apresenta as ligações definidas na classe B, em nenhum ou apenas em alguns pisos, porém apresenta boa ligação entre as suas paredes ortogonais resistentes, garantida pelo adequado aparelho e embricamento em todas as paredes
D	O edifício não apresenta paredes resistentes bem unidas. Ausência total de tirantes e cintas

[1] Nunca existiu um regulamento específico para as construções em alvenaria em Portugal, apenas se encontram algumas recomendações, em manuais técnicos de construção, por exemplo: Leitão [1896]; Pereira da Costa [1955]; Carvalho e Oliveira, 1999].

[2] No caso de uma construção intervencionada a sua classificação é feita em função da eficácia das suas ligações para cada classe de vulnerabilidade.



Boa ligação | Fraca ligação

Figura C2: Ligação entre paredes ortogonais

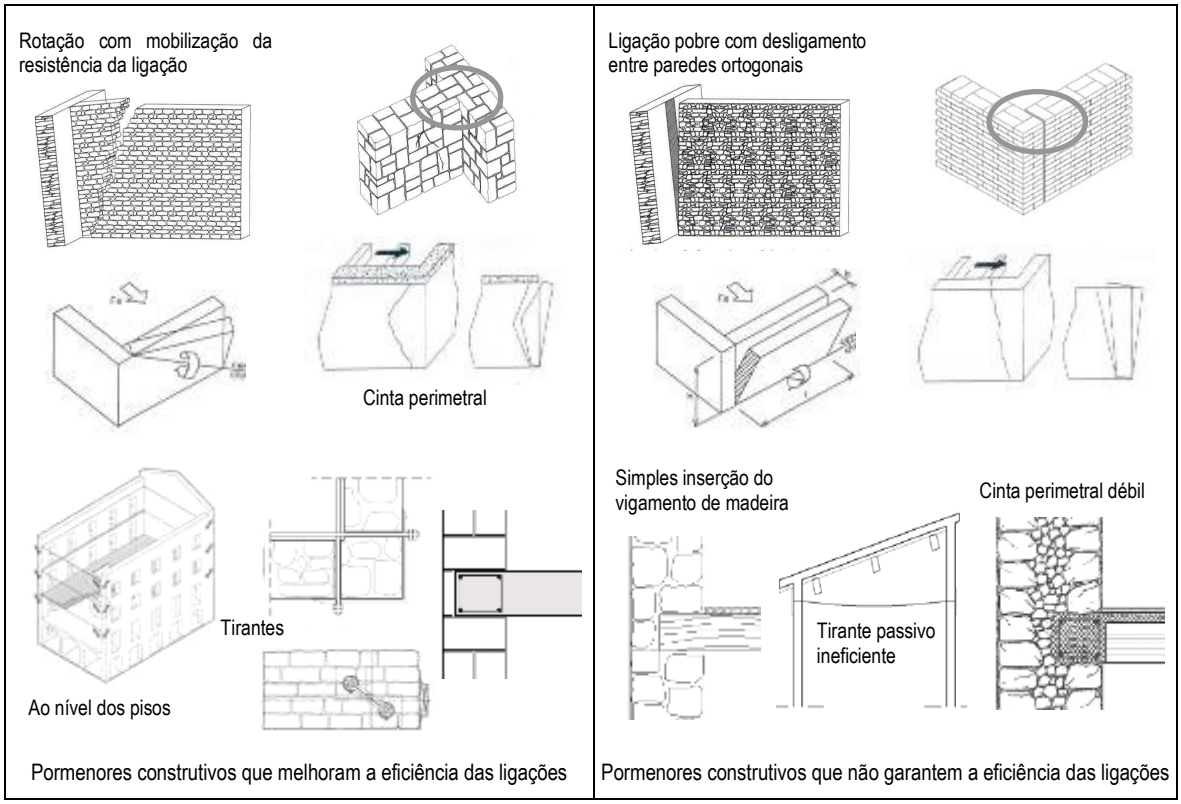


Figura C3: Diferentes aspectos da ligação entre paredes ortogonais [MRRP, 2001; Cóias, 2004]

Parâmetro P2: Qualidade do sistema resistente

As alvenarias presentes em construções tradicionais são muito variadas, com diferentes materiais constituintes, dimensões e técnicas de assentamento, que lhe conferem diferentes níveis de resistência. O parâmetro P2 avalia a qualidade das alvenarias, em função de três aspectos: i) homogeneidade do material constituinte, forma, dimensão e natureza; ii) configuração de assentamento e arranjo da alvenaria; e, iii) tipo de ligação transversal entre panos da própria parede.

O primeiro aspecto a identificar é o tipo de material, verificando a sua origem natural ou artificial. As características resistentes são muito dependentes do tipo de pedra ou material e a sua dimensão é indissociável dos aspectos de tratamento ou preparação da mesma. O tipo de argamassa é também determinante na capacidade resistente da alvenaria, conferindo-lhe um certo grau de monoliticidade. O segundo aspecto refere-se à homogeneidade e regularidade na disposição das pedras/unidades de alvenaria, que essencialmente é de dois tipos: assentamento com unidades talhadas com juntas verticais e horizontais bem definidas (aparelho rústico) e assentamento de pedra com faces irregulares, em que o aparelho é condicionado pelo seu processo de "desbaste" e uso de argamassa (aparelho tosco poligonal). O

terceiro aspecto analisa a eventual presença de elementos transversais de ligação, como fiadas espaçadas de cerca de um metro, assentes a uma vez, que geralmente une os dois panos de parede (interno e externo).

Note-se que a presença de fiadas horizontais com recurso a outros materiais, nomeadamente tijolo maciço em toda a extensão longitudinal e transversal da parede, bem como, a existência de pedras de maior dimensão junto aos cunhais ou aberturas, não se consideram situações de falta de homogeneidade de material ou dimensão. Refira-se ainda que, a face externa de uma parede de dois panos, pode apresentar uma selecção mais cuidada e um melhor aparelho das unidades, do que a face interna. Recomenda-se que se visualize sempre que possível, ambas a faces das paredes. A classificação, de uma forma generalizada das classes de vulnerabilidade pode ser feita mediante os critérios descritos na Tabela C3 da proposta original [GNDT-SSN, 1994].

Esta classificação tem em conta de uma forma indirecta e qualitativa, a avaliação da homogeneidade das propriedades das paredes resistentes e do seu comportamento, que condicionam, quer a uniformidade da transmissão de carga, quer a criação de zonas mais frágeis ou de concentração de esforços (criação de caminhos preferenciais de transmissão de carga). A importância deste parâmetro é facilmente justificada pelo facto de ser reconhecido que a composição da alvenaria influencia a sua resistência ao corte e a sua capacidade de dissipação de energia (considerada normalmente baixa).

Tabela C3: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P2

A	Alvenaria de tijolo de boa qualidade (maciço ou perfurado até 45% de vazios). Alvenaria de pedra bem talhada com unidades homogéneas e de tamanho uniforme em toda a extensão das paredes. Alvenaria de pedra irregular bem argamassada e travada/embricada, existindo ligação transversal entre as duas faces da parede
B	Alvenaria de tijolo (área perfurada <45%). Alvenaria de pedra bem talhada com unidades pouco homogéneas em toda a extensão das paredes. Alvenaria de pedra irregular com ligação transversal entre as duas faces da parede
C	Alvenaria de tijolo de baixa qualidade com irregularidades de assentamento e de ligação. Alvenaria de pedra com unidades não trabalhadas e de dimensões heterogéneas. Alvenaria de pedra irregular sem ligação transversal, no entanto bem argamassada e travada
D	Alvenaria de tijolo de má qualidade com incrustação de fragmentos de pedra. Alvenaria de pedra com unidades muito irregulares e sem travamento cuidado (criando vazios). Alvenaria de pedra irregular sem ligação transversal, mal argamassada e mal travada

Procurou-se com esta proposta tornar a classificação mais objectiva, através de uma identificação acompanhada de uma descrição mais rigorosa, como se apresenta nas Tabelas C4 a C7 e Figuras C4 a C7.

Tabela C4: Descrição das alvenarias da classe A

A	Alvenaria de pedra constituída por unidades homogéneas (em termos de material e de dimensões), bem talhadas (forma paralelipipédica), com bom assentamento e com utilização de argamassa de boa qualidade, apresentando juntas verticais e horizontais (por exemplo: alvenaria de granito, perpianho) (A1)
	Alvenaria em pedra de baixa porosidade com bom assentamento e travamento, com juntas verticais e horizontais bem argamassadas. Argamassa de boa qualidade (A2)
	Alvenaria com unidades perfuradas em tijolo cerâmico ou blocos de cimento (15 a 45% de vazios) com juntas verticais e horizontais bem argamassadas, com argamassa de boa qualidade (A3)
	Alvenaria de pedra com estrutura de madeira (tipo gaiola pombalina ou taipa de rodízio), ou paredes de frontal, em boas condições de conservação com ligações eficientes entre elementos de madeira e sem aparente deterioração da madeira por ataque biológico ou por meio da acção da água (A4)
	Alvenaria de tijolo maciço ou blocos maciços bem assente e travada com juntas verticais e horizontais preenchidas com argamassa de boa qualidade (A5)
	Alvenaria armada e alvenaria consolidada com técnicas adequadas (A6)

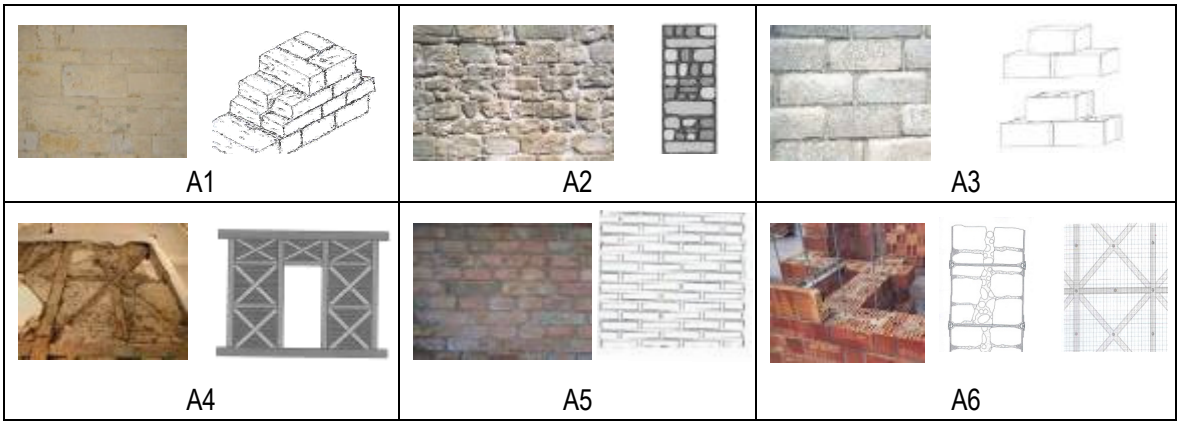


Figura C4: Exemplos de alvenarias de classe A

Tabela C5: Descrição das alvenarias da classe B

B	Alvenaria de pedra constituída por unidades não homogéneas (em termos de dimensões), mas bem travadas e embricadas longitudinal e transversalmente. Argamassa de boa qualidade (B1)
	Alvenaria de pedra (pouco trabalhada) com recurso a pedra ou elementos cerâmicos com dimensões semelhantes à espessura das paredes, de forma que confiram à parede uma ligação transversal em toda a sua espessura. Argamassa de boa qualidade (B2)
	Alvenaria de adobe assente a uma vez, ou a uma vez e meia, com argamassa de boa qualidade (B3)
	Alvenaria de tijolo perfurado ou de blocos de cimento (15 a 45% de vazios) com bom assentamento, mas apenas com juntas horizontais argamassadas. Argamassa de qualidade média (B4)
	Alvenaria em pedra de baixa porosidade, com bom assentamento e travamento, com juntas verticais e horizontais argamassadas. Argamassa de qualidade média (B5)
	Alvenaria de pedra com estrutura de madeira (tipo gaiola pombalina ou taipa de rodízio), ou paredes de frontal em boas condições de conservação, com ligações eficientes, com sinais de deterioração da madeira por ataque biológico ou por meio da acção da água. Incluem-se ainda os casos em que haja interrupção de elementos de madeira (B6)



B1



B2



B3

Nota: as tipologias B4, B5 e B5 diferem das soluções análogas indicadas com a classe A, no que respeita ao preenchimento das juntas, tipo de argamassa e ainda grau de conservação das madeiras

Figura C5: Exemplos de alvenarias de classe B

Tabela C6: Descrição das alvenarias da classe C

C	Alvenaria de pedra talhada grosseiramente, de forma irregular, com travamento e assentamento irregular. Argamassa de qualidade média (C1)
	Alvenaria de pedra irregular e arredondada, com ligação transversal. Argamassa de qualidade média (C2)
	Alvenaria de tijolo maciço, com assentamento deficiente e argamassa de fraca qualidade (C3)
	Alvenaria de pedra irregular, sem ligação transversal. Assentamento irregular e argamassa de fraca qualidade (C4)
	Alvenaria de dois panos (parâmento externo e interno) composto por pedra irregular e fragmentos (pedra, elementos cerâmicos, etc.), com núcleo de razoável consistência. Assentamento irregular e argamassa de qualidade média (C5)
	Alvenaria de adobe assente a meia vez, com argamassa de qualidade média (C6)

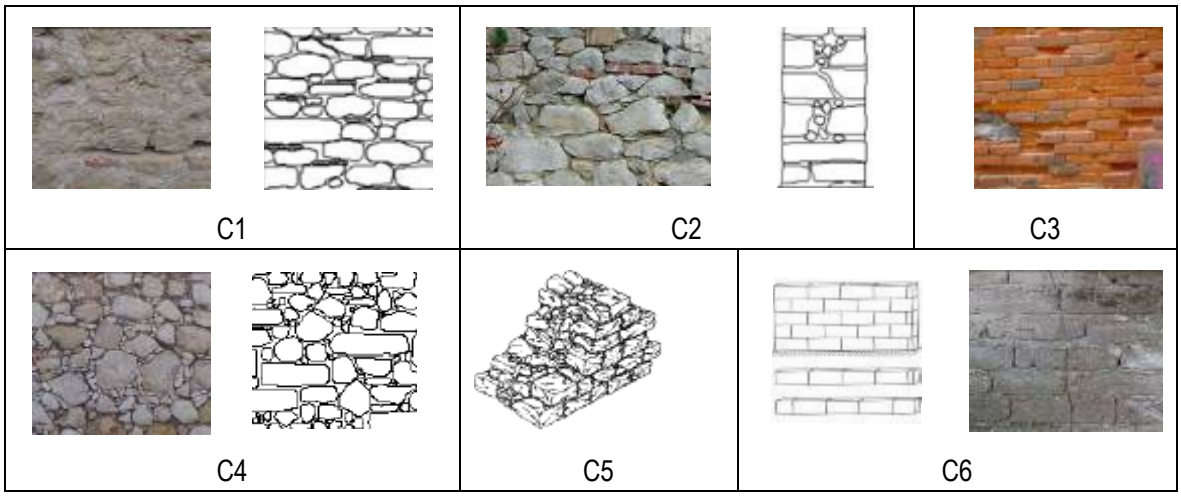
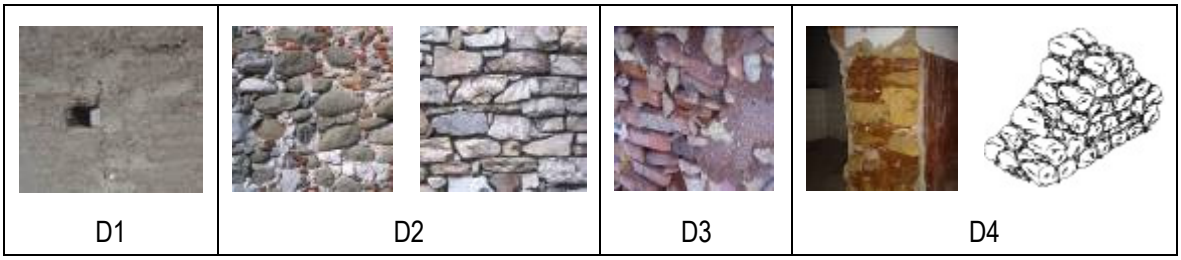


Figura C6: Exemplos de alvenarias de classe C

Tabela C7: Descrição das alvenarias da classe D

D	Taipa (D1)
	Alvenaria de pedra irregular não trabalhada, de elevada ou média porosidade. Assentamento deficiente (formação de vazios) sem elementos ou fiadas de ligação transversal. Argamassa de fraca qualidade (D2)
	Alvenaria em tijolo cerâmico de má qualidade, com utilização de fragmentos. Assentamento e travamento deficiente. Argamassa de fraca qualidade (D3)
	Alvenaria de dois panos, com núcleo parcialmente vazio e instável (sem consistência). Argamassa de fraca qualidade (D4)



D1 D2 D3 D4

Figura C7: Exemplos de alvenarias de classe D

Para melhorar a qualidade e rigor na avaliação deste parâmetro consideram-se ainda correcções que atendem ao ano de construção, ao estado de conservação da alvenaria, e ainda, a eventuais intervenções de reforço ou consolidação realizadas. Assim, estes factores de correcção referidos influenciam este parâmetro, como se expõe na Tabela C8. A classe de vulnerabilidade seleccionada com recurso às tabelas anteriores é alterada de acordo com o ano de construção, estado de conservação e informação acerca de uma eventual intervenção efectuada. No que diz respeito à idade da construção, a sua consideração baseia-se nas tendências, avanços e alterações estruturais das construções como consequência da experiência adquirida através do tempo com a ocorrência de eventos sísmicos e a introdução de novos regulamentos e códigos de construção.

Tabela C8: Correcção da classe de vulnerabilidade do parâmetro P2

Tipologia estrutural vertical		Classe de vulnerabilidade atribuída inicialmente				Ano de construção			Intervenção sobre as alvenarias	
		A	B	C	D	Anterior a 1755	1755-1969	>1969	Reforço sísmico	Consolidação
Tipo	D1				■	D	D	D	B	C
	D2				■	D	D	D	B	C
	D3				■	D	D	D	B	C
	D4				■	D	D	D	B	C
	C1			■		D	C	C	B	C
	C2			■		D	C	C	B	C
	C3			■		D	C	C	B	C
	C4			■		D	C	C	B	C
	C5			■		D	C	C	B	C
	C6			■		D	C	C	B	C
	B1		■			C	B	B	A	A
	B2		■			C	B	B	A	A
	B3		■			C	B	B	A	A
	B4		■			C	B	B	A	A
	B5		■			C	B	B	A	A
	B6		■			C	B	B	A	A
	A1 a A6	■				C	B	B		

A
B
C
D

Parâmetro P3: Resistência convencional

O parâmetro P3 faz uma avaliação significativa da resistência global ao corte do edifício face à acção sísmica baseada num cálculo da resistência à acção lateral. Através de um cálculo expedito, com a premissa de que os pavimentos são infinitamente rígidos (considera-se ainda a ausência de excentricidades em planta), quantifica-se a resistência à acção horizontal da estrutura nas duas direcções horizontais de forma independente.

Estima-se um valor da resistência à acção lateral de um edifício em alvenaria, na direcção mais frágil (direcção que apresenta menor área resistente das paredes em corte), assemelhando-a a uma parede equivalente. A verificação é análoga à de um painel de alvenaria equivalente sujeito a uma carga vertical e uma força horizontal. Assim, neste caso confronta-se a acção, isto é, a força sísmica (definida pelo peso da construção a cada nível e os vários coeficientes usados na formulação da acção) com a resistência ao corte máxima (de toda a área de paredes resistentes) em cada direcção em análise.

Avalia-se a resistência à acção horizontal de um painel de alvenaria equivalente, no seu próprio plano, usando a expressão de Turnšek e Čačovič [1971], que permite estimar a resistência de corte última, τ_u, de

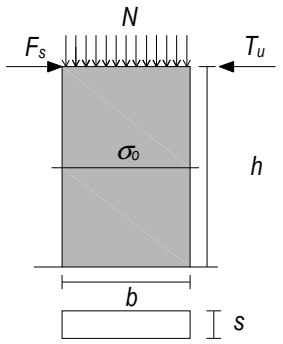
uma parede em função da tensão de corte característica, τ_k, e do nível de tensão normal instalado, σ_0 (ver Figura C8).

Força sísmica (definida segundo a norma italiana D.M. 16.01.1996, [1996])

$F_s = C \times R \times \varepsilon \times \beta \times \gamma \times I \times W$

C - coeficiente de intensidade sísmica
R - coeficiente de resposta
ε - coeficiente de fundação
β - coeficiente de estrutura
γ - coeficiente de distribuição da acção
I - coeficiente de protecção
W - peso total

$F_s = 0.4 \times W$



Verificação sísmica:

$T_u \geq 0.4 \times W;$

τ_u - Resistência ao corte última

$A = bxs$ - Área da secção da parede

τ_k - Resistência ao corte característica

$\sigma_0 = N/A$ - Tensão normal vertical

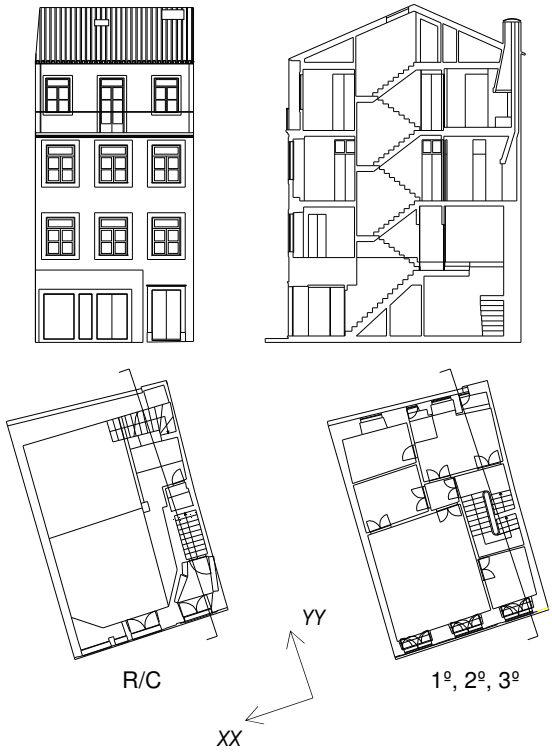
$$\tau_u = A \times \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \times \tau_k}}$$

(Turnšek e Čačovič, 1971)

Figura C8: Resistência ao corte

A expressão que define a força sísmica é dada pela formulação apresentada na norma italiana, D.M. 16.01.96 [1996], que através de uma análise estática simplificada define o valor de F_s (força sísmica). A adopção por esta definição fez-se em conformidade e respeito pela formulação inicial e pelo carácter mais rigoroso e universal na definição da força, em relação a outras formulações (em outros países como Espanha, França, Grécia, Roménia, Ex-Yugoslavia, etc., as formulações são idênticas, tendo em consideração apenas alguns dos coeficientes apresentados na Figura C8). Este valor assume um valor máximo, que serve de referência na atribuição de uma das quatro classes de vulnerabilidade deste parâmetro como se apresenta adiante.

Considerando a área de parede resistente, nas duas direcções horizontais independentes, a expressão de Turnšek e Čačovič [1971] pode ser reescrita em função da tensão tangencial característica, τ_k, e da carga vertical, σ_0 (considerando a combinação das cargas quase permanentes, de todos os pisos, acima do nível do qual se faz a verificação da resistência ao corte). Para avaliar a capacidade resistente ao corte, recorre-se a um coeficiente C_{conv}, denominado por resistência convencional que define a resistência ao esforço de corte na base da parede (neste caso, do edifício) e na direcção mais desfavorável, tendo também em linha de conta o desequilibro entre áreas resistentes nas duas direcções principais, como indicado na Figura C9.



Cálculo da resistência convencional (C_{conv})

$$C_{conv} = \frac{a_0 \times \tau_k}{q \times N} \sqrt{1 + \frac{q \times N}{1{,}5 \times a_0 \times \tau_k \times (1+\gamma)}}$$

Peso médio de um piso por unidade de área coberta (inclui o peso das paredes e dos pavimentos)

$$q = \frac{(A_x + A_y) \times h \times p_m}{A_t} + p_s$$

τ_k=60kPa (valor de referência)

$A_{mín}$=mín {A_x, A_y}

$A_{máx}$=máx {A_x, A_y}

$a_0 = A_{mín} / A_t$

$\gamma = A_{mín} / A_{máx}$

$A_{mín}$ - Área mínima (m^2)

$A_{máx}$ - Área máxima (m^2)

A_t - Área coberta (m^2)

A_x, A_y - Área total de parede resistente na direcção *XX* e *YY*, respectivamente (m^2)

h - Altura média entre pisos

p_m - Peso específico da alvenaria (kN/m^3)

p_s - Peso por unidade de área de pavimento (kN/m^2)

Nota: Consideram-se paredes resistentes os elementos verticais com mais de 15cm de espessura, como recomendado no EC6 [CEN, 2005]

Figura C9: Cálculo da resistência convencional

Relativamente à escolha do plano de verificação para esta análise, pretende-se sempre a análise ao nível do piso mais desfavorável do ponto de vista da resistência às acções horizontais que, geralmente, é o primeiro piso acima da cota do terreno. Podem porém surgir algumas excepções que se expõem de seguida. Por exemplo, o caso dos pisos enterrados totalmente ou parcialmente confinados que são impedidos de se deformar. Neste caso, o piso de verificação a considerar será o primeiro acima da cota do terreno envolvente (ver Figura C10).

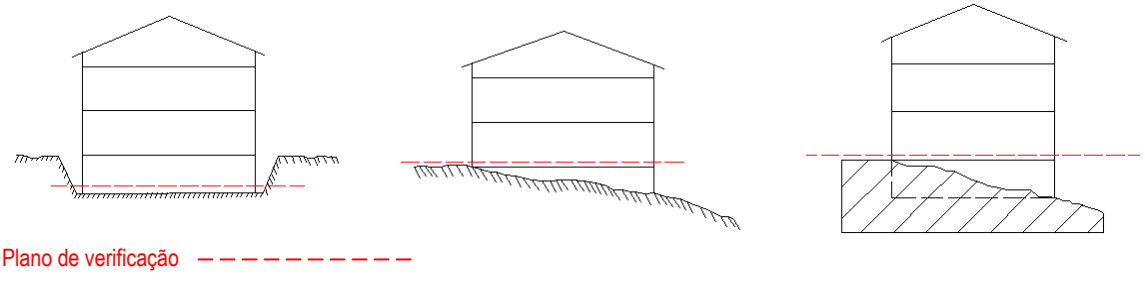


Figura C10: Exemplos de planos de verificação

Existem ainda, outros casos em que se verifica uma descontinuidade ou variação em altura do sistema resistente ou ainda da própria qualidade do sistema resistente (ver exemplo na Figura C11), que impõe a necessidade de considerar outros planos de verificação na capacidade de corte. Outra situação que ocorre, embora em menor escala em centros urbanos a Sul do país, é a existência de galerias, nas quais há uma variação considerável da área resistente. Nestes casos pode existir mais do que um plano de verificação para o qual se terá de avaliar a capacidade resistente em corte, como se ilustra na Figura C11.

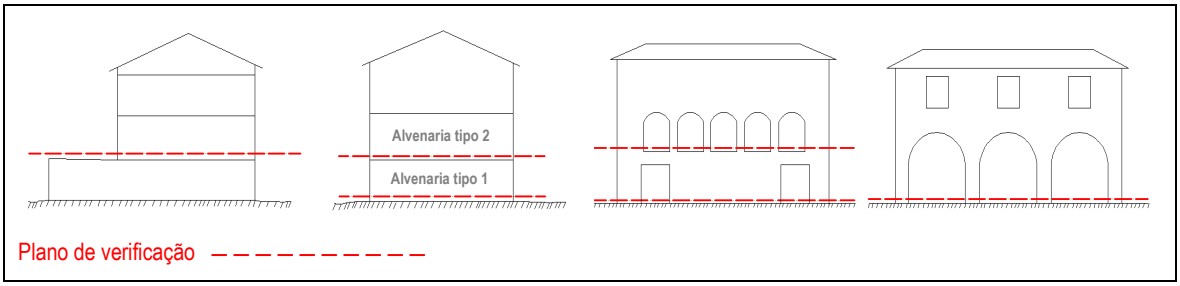


Figura C11: Exemplos de planos de verificação em outros casos

Relativamente à área de paredes resistentes, convencionou-se duas direcções ortogonais (A_x, A_y), considerando-se elementos verticais resistentes apenas as paredes com continuidade em altura no edifício e que tenham mais de 1m de desenvolvimento. No caso de paredes oblíquas, em relação às duas direcções principais definidas, a área resistente em cada direcção é projectada na direcção de cada eixo principal (multiplicada por $cos^2\alpha$, sendo α o valor do ângulo de desvio em relação aos eixos principais). No caso de edifícios em banda ou em agregado que partilhem paredes resistentes, a área resistente considerada na análise do edifício singular é apenas metade.

Na determinação do valor da tensão resistente de corte característico, τ_k, no caso da ausência de informação experimental obtida directamente para o tipo de alvenaria, dever-se-á recorrer a alguns valores da bibliografia (ver Tabelas C9 e C10). Recorda-se, que a tensão resistente em corte é dependente do tipo de unidades, da natureza do material, do assentamento e do tipo de argamassa utilizada.

Tabela C9: Exemplos de valores característicos da capacidade resistente ao corte (norma italiana, D.M. 2 de Julho de 1981, GNDT-SSN [1994])

Valor da resistência ao corte, τ_k (kPa)		
	τ_k	τ_k *
a) Alvenaria não consolidada (ausente de defeitos ou fragilidades)		
Tijolo maciço, argamassa bastarda	60-120	120
Blocos modulares, argamassa bastarda	80	80
Blocos de argila expandida ou betão, argamassa bastarda	180	180
Pedra (no caso de ter ligação transversal em toda a espessura da parede, poderá ser incrementado de 30%)		
Pedra em pobre condição (formato irregular)	20	20
Pedra talhada e bem aparelhada	70-90	70
Pedra irregular em boas condições	40	40
Bloco de tufo vulcânico	20-100	100
b) Alvenaria nova		
Tijolo com furação circular - argamassa de base cimentícia ($\sigma_{argamassa}$>14.5MPa)	200	200
Tijolo com ≈ 40% furacão – argamassa de base cimentícia ($\sigma_{argamassa}$>14.5MPa)	180	180
c) Alvenaria consolidada		
Alvenaria de tijolo maciço ou pedra bem talhada consolidada com as duas faces reforçadas com betão e malha de aço (com 3cm no mínimo)	110	110
Alvenaria de pedra irregular e surribada consolidada com injecção de betão	110	110
τ_k * - valor sugerido pelo D.M. 2 Julho 1981 [1981] para análise da verificação da segurança.		

Tabela C10: Resistência ao corte das paredes de alvenaria (valores de referência)

Tipo de alvenaria	τ_k (kPa)	
Tijolo cerâmico maciço de qualidade regular	60-120	González [2003]
Pedra mal talhada	20	
Pedra bem talhada	70-90	
Tijolo cerâmico maciço de boa qualidade	180	
Bloco maciço de cimento	180	
Alvenaria nova de bloco cerâmico maciço	200	
Alvenaria cerâmica ou bloco vazado	100	
Parede de betão armado	180	
Pedra calcária bem talhada	200	
Alvenaria de tijolo furado	100	GNDT-SSN [1994]
Alvenaria de dois panos	100	
Alvenaria de tufo vulcânico	40	
Alvenaria de pedra arredondada	70	
	40	

A mais recente norma italiana OPCM 3274 [2003] e as alterações introduzidas pela OPCM 3431 [2005], indicam valores máximos e mínimos de propriedades mecânicas em função da tipologia da alvenaria, e ainda coeficientes de correcção em função do tipo de argamassa, do tipo de assentamento, da eventual existência de elementos de ligação transversal e da qualidade das acções de consolidação.

Não é raro encontrar casos em que coexista mais do que um tipo de alvenaria num edifício. Em tais situações, o valor da resistência ao corte característico da alvenaria, τ_k, é dado como uma média ponderada das resistências com a percentagem de alvenaria existente de cada tipo. Refere-se que o valor de τ_k, deve

ser criteriosamente definido, pois este parâmetro, bem como a estimativa de carga vertical, σ_0 (importante na definição do nível de tensão normal instalada), são as quantidades que mais influenciam o cálculo da resistência convencional, C_{conv}.

No que diz respeito à quantificação do valor de p_m (peso específico do tipo de alvenaria) e de p_s (carga permanente do pavimento), os documentos técnicos e as normas de apoio ao dimensionamento, indicam valores para cada solução construtiva (ver Tabela C11). Conhecidas estas grandezas, p_m e p_s, e ainda a altura entre pisos, h, definir-se-á o valor de q, o peso médio por unidade de área de todo edifício (soma do peso dos pavimentos, bem como das paredes de alvenaria e sobrecargas regulamentares). No caso dos edifícios de alvenaria é muito importante que o valor indicado para p_m seja o mais rigoroso possível, uma vez que representará, em média, uma percentagem do peso total da construção de cerca de 70%, enquanto que, uma estimativa de p_s não irá introduzir erros tão significativos. Refira-se ainda que o valor de p_s será fruto de uma combinação de carga quase-permanente, em que para além das cargas permanentes é considerada a sobrecarga em função do tipo de utilização dos espaços (ver Tabela C12).

Deste modo, o cálculo da resistência convencional, C_{conv}, pode ser dada pela expressão C.1 em que está implícita uma distribuição uniforme de massa em altura do edifício ($q \times N$). No entanto, é possível ter em conta os casos em que isto não acontece, considerando a massa total de cada piso na contribuição do peso total do edifício acima do nível de verificação (ver Figura C.10 e C.11) como traduzido na expressão C.2, em que se utiliza o valor do somatório das massas dos pisos, $\sum q_{piso_j}$.

$$C_{conv} = \frac{a_0 \times \tau_k}{q \times N} \sqrt{1 + \frac{q \times N}{1.5 \times a_0 \times \tau_k \times (1+\gamma)}} \tag{C.1}$$

$$C_{conv} = \frac{a_0 \times \tau_k}{\sum q_{piso_j}} \sqrt{1 + \frac{\sum q_{piso_j}}{1.5 \times a_0 \times \tau_k \times (1+\gamma)}} \tag{C.2}$$

Tabela C11: Pesos de elementos construtivos correntes em edifícios antigos

Peso específico	Valores	
a) Alvenaria		
Adobe	17kN/m^3	T.T [1962]
Tijolo maciço	18kN/m^3	
Calcário de média porosidade	23kN/m^3	
Taipa	17kN/m^3	
Granito, sienite, gneisse, pórfiro	26-27kN/m^3	
Calcário duro	25kN/m^3	
Basalto	28kN/m^3	
Alvenaria irregular de tufo vulcânico	18kN/m^3	
a_1) Pedras		EN771-6 [1996]
Calcário denso	20-29kN/m^3	
Calcário	20kN/m^3	
Tufo vulcânico	20kN/m^3	
Terracota	21kN/m^3	
Granito, sienite, pórfiro	27-30kN/m^3	
Grês	21-27kN/m^3	
a_2) Argamassas		T.T [1962] e T.T [1998]
Cal hidráulica	18kN/m^3	
Cal ordinária	16.5-18kN/m^3	
Argamassa bastarda (cimento e cal)	18-20kN/m^3	
Argamassa de cimento	20-22kN/m^3	
Argamassa de gesso	9-15kN/m^3	
b) Pavimentos		
Soalho de 2.2cm sobre vigas de madeira afastadas de 35 a 40cm (eixo a eixo)	0.5kN/m^2	
c) Coberturas		
Ripas	0.1kN/m^2	
Varas	0.1-0.12kN/m^2	
Madres e elementos de contraventamento até 10m	0.1-0.2kN/m^2	
Asnas até 10m	0.15kN/m^2	
Asnas de 10 a 30m, em construções ligeiras	0.15-0.25kN/m^2	
Asnas de 10 a 30m, em construções pesadas	0.20-0.35kN/m^2	
d) Revestimentos		
Telha ½ cana, tipo mouriscado, incluindo forro, argamassa, ripas e varas	1.20kN/m^2	
Telha Marselha, incluindo ripas e varas	0.65kN/m^2	
e) Revestimentos de parede, pavimento ou tecto		
Azulejo cerâmico ou hidráulico	0.55kN/m^2	
Marmorite 5mm	0.20kN/m^2	
Esteira de madeira	0.20kN/m^2	
Estuque sobre fasquiado com reboco e esboço	0.40kN/m^2	
Estuque sobre placas de estafe com reboco	0.20kN/m^2	
Estuque sobre lajes de betão armado com chapisco e esboço	0.20kN/m^2	

Tabela C12: Valores de sobrecarga previstos no EC1 [2001] e no RSA [1983]

Sobrecargas regulamentares	EC1 [CEN, 2001]	RSA [1983]
Sobrecargas em coberturas		
Cobertura ordinária	0.4 kN/m^2	0.3kN/m^2 (1kN)
Terraço não acessível	----	1 kN/m^2
Terraço acessível	de acordo com a função	kN/m^2
Sobrecargas em pavimentos		
Habitação	1.5-2kN/m^2	1.5-2kN/m^2
Locais de utilização colectiva		
Sem concentração especial	2-3kN/m^2	3kN/m^2
Concentração média	3-4kN/m^2	4 kN/m^2
Concentração elevada	6-7.5kN/m^2	5-6 kN/m^2
Sobrecargas em rampas e acessos		
Privados	2-4kN/m^2	3kN/m^2
Públicos	2-4kN/m^2	5 kN/m^2
Escritórios	2-3kN/m^2	4kN/m^2
Arquivos	7.5kN/m^2	5kN/m^2
Oficinas de indústria ligeira	(remete para EN 1991-3, [2001])	5kN/m^2
Garagens para automóveis		
Particular	1.5-2.5kN/m^2	4kN/m^2
Público	5kN/m^2	5kN/m^2
Varandas	2.5-4kN/m^2	5kN/m^2

A atribuição de uma das quatro classes de vulnerabilidade é definida pelo quociente $\alpha = C_{conv} / \overline{C}$, em que C_{conv} é a resistência convencional calculada usando as expressões C.1 ou C.2 e o valor de referência $\overline{C}$ é assumido igual a 0.4, correspondente ao cálculo de uma força sísmica máxima para uma zona de elevada sismicidade (introduzindo inevitavelmente o conceito da acção) e que serve apenas na normalização deste parâmetro para definição das classes. As classes de vulnerabilidade para este parâmetro são definidas como indicado na Tabela C13.

Tabela C13: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P3

A	Edifício com $\alpha \geq 1.0$
B	Edifício com $0.6 \leq \alpha < 1.0$
C	Edifício com $0.4 \leq \alpha < 0.6$
D	Edifício com $\alpha < 0.4$

$\alpha = C_{conv}/0.4$ (valor normalizado da resistência convencional)

Foram criadas tabelas de consulta rápida para a definição das classes, como se observa na Tabela C14 (minimizando o esforço de cálculo). Os valores apresentados nesta tabela foram desenvolvidos para o caso de estudo de Coimbra (poderão ser desenvolvidas para qualquer outro caso), considerando valores médios para a tipologia construtiva dos edifícios da Baixa de Coimbra. Considerou-se para a alvenaria um valor

médio de τ_k de 60kPa, um peso específico, γ, de 19.6kN/m^3 e pesos de soluções construtivas típicas para a definição da combinação de carga.

Para proceder a uma classificação do parâmetro P3 através de uma tabela de consulta rápida (ver Tabela C14), é necessário conhecer as tipologias estruturais e a tecnologia construtiva de determinada área urbana ou região em estudo com alguma profundidade, para estabelecer valores médios dos vários factores utilizados no cálculo da resistência convencional (resistência ao corte característica, pesos dos elementos estruturais verticais e horizontais, etc.)

Tabela C14: Definição de classes de vulnerabilidade do parâmetro P3 de forma expedita

N=1	1,0<γ≤1,25						γ≥1,25						γ≥1,5						γ≥1,75						γ≥2,0					
Amin (%)	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0
A≤1	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
1≤A<2	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
2≤A<3	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
3≤A<4	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	C	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
4≤A<5	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
5≤A<6	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
A≥6	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C

N=2	1,0<γ≤1,25						γ≥1,25						γ≥1,5						γ≥1,75						γ≥2,0					
Amin (%)	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0
A≤1	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
1≤A<2	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
2≤A<3	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
3≤A<4	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
4≤A<5	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
5≤A<6	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
6≤A<7	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
7≤A<8	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
8≤A<9	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
A≥9	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

N=3	1,0<γ≤1,25						γ≥1,25						γ≥1,5						γ≥1,75						γ≥2,0					
Amin (%)	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0
A≤1	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
1≤A<2	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
2≤A<3	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
3≤A<4	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
4≤A<5	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
5≤A<6	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
6≤A<8	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
8≤A<9	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
A≥9	C	C	C	C	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

N>4	1,0<γ≤1,25						γ≥1,25						γ≥1,5						γ≥1,75						γ≥2,0					
Amin (%)	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0	h≥3	h≥3,2	h≥3,4	h≥3,6	h≥3,8	h≥4,0
A≤1	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
1≤A<2	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
2≤A<3	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
3≤A<4	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
4≤A<5	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
5≤A<6	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
6≤A<8	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
8≤A<9	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
A≥9	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

Uma breve referência, para os valores de área de parede resistente mínima em cada direcção indicado em dois documentos normativos: no EC8 [CEN, 2004] e no regulamento italiano, OPCM 3274 [2003]. Consta no EC8 [CEN, 2004] uma tabela com área de parede resistente recomendável, para ambas as direcções horizontais de um edifício em alvenaria não reforçada, em função do número de pisos e da aceleração de pico do solo (PGA) como se apresenta na Tabela C15. O regulamento sísmico italiano, OPCM 3274 [2003], apresenta recomendações para as estruturas de alvenaria não reforçada, indicando, à semelhança do EC8

[CEN, 2004], uma tabela com indicação da área mínima resistente, em função da acção sísmica caracterizada pela aceleração de pico do solo (PGA), como se apresenta na Tabela C16.

Tabela C15: Área mínima de elementos resistentes em cada direcção, definida em função do número de pisos, definido no EC8 [CEN, 2004]

Aceleração do solo, a_g*S		≤0.07·k·g	≤0.1·k·g	≤0.15·k·g	≤0.20·k·g
	Número de pisos				
Alvenaria não reforçada	1	2.0 %	2.0 %	3.5 %	n.a
	2	2.0 %	2.5 %	5.0 %	n.a
	3	3.0 %	5.0 %	n.a	n.a
	4	5.0%	n.a	n.a	n.a

a_g: valor de aceleração do solo;
S: factor do tipo de solo;
n.a: não aceitável;
k: coeficiente correctivo indicado nos documentos de aplicação nacional;
g: 9.81m/s^2;
O desvão não é contabilizado para o número de pisos.

Tabela C16: Área mínima de elementos resistentes em cada direcção, definida na norma italiana OPCM 3274 [2003]

Aceleração do solo, a_g*S*Sr		≤0.07*kg*	≤0.1*kg*	≤0.15*kg*	≤0.2*kg*	≤0.25*kg*	≤0.3*kg*	≤0.35*kg*	≤0.4*kg*	≤0.45*kg*	≤0.4725*kg*
	Número de pisos										
Alvenaria não reforçada	1	3.5 %	3.5 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.0 %	6.0 %	6.5 %
	2	4.0 %	4.0 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	6.5 %	6.5 %	7.0 %
	3	4.5 %	4.5 %	5.0 %	5.5 %	6.0 %	6.5 %	7.0 %	--	--	--

a_g: valor de aceleração do solo;
S: factor do tipo de solo;
Sr: factor função da importância estrutural;
g: 9.81m/s^2
n.a: não aceitável;
k: coeficiente correctivo indicado nos documentos de aplicação nacional

A norma italiana, OPCM 3274 [2003] indica ainda que para edifícios de alvenaria "simples", isto é, alvenaria não reforçada, o número de pisos não poderá ser superior a três, e no caso de alvenaria reforçada, não deve exceder os quatro pisos. Adianta ainda que para cada piso deve ser verificada a seguinte condição do estado de tensão:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0.25 \times \frac{f_k}{\gamma_m} \qquad \text{(C.3)}$$

onde:

N - carga axial na base da parede;

A - área de parede resistente (para cargas verticais) ao nível do mesmo piso;

f_k - resistência à compressão característica na direcção vertical;

γ_m - coeficiente de segurança em função do tipo de alvenaria.

Parâmetro P4: Distância máxima entre paredes

A disposição e distribuição em planta das paredes resistentes e o seu travamento, particularmente das paredes periféricas, são importantes, uma vez que, o nível de ligação entre paredes ortogonais e a distância entre estas governa o risco de despoletar um mecanismo de colapso para fora do plano da parede (ver Figura C12).

Os edifícios com sistemas estruturais em alvenaria bem contraventada, têm uma baixa vulnerabilidade, enquanto que, edifícios apenas com alvenaria periférica portante sem contraventamento com paredes interiores ortogonais são potencialmente mais vulneráveis e sensíveis ao colapso das paredes para fora do plano.

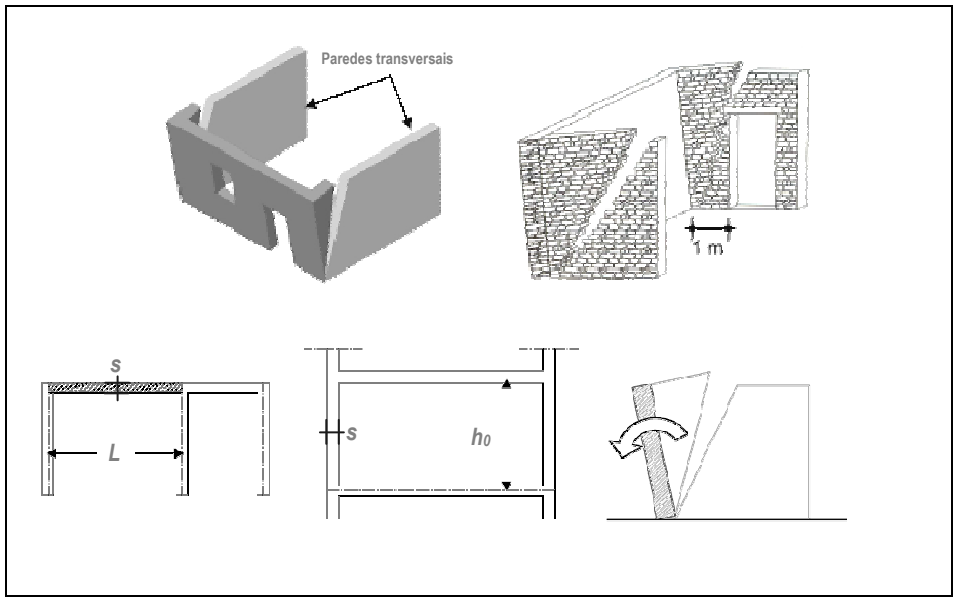


Figura C12: Mecanismo de colapso das paredes para fora do seu plano [MRRP, 2001]

O critério estabelecido para este parâmetro P4 tem em conta a distância entre paredes transversais ou interiores que estabilizam as paredes resistentes principais. Como a maioria dos edifícios em centros

históricos são em banda, esta análise é particularmente importante para as paredes de fachada que geralmente não se encontram bem ligadas às paredes meeiras. Esta avaliação também é alargada ao painel de parede entre pavimentos intermédios, nos quais também se regista na maioria dos casos, uma ineficaz ligação. A classe de vulnerabilidade deste parâmetro é definida para a pior situação identificada para as paredes da envolvente externa do edifício (ver Tabela C17).

A classificação define-se em função da relação geométrica L/s e/ou h_0/s.

onde:

s - espessura da parede resistente;

L - máxima distância entre paredes transversais;

h_0 - distância entre pavimentos ou pavimento/cobertura eficientemente ligados às paredes.

Tabela C17: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P4

A	$\left(\frac{h_0}{s}\right)_{máx} \leq 10$	$\left(\frac{L}{s}\right)_{máx} \leq 15$
B	$10 < \left(\frac{h_0}{s}\right)_{máx} \leq 15$	$15 < \left(\frac{L}{s}\right)_{máx} \leq 18$
C	$15 < \left(\frac{h_0}{s}\right)_{máx} \leq 20$	$18 < \left(\frac{L}{s}\right)_{máx} \leq 25$
D	$\left(\frac{h_0}{s}\right)_{máx} > 20$	$\left(\frac{L}{s}\right)_{máx} > 25$

O EC8 [CEN, 2004] faz algumas recomendações, na sua Secção 9.7.2, relativamente às relações de esbelteza das paredes de alvenaria. O EC6 [1995] também define limites nas suas Secções 8.6.2 e 8.6.3, para as dimensões permissíveis das paredes de alvenaria. No regulamento sísmico italiano, OPCM 3274 [2003], também são indicados valores mínimos da relação geométrica de h_0/s. Foi em função destes limites que se definiram os intervalos das classes de vulnerabilidade apresentadas na Tabela C17.

No caso de haver reduções de espessura com extensão razoável nas paredes, isto é, reentrâncias superiores a 30% da espessura em comprimento e/ou altura superior a 1/3 das suas dimensões, constituindo uma fragilização local, agrava-se a classe atribuída em função do critério exposto na Tabela C17 de uma classe de vulnerabilidade (por exemplo de A → B).

Parâmetro P5: Altura do edifício

Este parâmetro P5 de simples atribuição, associa uma maior vulnerabilidade a edifícios de maior altura. Com este parâmetro não se pretende avaliar a irregularidade em altura, nem associar a estimativa da frequência ou da rigidez com a altura, mas sim expor o conceito de relatividade. Os edifícios mais altos em alvenaria tendem a ser mais vulneráveis e susceptíveis, do que os edifícios baixos, às irregularidades estruturais (falta de aprumo das paredes), efeitos de segunda ordem e a todos os outros aspectos que são avaliados nos outros parâmetros desta metodologia quando sujeitos ao mesmo nível de acção sísmica. A classificação proposta para este parâmetro apresenta-se na Tabela C18.

Tabela C18: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5

A	Edifício com 1 piso
B	Edifício com 2 ou 3 pisos
C	Edifício com 4 ou 5 pisos
D	Edifício com mais de 6 pisos

Parâmetro P6: Posição do edifício e fundações

Este parâmetro avalia a importância de factores tais como: topografia da envolvente do edifício (pendente do terreno, p), tipo e consistência do terreno de fundação, existência de fundações e diferença de cota entre estas (Δh), inclinação do terreno e eventual presença de impulsos de terras não equilibrados.

Neste procedimento simplificado, atendendo à dificuldade de avaliação da interacção terreno-edifício em cada caso, assumem-se algumas simplificações na profundidade de inspecção, adaptável às necessidades operativas da metodologia proposta. Em todo caso pode-se adoptar alguns procedimentos:

1) Assumir uma classificação o mais correcta possível (observação visual), adoptando para todos os edifícios da zona em estudo a mesma classe de vulnerabilidade para este parâmetro;

2) Adoptar em casos que subsistam maiores dúvidas, a possibilidade do parâmetro P6 variar entre 2 classes de vulnerabilidade mais prováveis, analisando à posteriori o efeito dessa premissa relativa;

3) Elaborar estudos paralelos de maior profundidade em relação à tipologia construtiva das fundações e às características geológicas e geotécnicas de cada sítio ou zona, apoiando a decisão e classificação da vulnerabilidade deste parâmetro em informação credível, evitando uma inspecção caso a caso.

O primeiro procedimento indicado é ideal quando se pretende obter a vulnerabilidade de um conjunto de edifícios de forma expedita, as outras duas, são boas formas de experimentação metodológica dos casos de estudo que se examinarem.

As classes de vulnerabilidade são definidas, como indicado na Tabela C19.

Tabela C19: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P6

Terreno e Fundação	Inclinação do terreno (%)	Diferença de cota de fundações (m)	Classe
Rocha (solo tipo A) com ou sem fundação	$p \leq 10$	-	**A**
	$10 < p \leq 30$	-	**B**
	$30 < p \leq 50$	-	**C**
	$p > 50$	-	**D**
Solto sem impulso (solo tipo B e C) com fundação em rocha	$p \leq 10$	$\Delta h = 0$	**A**
	$p \leq 10$	$0 < \Delta h \leq 1$	**B**
	$10 < p \leq 30$	$\Delta h \leq 1$	**B**
	$30 < p \leq 50$	$\Delta h \leq 1$	**C**
	$p > 50$	-	**D**
	-	$\Delta h > 1$	**D**
Solto sem impulso (solo tipo B e C) e sem fundação	$p \leq 10$	$\Delta h = 0$	**A**
	$p \leq 10$	$0 < \Delta h \leq 1$	**B**
	$10 < p \leq 20$	$\Delta h \leq 1$	**B**
	$20 < p \leq 30$	$\Delta h \leq 1$	**C**
	$p > 50$	-	**D**
	-	$\Delta h > 1$	**D**
Solto sem e com impulso (solo tipo D e E) com fundação	$p \leq 50$	$\Delta h \leq 1$	**C**
	$p > 50$	-	**D**
	-	$\Delta h > 1$	**D**
Solto com impulso (solo tipo D e E) sem fundação	$p \leq 30$	$\Delta h \leq 1$	**C**
	$p > 30$	-	**D**
	-	$\Delta h > 1$	**D**

No caso de um edifício fundado sobre rocha, nada se considera em relação à eventual assimetria em relação às cotas das fundações. A opção rocha (tipo de terreno de fundação) deve ser indicada na presença de afloramento da mesma, mesmo em casos de rocha desagregada superficialmente. A opção terreno solto

para o tipo de terreno de fundação, engloba as restantes condições de terreno, distinguindo os casos em que exista ou não o risco de impulsos devido a terraplenos não equilibrados.
Relativamente à existência de fundações, é comum visualizar-se apenas um prolongamento da parede em profundidade, situação que não é classificável como uma fundação. No entanto, considera-se que o típico "engrossamento" das bases da parede das construções antigas pode classificar-se como fundação.

Existindo elementos de reconhecimento geofísico (geologia do solo, estratificação, ensaios SPT ou alguns parâmetros de caracterização: N_{SPT}, C_u e $V_{s,\,30}$) que possibilitem uma identificação mais detalhada dos tipos de solo de fundação, permite-se que a sua classificação auxilie na definição das classes de vulnerabilidade como indicado na Tabela C19. A designação usada para o tipo de solo é proposta no EC8 [CEN, 2004] (A, B, C, D, E, F, S_1 e S_2). A atribuição da classe é feita em relação às piores condições identificadas.

Não é considerado, na classificação na Tabela C19, o risco de outros fenómenos, tais como a liquefacção, escorregamento e derrube. Nestes casos, é necessário que se verifique com maior profundidade o risco de ocorrência de tais fenómenos, uma vez que a forma de análise aqui proposta neste parâmetro, refere-se essencialmente ao risco associado à ocorrência de um assentamento diferencial do edifício ao nível das fundações quando sujeito à acção sísmica.

No entanto, admitem-se excepções no caso de identificar-se o risco de escorregamento de taludes e solos de fundação de edifícios implantados em zonas de topografia acidentada, como é o caso de zonas de falésia. Nestes casos, para este parâmetro deve ser considerada uma classe de vulnerabilidade D. Na presença de fenómenos de liquefacção de solos saturados e granulares (solos tipo S_1 e S_2, segundo a classificação do EC8 [CEN, 2004]), dever-se-á considerar a classe de vulnerabilidade D se para a área em estudo é reconhecida a potencialidade de ocorrência deste efeito quando sujeito a um sismo. Note-se que não é integrada no espírito desta metodologia a possibilidade de avaliar um efeito de amplificação (o microzonamento pode ser considerado relevante na reavaliação deste parâmetro, caso exista informação rigorosa).

Parâmetro P7: Localização e interacção com outros edifícios

A avaliação da regularidade estrutural do edifício inserido num quarteirão (contíguo a outras construções ou que partilhe elementos resistentes com as construções vizinhas), não deve ser analisada de forma individual. Deve-se ter em conta a sua interacção com o agregado estrutural em que se insere (grupo de edifícios) relativamente à sua resposta sísmica, isto é, às exigências de deformação devido ao aspecto da interacção.

A resposta do edifício à acção horizontal é influenciada pela sua inserção num agregado de edifícios, podendo o confinamento e interacção produzido actuar de forma benéfica ou prejudicial em determinadas situações, como seja o edifício analisado localizado no gaveto, confinado de ambos os lados ou apenas, como definido e indicado na Tabela C20.

A presença de pavimentos em betão armado maciços ou aligeirados (normalmente de perfis pré-esforçados com abobadilhas cerâmicas), ou ainda mistos (aço-betão) em edifícios confinantes com edifícios em alvenaria com pavimentos de madeira, induzirá um efeito conhecido como *pounding* (ver Figura C13). Os desníveis de, pelo menos 0.5m, são considerados suficientes para originar este fenómeno, de modo a imprimir forças de corte, traduzindo-se num agravamento da classe de vulnerabilidade, como indicado na Tabela C20.

Tabela C20: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P7

Localização	Classe	Desníveis dos pavimentos (agravamento da classe)
Edifício de banda meio	**A**	**B**
Edifício isolado	**B**	**--**
Edifício de gaveto	**C**	**D**
Edifício de banda extremo	**D**	**--**

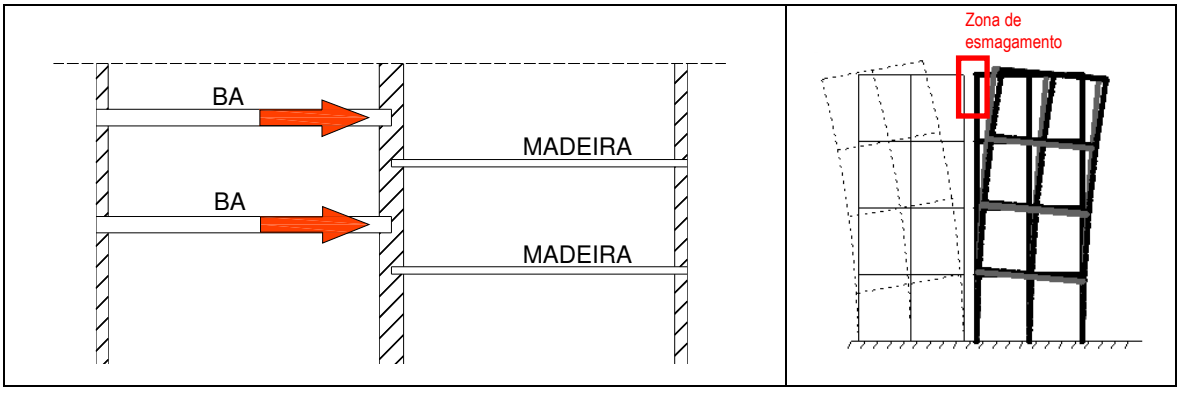


Figura C13: Efeito *pounding*

Parâmetro P8: Irregularidade em planta

A forma e disposição em planta do sistema resistente do edifício são aspectos que condicionam o desempenho estrutural e consequentemente a vulnerabilidade sísmica. Para este parâmetro são propostos dois níveis de avaliação, permitindo assim dois níveis de abordagem na atribuição da classe, como se expõe de seguida.

A irregularidade em planta poderá ser avaliada de forma expedita, recorrendo a relações geométricas baseadas em critérios de simetria de dimensões da envolvente em planta do edifício (ver Figura C14). Em relação ao uso do critério geométrico (definido pelos indicadores β_1 e β_2), note-se que para β_2, no caso de avaliar-se um edifício inserido num agregado, os edifícios confinantes poderão originar essa irregularidade geométrica pelo confinamento parcial da construção em análise.

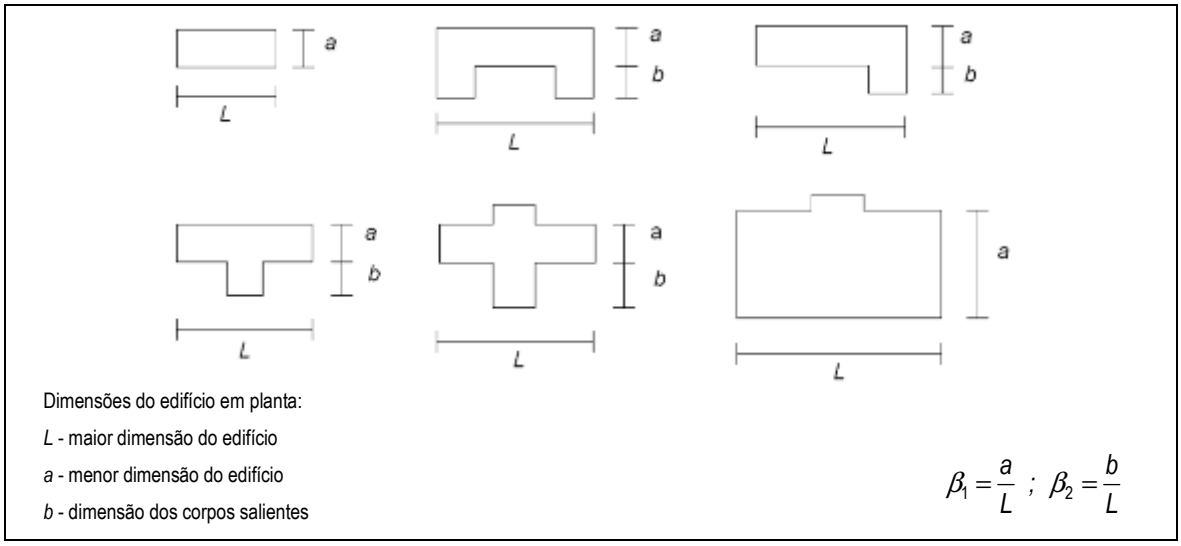


Figura C14: Algumas geometrias comuns dos edifícios em planta

Uma abordagem mais rigorosa para a avaliação da irregularidade em planta, consiste em estimar a excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez (ver Figura C15). Este processo de avaliação, mais oneroso, pode ser aplicado quando existe informação geométrica sobre o edifício (levantamento arquitectónico). Para a definição das classes de vulnerabilidade para a abordagem mais detalhada, estabeleceram-se limites para as excentricidades. Foi desenvolvido um estudo paramétrico para definir os intervalos de variação da excentricidade associados a cada classe de vulnerabilidade. Assumiu-se a modelação de duas paredes paralelas de igual massa e rigidez representativas dos edifícios da Baixa de Coimbra e fez-se variar a excentricidade de uma acção horizontal até se atingir um agravamento das exigências de deformação de uma das paredes em relação à deformação para uma carga centrada (e=0) de

25%. Estabelecido este limite, fez-se a definição dos limites das classes intermédias por interpolação linear, como se ilustra na Figura C16.

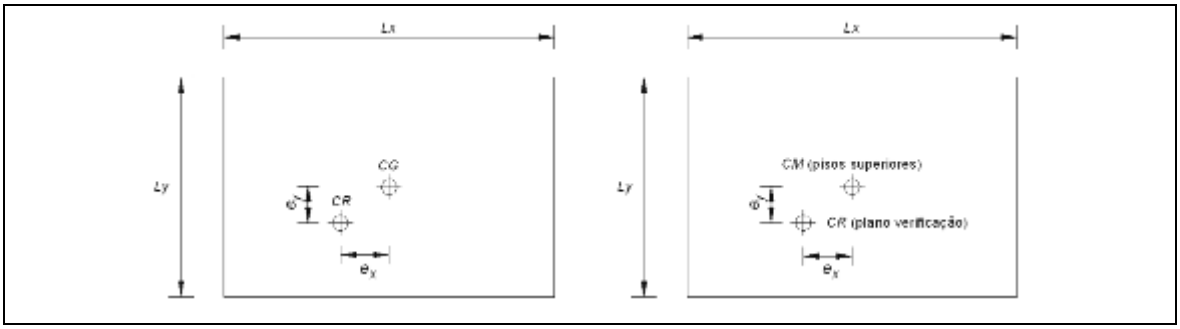


Figura C15: Excentricidade nas duas direcções horizontais em planta

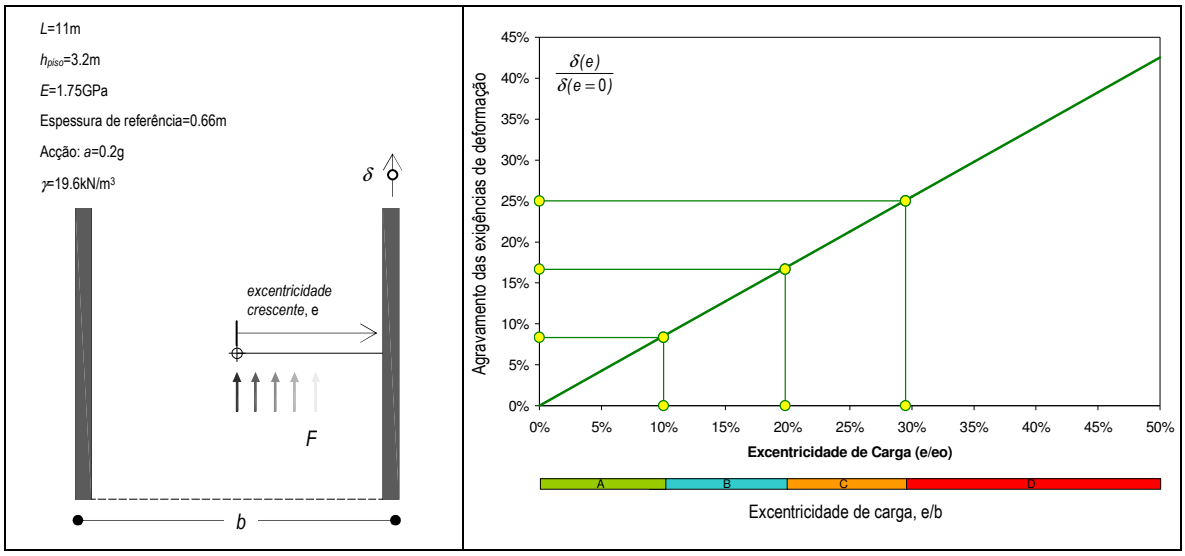


Figura C16: Estudo paramétrico desenvolvido para a definição das classes do parâmetro P8

A escolha da classe baseia-se na verificação das piores condições em relação aos dois níveis de detalhe estabelecidos pelos dois critérios (ver Tabela C21).

Tabela C21: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P8

	Critério geométrico		Critério da excentricidade (distância entre o centro de rigidez e o centro de massa)
A	$\beta_1 \geq 0.75$	$\beta_{2(agregado)} \leq 0.1$	inferior a 10% da maior dimensão em planta
B	$0.5 \leq \beta_1 < 0.75$	$0.1 < \beta_{2(agregado)} \leq 0.2$	entre 10 e 20% da maior dimensão em planta.
C	$0.25 \leq \beta_1 < 0.5$	$0.2 < \beta_{2(agregado)} \leq 0.3$	entre 20 e 30% da maior dimensão em planta
D	$\beta_1 < 0.25$	$\beta_{2(agregado)} > 0.3$	superior a 30% da maior dimensão em planta

Este parâmetro penaliza os edifícios com geometria em planta não simétrica, formas alongadas com grande desenvolvimento numa direcção em comparação com a outra, e ainda, corpos salientes que podem provocar torção global e maiores exigências de deformação nos elementos resistentes. Refira-se ainda que a consulta do EC8 [CEN, 2004] auxiliou na definição dos intervalos definidos que apresentam critérios de boa concepção relativamente à irregularidade em planta e altura, para edifícios em geral, e para edifícios em alvenaria em particular, respectivamente nas Secções 4.2.3.2 e 9.7.2.

Parâmetro P9: Irregularidade em altura

Este parâmetro avalia a variação de massa ou área entre dois pisos consecutivos, propondo-se ainda uma forma de análise mais rigorosa, recorrendo à avaliação da variação da rigidez em altura. Assim, neste parâmetro, a irregularidade em altura pode ser avaliada com recurso a diferentes critérios e níveis de rigor.

A avaliação da irregularidade em altura pode fazer-se de uma forma simplificada, através da análise da variação de massa: $\pm\Delta M/M(\%)$ - variação máxima de massa entre pisos consecutivos. É possível na falta de informação mais precisa que permita uma avaliação de $\pm\Delta M/M$, avaliar de forma ainda mais simplificada este parâmetro P9 pela variação de área entre pisos, $\pm\Delta A/A(\%)$, sendo A a área de piso.

Menos comum na Baixa de Coimbra, bem como no restante território nacional, são as construções com uma estrutura porticada em alvenaria periférica ao nível do rés-do-chão (ver Figura C17), introduzindo uma irregularidade estrutural em relação aos pisos acima deste. Esta diferença de rigidez e resistência é avaliada também de forma simplificada pelo critério da variação de área entre pisos consecutivos.

Ainda entre os critérios simplificados de análise, inclui-se uma situação muito particular para algumas construções relativa à presença de pequenas torres, propondo-se que se avalie estas situações pelo quociente H/T como se ilustra na Figura C17. Deste modo, estabelece-se ainda outro critério simples para a avaliação da irregularidade em altura.

A avaliação da irregularidade em altura em termos de variação de massa ou área (mesmo em situações em que, tanto a massa como a área do edifício apresentam uma redução gradual e uniforme em altura), não revela, de forma evidente, eventuais problemas de descontinuidades de área resistente ou variações de rigidez (por exemplo, supressão de elementos resistentes, execução de aberturas nas paredes interiores e de envolvente, reduções bruscas de secção das paredes de alvenaria em altura, etc.). Por este motivo é proposto que se use um critério mais rigoroso, avaliando a variação de rigidez em altura. Refira-se ainda que

não são contempladas neste procedimento as situações pouco usuais do desalinhamento de paredes resistentes em altura.

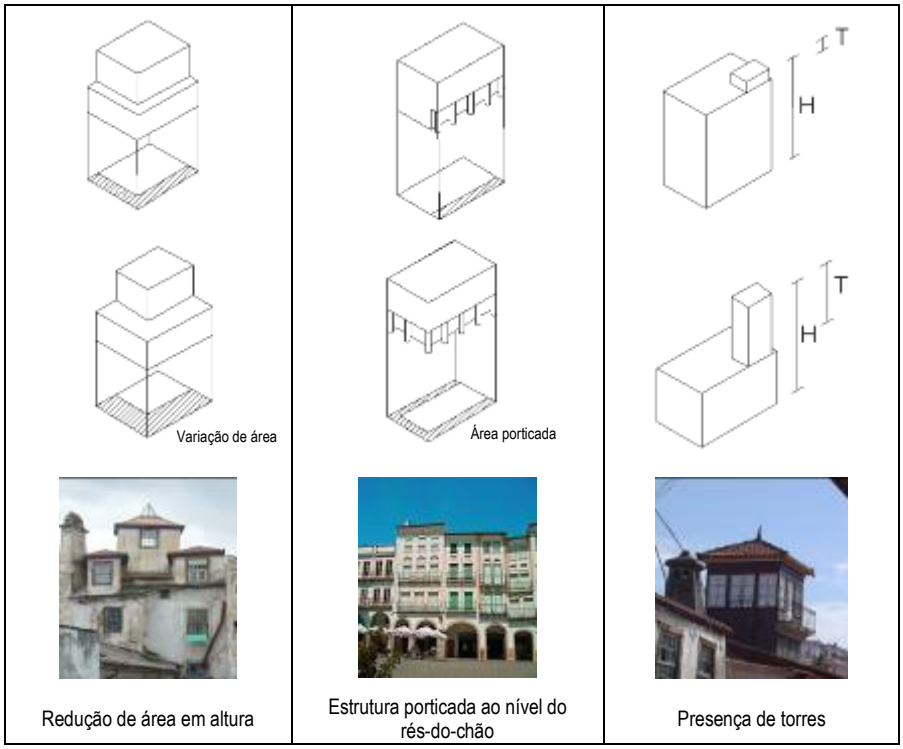


Figura C17: Critérios simples utilizados na avaliação do parâmetro P9

Estabeleceu-se assim, um critério mais rigoroso para avaliar a variação de rigidez entre pisos, de forma indirecta, por meio da avaliação da variação de área das paredes resistentes em altura. Para parametrizar e definir os intervalos das classes de vulnerabilidade, foi também realizado um estudo paramétrico com recurso a um modelo numérico simples. Considerou-se uma parede sujeita a uma acção lateral, na qual se fez reduções sucessivas da espessura em altura, controlando o valor de deslocamento relativo entre pisos (*inter-storey drift*) como indicado na Figura C18. Assumiu-se que a máxima vulnerabilidade corresponderia a um agravamento das exigências de deslocamento de 25% em relação ao nível de deformação padrão (sem variação de espessura), definindo posteriormente, de forma linear, os intervalos para cada classe de vulnerabilidade deste parâmetro (ver Figura C18).

A escolha da classe segue os critérios expostos na Tabela C22. A classificação a atribuir a este parâmetro corresponde à condição mais desfavorável.

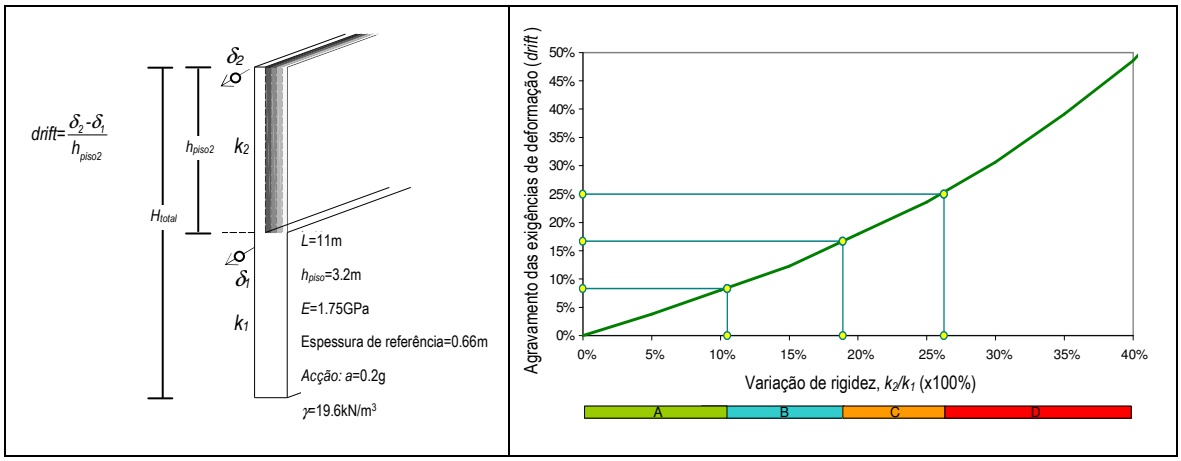


Figura C18: Estudo paramétrico desenvolvido para a definição das classes do parâmetro P9

Tabela C22: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P9

	Critérios simplificados	Critério da rigidez (variação de rigidez entre pisos consecutivos)
A	Edifício com distribuição de massa e área de piso constante em toda a sua altura Edifício que apresenta uma redução de massa ou área em planta inferior a 10% ($\Delta M/M < 10\%$ ou $\Delta A/A < 10\%$)	$\Delta k < \pm 10\%$.
B	Edifício com uma variação de área superior a 10% e inferior a 20% da área em planta ($10\% \leq \Delta M/M < 20\%$ ou $10\% \leq \Delta A/A < 20\%$) Edifício com uma torre de altura inferior a 10% da altura total do edifício ($T/H<10\%$) Edifício com galeria ou arcada de pequena dimensão (correspondente a menos de 10% da área total do piso)	$\pm 10\% \leq \Delta k < \pm 20\%$.
C	Edifício com uma variação de área superior a 20% da área em planta ($20\% \leq \Delta M/M < 30\%$ ou $20\% \leq \Delta A/A < 30\%$) Edifício com uma torre de altura superior a 10% e inferior a 40% da altura total do edifício ($10\% \leq T/H < 40\%$) Edifício com galeria ou arcada com área em planta superior a 10% e inferior ou igual a 20% da área total do piso	$\pm 20\% \leq \Delta k < \pm 30\%$.
D	Edifícios com recuos que representem uma variação de área superior a 30% da área em planta ($\Delta M/M \geq 30\%$ ou $\Delta A/A \geq 30\%$) Edifício com uma torre de altura igual ou superior a 40% da altura total do edifício ($T/H \geq 40\%$) Edifícios com galeria ou arcada com área superior a 20% da área total do piso	$\Delta K \geq \pm 30\%$

Como já referido na apresentação do parâmetro P7, os edifícios inseridos num agregado podem ser prejudicados ou beneficiados, acrescentando-se por este motivo uma correcção para contabilizar a diferença de altura entre edifícios contíguos, como se apresenta na Figura C19.

*Nota: A diferença de altura entre edifícios contíguos é apenas contabilizada se existir uma diferença de pelo menos ½ piso. No caso de tratar-se de um edifício isolado esta correcção não é aplicável.

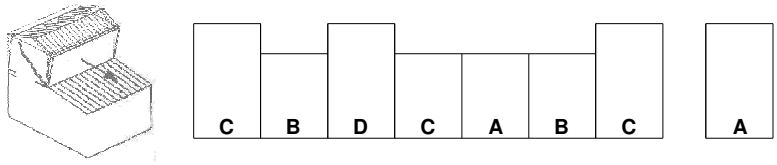


Figura C19: Correcção da classe de vulnerabilidade do parâmetro P9 em função das condições de confrontação

Existem ainda pequenas excepções: no caso das paredes resistentes do edifício serem constituídas por vários materiais, utilizados ao nível de diferentes pisos e se este facto modificar de forma significativa a rigidez e a resistência das paredes, dever-se-á penalizar a classe previamente atribuída com recurso aos critérios simplificados da Tabela C22, de acordo com os seguintes critérios:

- Se em função do critério simplificado o edifício for classificado como de classe A ou B, deverá ser considerada como pertencente à classe C;

- Se em função do critério simplificado o edifício for classificado como de classe C, deverá ser considerado como pertencente à classe D.

O acrescento de pisos posteriormente à construção original representa normalmente uma descontinuidade em termos de material e consequentemente de rigidez. Esta situação é particularmente agravada pelas medíocres condições de ligação à estrutura original, aumentando a sua vulnerabilidade. Para edifícios nestas condições propõe-se a classificação como classe D.

No caso de edifícios em que ao nível do piso térreo ou outro nível elevado (situação menos frequente) tenham sido suprimidas ou interrompidas paredes resistentes ou tenha sido efectuada a abertura de grandes vãos (situação também mais frequente ao nível do rés-do-chão), introduzindo uma importante variação de rigidez, atribui-se a classe D (ver Figura C20).



Pisos acrescentados



Supressão de paredes resistentes

Figura C20: Exemplos de variação da rigidez em altura

Refere-se ainda que o EC8 [CEN, 2004] nas suas Secções 4.2.3.3 e 9.7.2 faz recomendações e expõe disposições construtivas que aqui são interpretadas para a parametrização e classificação da classe de vulnerabilidade deste parâmetro.

Parâmetro P10: Desalinhamento das aberturas

A área de aberturas nas paredes e o seu desalinhamento, tanto na vertical como na horizontal, influenciam os mecanismos de rotura quer no plano da parede, quer para fora do plano. O desalinhamento de aberturas tem efeito negativo no comportamento e desempenho das construções, mesmo para cargas estáticas. A distribuição de tensões que se instala em algumas paredes e padieiras cria esforços concentrados (aparecimento de tensão tangencial) como se ilustra na Figura 21. No caso de uma solicitação sísmica este efeito é muito agravado (nomeadamente para a componente vertical).

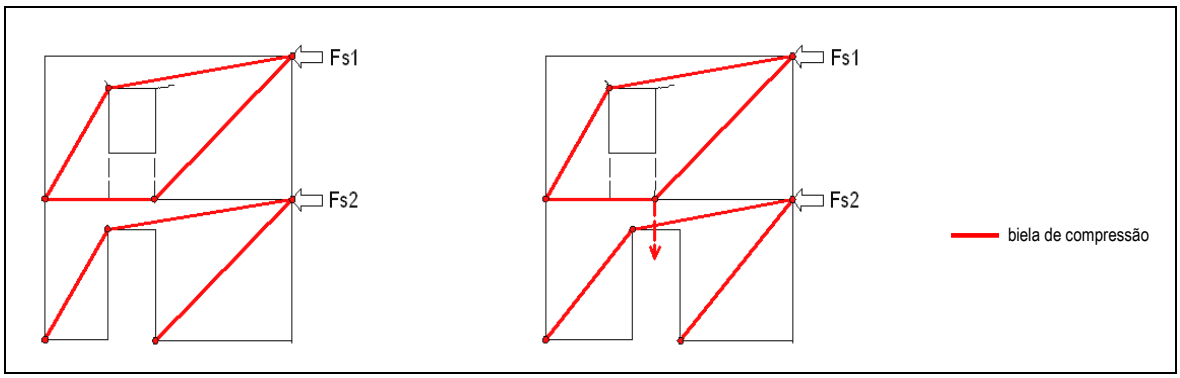


Figura C21: Efeito do desalinhamento de aberturas

A definição das classes de vulnerabilidade associadas a este parâmetro estão expressas na Tabela C23. Note-se que o desalinhamento horizontal de aberturas é considerado menos gravoso que o desalinhamento vertical.

C23: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P10

A	Aberturas de dimensão regular e alinhadas em altura
B	Aberturas de dimensão regular ou irregular desalinhadas horizontalmente em mais de ½ da sua altura
C	Aberturas de dimensão regular ou irregular desalinhadas verticalmente em mais de ½ da sua largura
D	Aberturas de dimensão regular ou irregular totalmente desalinhadas verticalmente ou horizontalmente Casos de abertura de grandes vãos ao nível de qualquer piso

No caso de abertura de grandes vãos em qualquer nível da construção (ver Figura C22), e para além dos aspectos já discutidos e tratados em outros parâmetros em relação à variação de rigidez e da capacidade de resistência ao corte, deverá atribuir-se ao edifício a classe de vulnerabilidade D.

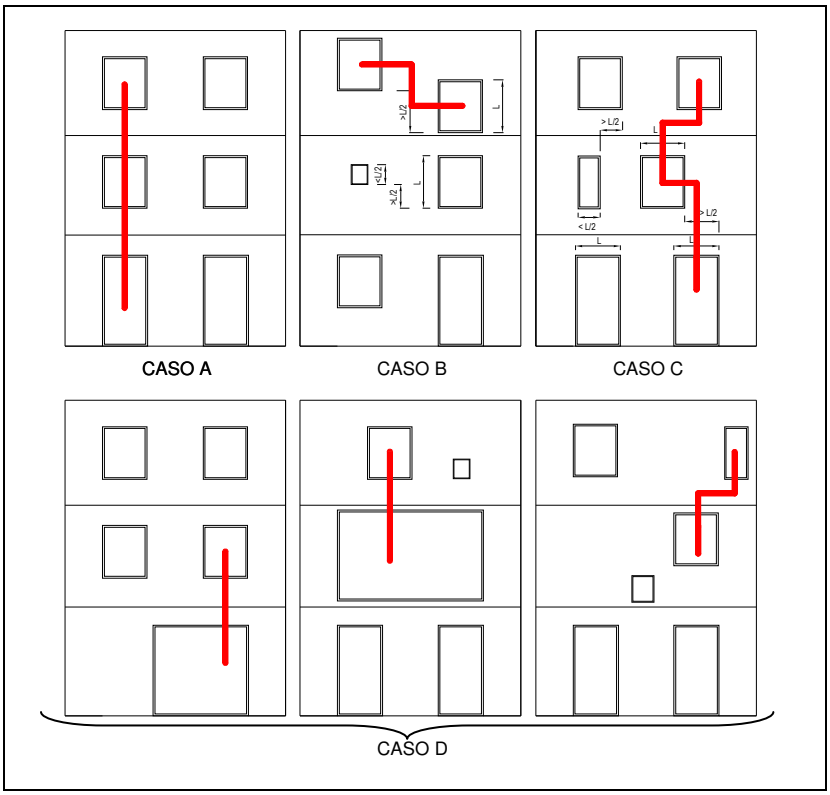


Figura C22: Diferentes configurações de distribuição de aberturas

Parâmetro P11: Diafragmas horizontais (pavimentos)

A qualidade e tipo de sistema estrutural dos pavimentos tem uma influência notável no comportamento global dos edifícios. É muito importante que os pavimentos se encontrem bem ligados às paredes para lhes transmitir as cargas verticais e horizontais e estas, por sua vez, às fundações. Quando a ligação entre os

elementos horizontais e as paredes não funciona efectivamente, os movimentos induzidos nas paredes podem despoletar o desligamento e desenfiamento dos barrotes/vigamento dos pavimentos das paredes e o colapso dos mesmos. A deficiente ligação entre os pavimentos e as paredes impede a distribuição contínua de esforços de corte pelas paredes resistentes, gerando distorções e deformações superiores nas paredes em relação às obtidas em casos de pavimentos rígidos. A deficiência destas ligações gera instabilidade na estrutura, perdendo os pavimentos a sua capacidade de travamento das paredes (aumentando a sua esbelteza e consequentemente diminuindo a sua capacidade de carga). Os pavimentos com insuficiente rigidez no seu plano induzem um comportamento frágil à estrutura, não mobilizando a resposta das paredes de forma equitativa.

Por estas razões, o grau de conexão dos pavimentos às paredes e a rigidez dos pavimentos são os dois aspectos avaliados neste parâmetro. No que diz respeito às condições de ligação, salienta-se que as boas soluções são: um elemento contínuo de ligação em madeira (frechal); uma viga de cintagem embebida na parede; e a ligação com recurso a elementos metálicos. Refira-se que a boa ligação dos pavimentos às paredes pressupõe que as ligações, quer pontuais, quer contínuas, devem ser executadas em todos os elementos do pavimento e em todo o perímetro nas duas direcções do pavimento. Relativamente à rigidez, as soluções favoráveis são: uso de uma grelha de elementos resistentes (em madeira ou aço); tarugamento do vigamento principal em madeira (diagonalização com eficiente ligação); recurso a um contra soalho; ou lajeta armada adequada e compatibilizada em termos de espessura, peso e rigidez à solução estrutural em madeira existente que lhe é subjacente. No caso de existir mais do que um tipo de pavimento será considerada a situação mais gravosa na definição do parâmetro. As classes de vulnerabilidade para este parâmetro são definidas como indicado na Tabela C24.

Tabela C24: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P11

Pavimentos	Classe	FZA ou DA ou FS
Rígido ou semi-rígido e bem ligado	**A**	**B**
Deformável e bem ligado	**B**	**C**
Rígido ou semi-rígido e mal ligado	**C**	**D**
Deformável e mal ligado	**D**	--

FZA – Fragilização dos pavimentos na zona de apoio; DA – Sinais de deformação, apodrecimento, retracção e distorção grave; FS – Falta de segurança de circulação

Propõe-se neste parâmetro agravar a classificação da classe em função do estado de conservação dos pavimentos, pois este afecta as suas condições de ligação às paredes (deteriorações por acção biológica ou apodrecimento) e a rigidez do próprio pavimento. Para melhor entender e auxiliar na definição da classe de vulnerabilidade deste parâmetro, na Figura C23 apresentam-se alguns tipos comuns de pavimentos, descrevendo a sua constituição e classificando-os quanto à sua deformabilidade. Da avaliação dos edifícios em relação à eficiência e o grau de ligação dos pavimentos às paredes, identificam-se e classificam-se as situações descritas na Figura C24.

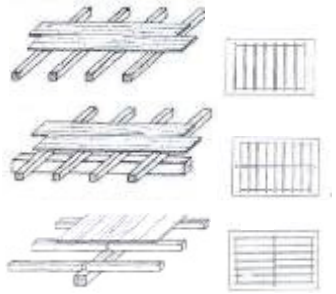
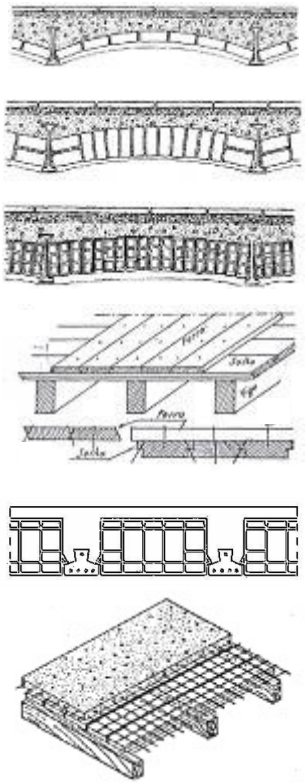
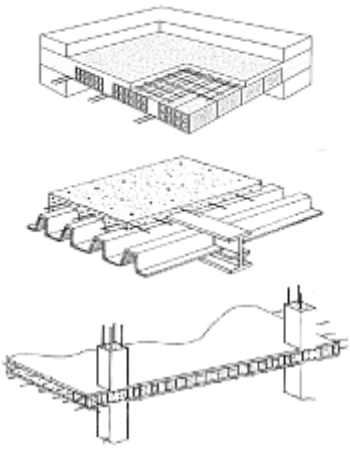
Pavimentos deformáveis Pavimento de barrotes ou vigamentos de madeira, em uma ou duas direcções, com soalho. Pavimentos muito leves com baixa rigidez no seu plano (de diafragma).		
Pavimentos semi-rígidos Pavimentos de perfis de aço com pequenas abóbadas cerâmicas, com enchimento pouco espesso (conglomerado), e revestimento superior (marmorite, cerâmico ou madeira). Pavimento de barrotes/vigamento de madeira com tarugamento apertado ou com contra soalho de espessura considerável. Pavimento aligeirado com blocos cerâmicos e vigotas em betão armado com lajeta de compressão não armada. Considera-se o pavimento semi-rígido no seu próprio plano nos casos do betão ser de medíocre qualidade. Pavimento com estrutura de suporte em madeira (numa ou duas direcções), com uma lajeta armada de betão ligada com conectores ao soalho que funciona como uma cofragem. A lajeta armada garante uma melhoria da rigidez do pavimento no seu próprio plano.		 
Pavimentos rígidos Laje aligeirada, com lajeta de compressão armada, conferindo uma elevada rigidez do pavimento no seu plano Pavimento em perfis de aço, cofragem colaborante contínua, lajeta de betão de enchimento armada, conferindo uma elevada rigidez no plano. Laje maciça considerada rígida em ambas as direcções.		 

Figura C23: Deformabilidade dos pavimentos no seu próprio plano [MRRP, 2001; Leitão, 1896; Pereira da Costa, 1955]

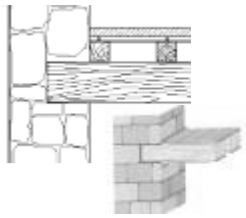
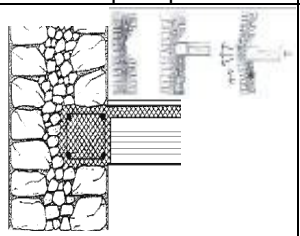
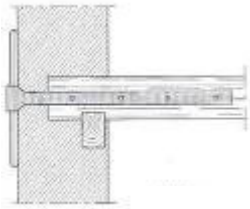
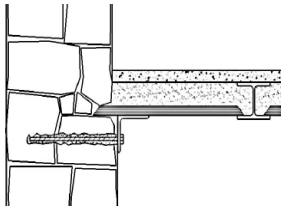
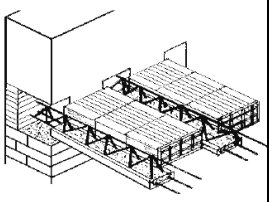
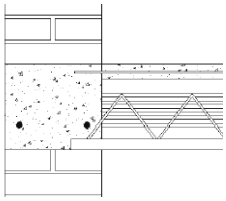
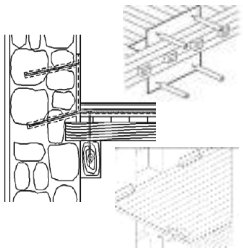
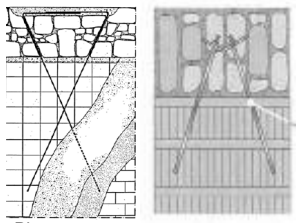
Ligação ineficaz à estrutura principal		Ligação eficaz à estrutura principal	
			
Descrição: Vigamento de madeira, apenas apoiado sobre uma secção da parede (abertura de um orifício) sem cuidados de ancoragem perimetral	Descrição: A viga de ligação periférica do pavimento deveria atingir os dois panos da parede resistente	Descrição: A ligação é feita por uma ancoragem à face exterior da parede resistente	Descrição: Ligação metálica com cantoneira fixada com bucha química ou mecânica em mais de 70% da espessura da parede ou no pano exterior
			 Planta
Descrição: A ancoragem é apenas efectuada pela introdução dos elementos resistentes não procurando garantir a amarração eficaz com comprimento adequado	Descrição: A insuficiente secção do pavimento penetra a parede e a respectiva armadura não garante a amarração eficaz	Descrição: Ligação entre a parede e o pavimento com uma rede electrosoldada e chapas metálicas perfuradas para efectuar a ancoragem com varões roscados que penetrem em mais de 70% da espessura da parede ou no pano exterior	Descrição: A lajeta de betão armado está ligada à parede com varões que atravessam toda a espessura da mesma

Figura C24: Eficiência das ligações pavimento-parede [MRRP, 2001; Leitão, 1896; Pereira da Costa, 1955]

Exsitem também neste parâmetro duas excepções na classificação:

- Os pavimentos que apresentem desníveis, tipicamente produzem concentração de esforços nas paredes resistentes na vizinhança destes pontos, sobretudo para as acções horizontais, propondo-se nesta metodologia que, na presença de desníveis, se agrave a classificação obtida pela Tabela C24 de uma classe de vulnerabilidade (salvo a evidente excepção se já foi classificado como D);

- Para os casos de edifícios com pavimentos em betão armado ou outra solução similar, pesada e rígida, em que a estrutura resistente de paredes de alvenaria foi classificada segundo o parâmetro P2 de classe C ou D (tipologias de rigidez e resistência baixa quando comparadas com as estruturas horizontais), nestes casos, a classe de vulnerabilidade a atribuir será a D.

Parâmetro P12: Tipo de cobertura

Os critérios utilizados na definição deste parâmetro são essencialmente relacionados com a configuração estrutural da cobertura (peso, dimensão do vão e condições de apoio no perímetro). A possibilidade da cobertura provocar impulsos horizontais nas paredes é sem dúvida um aspecto condicionante no desempenho do edifício, que muito depende da solução estrutural da cobertura, da existência de elementos de ligação da cobertura à parede, da eventual presença de uma cinta perimetral ou de tirantes, e ainda, do seu estado de conservação. O carácter impulsivo da cobertura é especialmente importante para as acções sísmicas porque poderá incrementar os impulsos sobre as paredes de fachada, provocando eventualmente o colapso para fora do seu plano.

Para além de conhecer a tipologia da cobertura e identificar a existência de tirantes e/ou elementos de cintagem, é também possível quantificar a área de apoio perimetral efectiva sobre as paredes, que recebem e fazem a transmissão de carga. O perímetro total sobre o qual assenta a cobertura terá de ser reduzido devido à proximidade de aberturas dos beirais, uma vez que, os painéis de alvenaria sobrejacentes às aberturas que tenham uma relação geométrica *L/H* não garantem a transmissão de carga (ver Figura C25). Se o perímetro for reduzido ou muito reduzido, devido à presença de aberturas junto dos beirais, a natureza impulsiva da cobertura é naturalmente agravada (este aspecto não define a classe de vulnerabilidade, apenas auxilia na avaliação da impulsividade da cobertura).

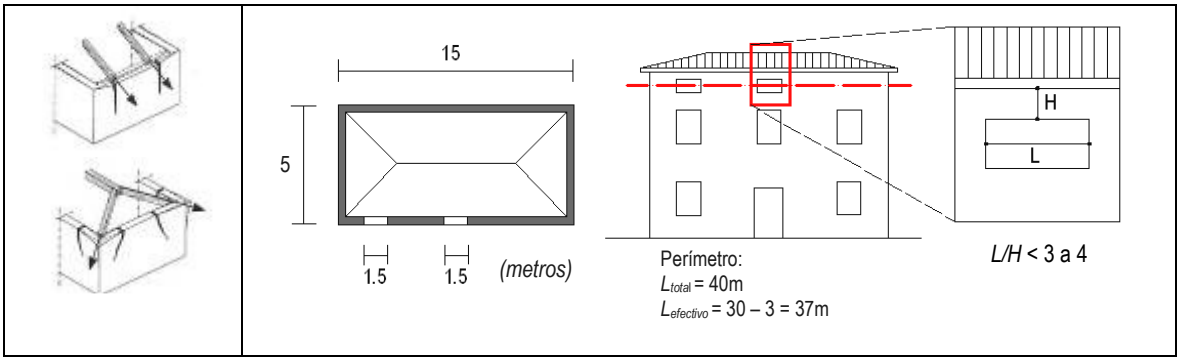


Figura C25: Avaliação da natureza impulsiva da cobertura

As classes de vulnerabilidade deste parâmetro são definidas como se apresenta na Tabela C25. A Figura C26 representa as tipologias estruturais mais comuns e classifica-as quanto à natureza impulsiva, auxiliando a escolha da classe de vulnerabilidade neste parâmetro pela identificação da tipologia estrutural. Prevê-se ainda neste parâmetro o agravamento da classificação das coberturas em função do seu estado de conservação.

Refira-se que da observação e do estudo dos danos provocados pela acção sísmica em edifícios de alvenaria e particularmente no sismo de Umbria-Marche em 1997, foi evidenciado o efeito desastroso das acções de renovação, recorrendo a soluções de betão armado (maciça e aligeirada) sobre construções com alvenarias de fraca qualidade e de má execução. Por isso, estabelece-se a excepção com o seguinte critério: edifícios com cobertura em estrutura de betão armado, que se classificariam como de classe A ou B para este parâmetro, se combinado com uma alvenaria de fraca qualidade, classificado segundo o parâmetro P2 de classe C ou D, a classe que deverá ser atribuída neste parâmetro será de D.

Tabela C25: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P12

Impulso	Cinta perimetral	Tirantes	Classe	Estado de conservação	
				Mau	Péssimo
Não impulsivo	1 (Sim)	1 – 0	A	B	C
	1 – 0	1	A	B	C
	0 (Não)	0	B	C	D
Pouco impulsivo	1	1 – 0	B	C	D
	1 – 0	1	B	C	D
	0	0	C	D	D
Impulsivo	1	1 – 0	C	D	D
	1 – 0	1	C	D	D
	0	0	D	---	---

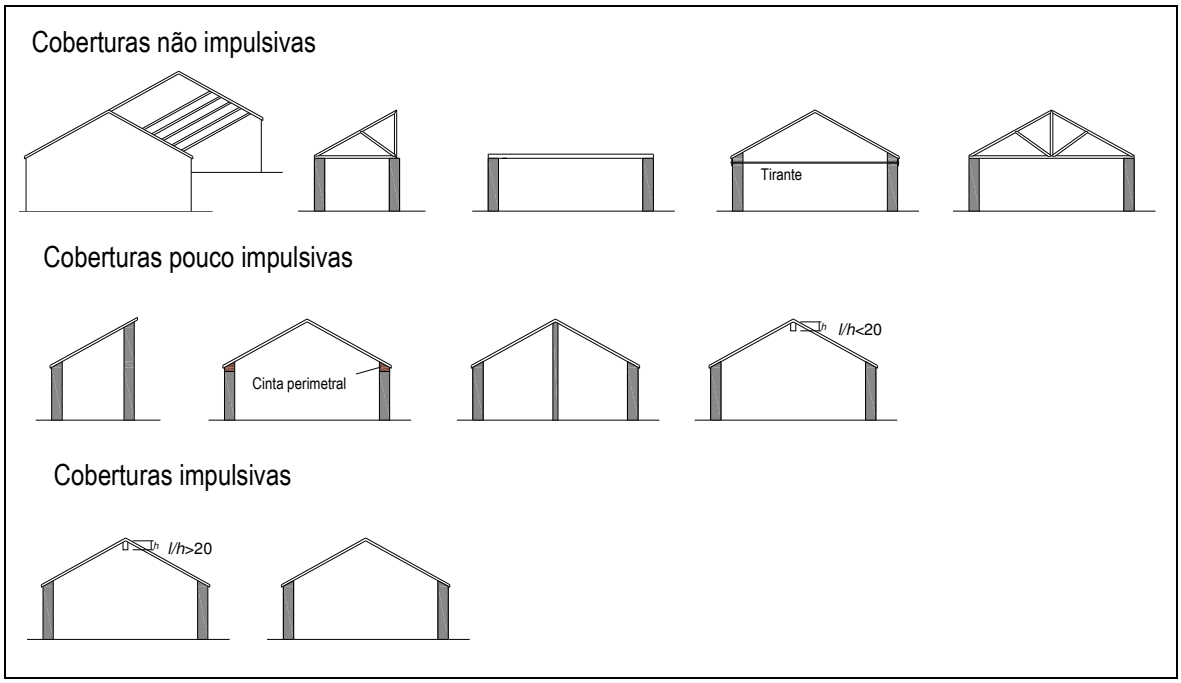


Figura C26: Tipologia das coberturas e a sua classificação quanto à natureza impulsiva

Parâmetro P13: Danos estruturais identificados

Este parâmetro pretende avaliar as fragilidades observadas na estrutura (paredes, pavimentos e coberturas), que poderão agravar os danos que possam advir da ocorrência de um sismo. As classes de vulnerabilidade são definidas pela gravidade das anomalias de origem estrutural (podem até ser originadas de uma acção sísmica precedente) que podem despoletar certos mecanismos de forma mais precipitada. Na Tabela C26 identificam-se, classe a classe, problemas e aspectos que aumentem de forma substancial o risco das construções sofrerem danos, evidenciando nomeadamente a fissuração e grau de deterioração dos materiais: fissuração junto a cunhais, desligamento de paredes ortogonais, fissuração por transmissão indevida de cargas, abaulamento e deformações, sinais de esmagamento, etc. (ver Figura C27).

Tabela C26: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P13

A	Paredes de alvenaria em boas condições, sem danos visíveis
B	Paredes com pequenas fissuras (amplitude inferior a 0.5mm) não generalizadas. Presença de sinais de humidade que deterioram as características das alvenarias e levam à degradação do revestimento das madeiras e desagregação das alvenarias. Fissuras no revestimento que não se propagam ao suporte
C	Paredes com fissuras de abertura de cerca de 2 a 3mm ou que apresentem fissuração de forma generalizada (quer poderá ser decorrente de uma anterior acção sísmica). Estruturas com um estado medíocre de conservação das paredes de alvenaria, comprometendo a sua resistência global. Problemas de deformabilidade grave da estrutura da caixa de escadas, deformações de pavimentos, fissuração inclinada em paredes interiores de tabique, fissuração a meio vão das aberturas
D	Paredes com deterioração e fissuração grave, mesmo que não generalizada. Paredes com características físicas e materiais muito degradadas que evidenciam uma diminuição grave da resistência. Fissuração em locais sensíveis, como junto aos cunhais (sinais de desligamento entre paredes ortogonais). Danos introduzidos pelos impulsos transmitidos pelas coberturas, abaulamento de paredes resistentes, fissuração decorrente de assentamento de fundações. Escorregamento do vigamento de madeira em relação às paredes, apodrecimento e degradação do vigamento de madeira junto às paredes. Sinais de rotação das paredes e paredes fora de prumo



Desagregação grave



Desligamento nos cunhais



Abaulamento das paredes



Impulsos sobre as paredes

Figura C27: Anomalias muito graves

Parâmetro P14: Elementos não-estruturais

Este parâmetro avalia o efeito de elementos que não fazem parte do sistema estrutural, tal como as cornijas, parapeitos, varandas ou qualquer outro elemento saliente que esteja ligado à estrutura e cuja solidarização enfraquece e agrava o nível de dano em elementos estruturais. Como se trata de avaliar elementos não-estruturais, não faz sentido distinguir em tantas classes a classificação deste parâmetro, sendo por isso, as classes A e B iguais em termos de classificação e peso (ver Tabela C27). Na Figura C28 apresentam-se alguns exemplos de elementos não-estruturais que possam agravar os eventuais danos.

Tabela C27: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P14

A	Edifício sem cornijas, parapeitos ou revestimentos suspensos (forros de tectos interiores)
B	Edifício com cornijas bem ligadas às paredes, com chaminés de reduzida dimensão e peso. Edifício com varandas integradas na estrutura dos pavimentos ou das paredes
C	Edifício com elementos externos à estrutura de pequena dimensão e mal ligados à estrutura principal. Edifício com revestimentos/forros de reduzida extensão mal ligados à estrutura, ou revestimentos de grande extensão bem ligados à estrutura
D	Edifício com chaminés e elementos externos à estrutura, de peso considerável (depósitos de água ao nível da cobertura, equipamento mecânico fixo às paredes), mal conectados à estrutura. Edifício com varandas com fraca ligação aos elementos horizontais, construídos posteriormente à construção das paredes com deficiente ligação às paredes de alvenaria. Edifício com revestimento/forro de tecto de grande extensão e mal ligado



Figura C28: Exemplos de elementos não-estruturais que podem afectar o desempenho dos edifícios

C3 – Índice de vulnerabilidade da parede de fachada

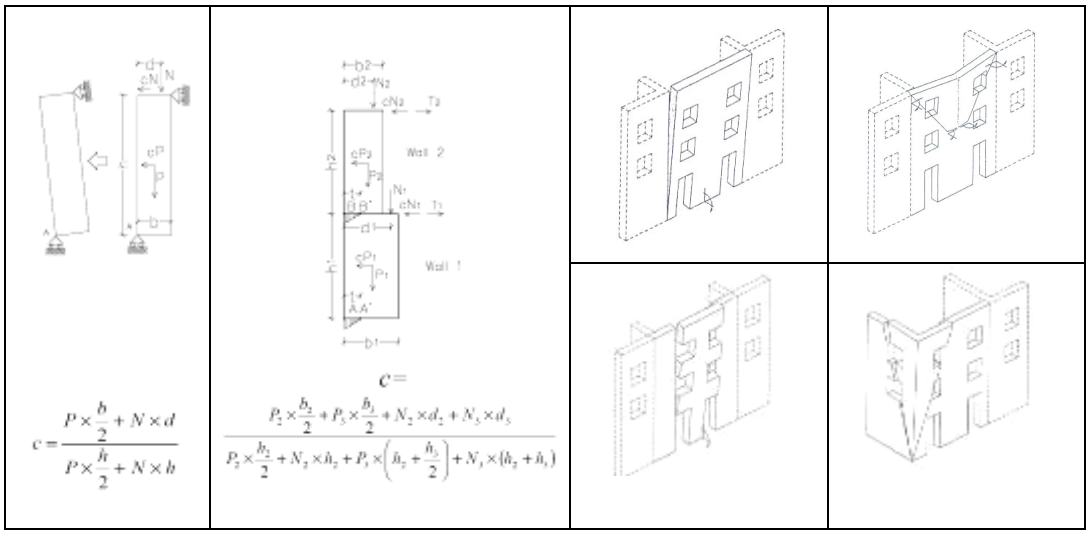
Nos centros históricos, a evolução da malha urbana, pelo crescimento do edificado em banda ao longo dos anos, tem as suas consequências, quer em termos estruturais, quer ao nível do comportamento sísmico. Os edifícios em banda, apresentam vulgarmente problemas de ligação das paredes de fachada a paredes ortogonais já existentes, assim como a paredes de construções contíguas. Seria comum o uso de paredes existentes de edifícios contíguos para o suporte de pavimentos e coberturas de edifícios construídos posteriormente. Desta forma, a eficiência das ligações entre pavimentos e paredes e especialmente das paredes de fachada às paredes ortogonais apresentam-se vulneráveis à acção dinâmica, podendo sofrer colapso parcial ou total de forma inesperada. Verificou-se em sismos históricos (Messina, 1908; Carlentini, 1990; em Itália) que grande parte dos danos observados estava relacionada com o colapso das fachadas para fora do seu plano e ainda um número considerável de mortos associados à sua queda (ver Figura C29).

Devido a este facto, constatou-se que uma das formas de prevenção, seria reduzir a vulnerabilidade das paredes de fachadas dos edifícios. A elevada vulnerabilidade é essencialmente devida à ausência de ligações adequadas entre os vários elementos resistentes (entre paredes e o vigamento de madeira dos pavimentos e ainda da estrutura de madeira das coberturas).



Figura C29: Exemplos de colapsos das paredes para fora do plano [Ortigia, 2000; NISEE, 2006]

Existem estudos que permitiram conhecer e avaliar a potencialidade de ocorrência dos mecanismos de colapso das fachadas para fora do seu plano, baseados em modelos cinemáticos e probabilísticos [Speranza, 2003; De Felice *et al.*, 2001], definindo coeficientes de colapso tanto para o derrube, como para outros mecanismos mais complexos que dependem de uma série de condições inerentes à sua formulação: cargas, ligações, material e outros pormenores construtivos (ver Figura C30).



$$c = \frac{P \times \frac{b}{2} + N \times d}{P \times \frac{h}{2} + N \times h}$$

$$c = \frac{P_2 \times \frac{b_2}{2} + P_1 \times \frac{b_1}{2} + N_2 \times d_2 + N_3 \times d_3}{P_2 \times \frac{h_2}{2} + N_2 \times h_2 + P_1 \times \left(h_2 + \frac{h_1}{2}\right) + N_3 \times (h_2 + h_3)}$$

Figura C30: Modelos cinemáticos para mecanismos de colapso para fora do plano [Ortigia, 2000; Speranza, 2003]

Os mecanismos para fora do plano das paredes são essencialmente os mais gravosos. No entanto, a fragilização das paredes resistentes por mecanismos de dano no próprio plano pode ser procedida de colapso para fora do plano destes. Os danos sofridos pelas paredes no seu plano passam pela abertura de fendas que podem ser horizontais e que se situam na base e topo da parede, normalmente, aparecendo para níveis de deslocamento lateral baixos. À medida que o deslocamento ou intensidade da acção lateral aumenta, desenvolvem-se fendas diagonais que ocorrem praticamente para forças horizontais próximas da resistência ao corte máxima da alvenaria. A partir da abertura das fendas diagonais, a resposta lateral da parede é governada por um mecanismo de corpo rígido (*rocking*), que se traduz na rotação da parte superior da parede em torno dos cantos inferiores (ver Figura C31). Quando a tensão normal é elevada, o colapso das paredes ocorre por esmagamento dos cantos inferiores. Quer quando se dá o colapso por esmagamento, como quando se formam as fendas diagonais, estão normalmente associados deslocamentos para fora do plano das parede das unidades de alvenaria, adjacentes às fendas diagonais, justificando assim possíveis colapsos consequentes da fragilização das paredes no seu plano.



Figura C31: Modos de rotura de paredes de alvenaria no seu plano [Vasconcelos, 2005]

Em analogia com o índice de vulnerabilidade do edifício, desenvolveu-se uma proposta de um índice de vulnerabilidade da fachada, também calculado como a média ponderada de apenas 10 parâmetros. Estes parâmetros são classificáveis em 4 classes de vulnerabilidade: A, B, C e D. Cada parâmetro avalia um aspecto que influencia a resposta sísmica da fachada do edifício, estimando-se a classe de vulnerabilidade, parâmetro a parâmetro, pela análise de diferentes aspectos. A cada parâmetro é associado um peso que varia de 0.5 para os parâmetros menos importantes e de 0.75 para os parâmetros mais importantes no cálculo do índice de vulnerabilidade (ver Figura C32). Em analogia com o índice de vulnerabilidade do edifício já apresentado, o índice de vulnerabilidade da fachada de um edifício poderá variar entre 0 e 100, sendo que quanto menor for o valor, menor será a sua vulnerabilidade. Como se pode observar na Figura C32, os parâmetros P5 e P6 assumem-se como os mais importantes. Estes parâmetros estão relacionados com o tipo de material constituinte da alvenaria da parede de fachada e com o estado de conservação.

Índice de Vulnerabilidade - FACHADA

Fachada: ***Data de inspecção:***

Localização: ***Equipa:***

Notas e esquemas

Parâmetros de avaliação		Classe e pontuação				p_i	$C_{vi}xp_i$	GC
1. Geometria e aberturas								
P1	Geometria da fachada	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P2	Esbelteza máxima	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P3	Área de aberturas	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P4	Desalinhamento de aberturas	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
2. Materiais e estado de degradação								
P5	Qualidade dos materiais	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P6	Estado de conservação	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
3. Ligação a outros elementos estruturais								
P7	Eficiência da ligação às paredes ortogonais	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P8	Ligação aos diafragmas horixontais e cobertura	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
P9	Impulsos da cobertura	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
4. Elementos ligados à fachada								
P10	Elementos não-estruturais	A	B	C	D	0.50		
		0	5	20	50			
						Índice final		

GC: Grau de confiança

Figura C32: Cálculo do índice de vulnerabilidade da fachada

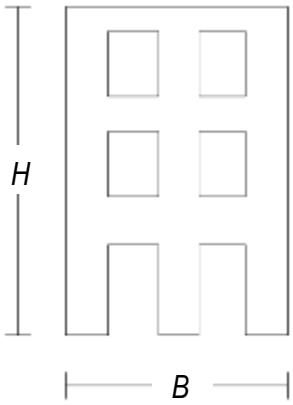
Apresentam-se de seguida os dez parâmetros avaliados na estimativa do índice de vulnerabilidade da fachada de um edifício.

Parâmetro P1: Geometria da fachada

Este parâmetro avalia a geometria da fachada, uma vez que é uma medida indirecta do seu peso e altura. O seu significado, apenas faz sentido quando combinado com outros aspectos geométricos avaliados, nomeadamente pelos parâmetros P3, P7 e P8. Na Tabela C28 apresentam-se as classes de vulnerabilidade deste parâmetro.

Tabela C28: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1

A	$\frac{H}{B} < 0.40$
B	$0.40 \leq \frac{H}{B} < 0.60$
C	$0.6 \leq \frac{H}{B} < 1.00$
D	$\frac{H}{B} \geq 1.00$



Parâmetro P2: Esbelteza máxima

O parâmetro P2 avalia a esbelteza máxima para as paredes. São, de facto, as paredes mais esbeltas que apresentam maior risco de colapso. Outros autores já definiram a vulnerabilidade em função da esbelteza, como é o caso de D'Ayala *et al.* [2000], que classifica a vulnerabilidade em função da esbelteza, que por sua vez está correlacionada com um coeficiente de colapso, como se apresenta na Figura C33.

Os limites definidos para a classificação deste parâmetro, apresentam-se na Tabela C29 e foram estabelecidos com a análise das indicações do EC8 [CEN, 2004], na sua Secção 9.5 (*Design criteria and construction rules*) e as indicações do FEMA 310 [1998] e do ATC-40 [1996], que indicam valores limite para a esbelteza das paredes resistentes.

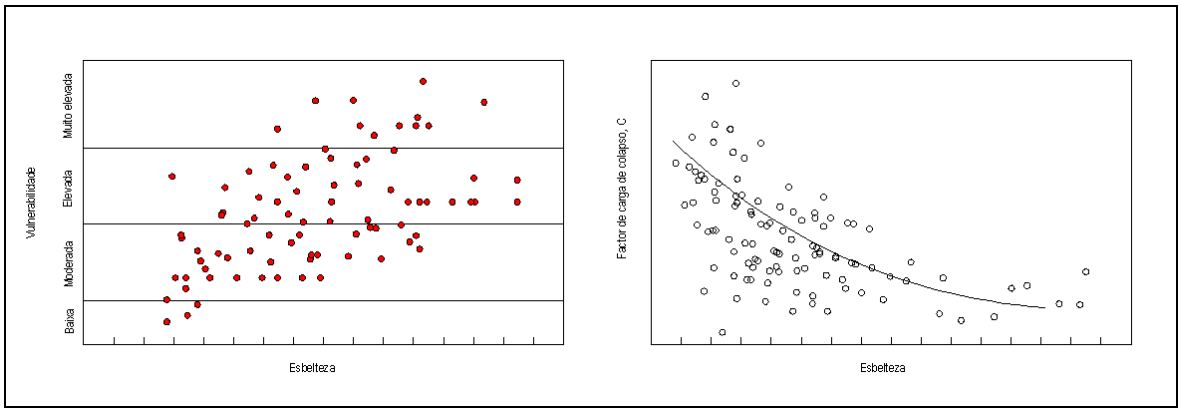


Figura C33: Vulnerabilidade em função da esbelteza e correlação entre o coeficiente de colapso e a esbelteza, adaptado de D'Ayala *et al.* [2000]

Tabela C29: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P2

A	$\frac{h}{s} \leq 9$	
B	$9 < \frac{h}{s} \leq 15$	
C	$15 < \frac{h}{s} \leq 20$	
D	$\frac{h}{s} > 20$	

Parâmetro P3: Área de aberturas

A resposta de um painel de parede a uma força horizontal é influenciada pela dimensão e configuração das aberturas, uma vez que o caminho de carga e a transmissão de tensão nas paredes, controla e define os mecanismos de rotura no próprio plano da fachada (ver Figura C33).

Quanto menor a área e espessura das paredes resistentes, menor a capacidade de dissipação de energia e maior será o dano sofrido pelos nembos de parede, evidenciando insuficiente capacidade de corte. Naturalmente, a capacidade de corte, também dependerá da qualidade da alvenaria e da espessura (parâmetros P2 e P5). O critério de classificação deste parâmetro apresenta-se na Tabela C30.

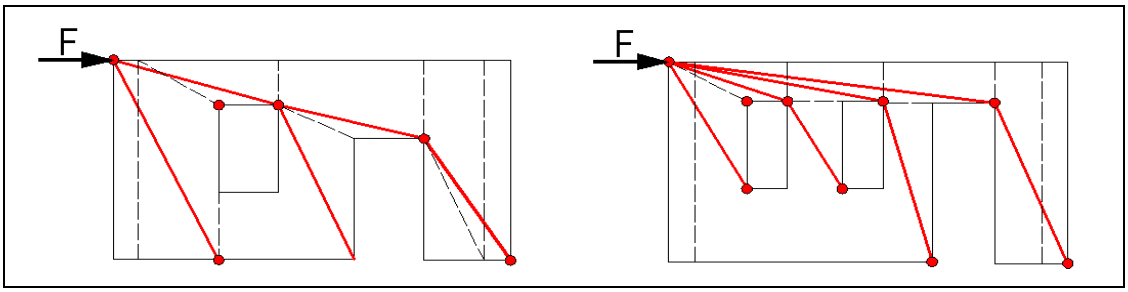


Figura C34: Desenvolvimento de bielas de compressão para uma solicitação horizontal na presença de aberturas

Tabela C30: Definição das classes para o parâmetro P3

A	Área de aberturas inferior a 20%
B	Área de aberturas inferior a 35%
C	Área de aberturas inferior a 60%
D	Área de aberturas superior a 60%

Parâmetro P4: Desalinhamento de aberturas

Este parâmetro é semelhante ao proposto para a avaliação da vulnerabilidade do edifício singular (parâmetro P10) e a sua interpretação e discussão é análoga (ver Tabela C31).

Tabela C31: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P4

A	Aberturas de dimensão regular e alinhadas em altura
B	Aberturas de dimensão regular ou irregular desalinhadas horizontalmente em mais de ½ da sua altura
C	Aberturas de dimensão regular ou irregular desalinhadas verticalmente em mais de ½ da sua largura
D	Aberturas de dimensão regular ou irregular totalmente desalinhadas vertical ou horizontalmente Casos de abertura de grandes vãos ao nível de qualquer piso

Parâmetro 5: Qualidade dos materiais

O tipo de alvenaria tem sempre um papel essencial, quer estejamos a tratar de mecanismos de primeira (fora do plano) ou de segunda ordem (no plano). Este parâmetro é semelhante ao parâmetro P2 do índice de vulnerabilidade do edifício e a sua classificação e discussão é análoga, como se apresenta na Tabela C32.

Tabela C32: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5

A	Alvenaria de tijolo de boa qualidade (maciço ou perfurado até 45% de vazios). Alvenaria de pedra bem talhada com unidades homogéneas e de tamanho uniforme em toda a extensão das paredes. Alvenaria de pedras irregulares bem argamassada e travada/embricada, existindo ligação transversal entre as duas faces da parede
B	Alvenaria de tijolo (área perfurada<45%). Alvenaria de pedra bem talhada com unidades pouco homogéneas em toda a extensão das paredes. Alvenaria de pedra irregular com ligação transversal entre as duas faces da parede
C	Alvenaria de tijolo de baixa qualidade com irregularidades de assentamento e de ligação. Alvenaria de pedra com unidades não trabalhadas e de dimensões heterogéneas. Alvenaria de pedra irregular sem ligação transversal, no entanto bem argamassada e travada
D	Alvenaria de tijolo de má qualidade com incrustação de fragmentos de pedra. Alvenaria de pedra com unidades muito irregulares e sem travamento cuidado (criando vazios). Alvenaria de pedra irregular sem ligação transversal, mal argamassada e mal travada

Parâmetro 6: Estado de conservação

Para a classificação deste parâmetro é importante que se conheça a configuração, abertura, localização e origem da fissuração. Na análise deste parâmetro a observação deve ser especialmente dirigida às zonas dos cunhais e ligações às paredes ortogonais.



Fissuração do revestimento



Desagregação



Desligamento grave

Figura C35: Danos a observar em paredes de fachada

As fissuras ou desligamentos são vulgares em edifícios em banda como se observa na Figura C35. Na Tabela C33 apresenta-se a classificação para este parâmetro.

Tabela C33: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P6

A	A fachada não se encontra fissurada
B	A fachada encontra-se fissurada ao nível dos revestimentos, junto a pontos de concentração de tensões (cantos). A fachada apresenta sinais de fissuração reparada
C	A fachada apresenta sinais de assentamento (fissuração em espinha de peixe ou inclinada), fissuras a meio vão das aberturas (flexão), fissuras de desligamento com abertura crescente em altura, fissuras por impulso da cobertura ou por transferência de carga indevida, fissuras inclinadas (por aberturas desalinhadas, caminho de carga)
D	A fachada apresenta fissuras trespassantes e sinais de desagregação graves. Paredes de fachada abauladas ou fora de prumo

Parâmetro P7: Eficiência da ligação às paredes ortogonais

Este parâmetro avalia a qualidade das ligações às paredes ortogonais. A eficiente ligação entre a parede de fachada e as paredes que lhe são ortogonais, seja pelo aparelho cruzado da alvenaria no cunhal, seja pela passagem de tirantes ou existência de uma cinta piso a piso, minimiza os mecanismos de colapso para fora do plano. O parâmetro P1 do índice de vulnerabilidade do edifício, tece um conjunto de considerações a respeito da avaliação deste parâmetro e a sua classificação é feita com base na Tabela C34.

Tabela C34: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P7

A	A fachada encontra-se bem ligada às paredes ortogonais, aos pavimentos e cobertura (por meio de elementos metálicos de cintagem, tirantes e ainda por boas técnicas de assentamento e travamento da alvenaria). Verificam-se estas formas de ligação em todos os cunhais e ligações ortogonais entre paredes
B	A fachada encontra-se apenas bem ligada por boas técnicas de assentamento e travamento da alvenaria nos cunhais e não há sinais de fragilização. Verifica-se as condições da classe A apenas em alguns cunhais e ligações ortogonais
C	A fachada não se encontra bem ligada às paredes de empena ortogonais (situação comum para os edifícios em banda construídas em fases distintas) mas não há sinais de fragilização. Poder-se-ão verificar as condições da classe B apenas em alguns cunhais e ligações ortogonais
D	A fachada apresenta deformações, com risco considerável de derrocada (fissuras que denunciam esta situação de falta de estabilidade). Verifica-se desprendimento, desligamento ou fissuração trespassante na zona dos cunhais e ligações ortogonais

Parâmetro P8: Ligação aos diafragmas horizontais e cobertura

Este parâmetro avalia a eficiência das ligações dos diafragmas horizontais e da cobertura à parede de fachada, considerando-se que a sua avaliação é realizada com apoio dos parâmetros P11 e P12 do índice de vulnerabilidade do edifício, nomeadamente no que diz respeito à definição de ligação eficiente (consultar Figura C23). Na Tabela C35 apresenta-se a definição das classes de vulnerabilidade para este parâmetro.

Tabela C35: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P8

Nº de diafragmas horizontais com ligação eficiente (%)	Classe	FZE ou DA ou FS
≥75%	**A**	**B**
≥50% e <75%	**B**	**C**
≥25% e <50%	**C**	**D**
<25%	**D**	--

FZA – Fragilização dos pavimentos na zona de apoio; DA – Sinais de deformação, apodrecimento, retracção e distorção grave; FS – Falta de segurança de circulação

Parâmetro 9: Impulsos da cobertura

Este parâmetro é avaliado usando os mesmos critérios do parâmetro P12 do índice de vulnerabilidade do edifício. Para avaliar este parâmetro dever-se-á verificar se as coberturas se apoiam sobre a parede de fachada, constituindo um risco na origem de impulsos (ver Figura C36), caso contrário a classe de vulnerabilidade a atribuir é a classe A. Na Tabela C36 apresenta-se a definição das classes para este parâmetro.

Tabela C36: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P9

Impulso	Cinta perimetral	Tirantes	Classe	Estado de conservação	
				Mau	Péssimo
Não impulsivo	1 (Sim)	1 – 0	A	B	C
	1 – 0	1	A	B	C
	0 (Não)	0	B	C	D
Pouco impulsivo	1	1 – 0	B	C	D
	1 – 0	1	B	C	D
	0	0	C	D	D
Impulsivo	1	1 – 0	C	D	D
	1 – 0	1	C	D	D
	0	0	D	---	---



Figura C36: Impulsos da cobertura sobre as paredes

Parâmetro 10: Elementos ligados à fachada

Este parâmetro avalia a ligação de elementos conectados e/ou apoiados na fachada que constituem um risco de queda e um factor de agravamento dos danos para a parede de fachada quando sujeita a uma acção sísmica, como é o caso de varandins ou de equipamento mecânico (ver Figura C37). Na Tabela C37 apresenta-se a definição das classes de vulnerabilidade para o último parâmetro deste índice.



Figura C37: Elementos ligados à fachada

Tabela C37: Definição das classes para o parâmetro P10

A	Não existem varandas, platibandas, ornamentos, floreiras, nem outros elementos (equipamentos mecânicos, aparelhos de ar condicionado, sinais luminosos ou reclamos etc.) ligados à fachada
B	Existência de alguns elementos de peso reduzido (candeeiros, sinais luminosos, reclamos, toldos, etc.) ligados à fachada. Não existem varandas, nem platibandas
C	Existência de alguns elementos de peso considerável (equipamentos mecânicos, aparelhos de ar condicionado, etc.) ligados à fachada. Não existem varandas nem platibandas
D	Existência de varandas, platibandas, ou outros elementos pesados ligados à fachada

C4 – Índice de vulnerabilidade do agregado

Na avaliação do edificado numa zona urbana, identificam-se agregados estruturais que incluem vários edifícios que estão em contacto ou que tem algum grau de ligação (paredes meeiras). O agregado pode ser constituído apenas por três ou quatro edifícios até à escala de um quarteirão. Podem ou não ser compostos por edifícios homogéneos em termos de materiais e/ou soluções construtivas. A sua interacção é determinante na resposta estrutural no caso de serem sujeitos a uma acção sísmica (ver Figura C38).
Em cada agregado estrutural, os edifícios adjacentes entre si, distinguem-se por, pelo menos, umas das seguintes características:

- tipologia construtiva e qualidade de alvenaria;
- alturas distintas;
- irregularidade planimétrica e altimétrica;
- eficiência das condições de ligação entre elementos;
- desníveis de cota de pavimentos e aberturas.

A vulnerabilidade dos agregados tem sido amplamente reconhecida pela observação de danos pós-sismo, considerando que é mais interessante avaliar a vulnerabilidade de um conjunto de edifícios na interpretação de alguns danos, do que a avaliação individual dos edifícios que a compõem.

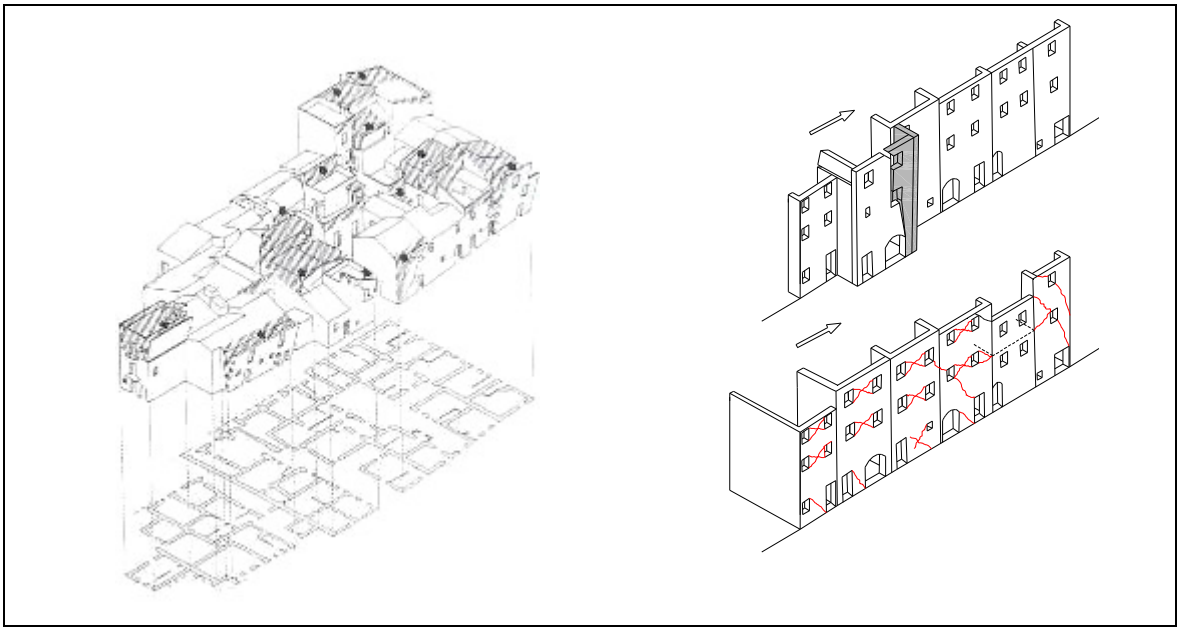


Figura C38: Fenómenos de interacção [Ortigia, 2000; MRRP, 2001]

Este índice, desenvolvido para avaliação do agregado estrutural/quarteirão é composto por 5 parâmetros, sendo alguns avaliados subsequentemente das análises dos índices de vulnerabilidade anteriores. Analogamente aos índices de vulnerabilidade apresentados nas Secções C1 e C2 deste Anexo C, cada parâmetro tem um peso definido e está dividido em 4 classes (ver Figura C39).

Índice de Vulnerabilidade - AGREGADO

Agregado:	***Data de inspecção:***
Localização:	***Equipa:***

Parâmetros de avaliação		Classe e pontuação				p_i	$C_{vi}xp_i$	GC
1. Forma								
P1	Qualidade e heterogeneidade das alvenarias	A	B	C	D	1.75		
		0	5	20	50			
2. Irregularidade								
P2	Desalinhamento das aberturas	A	B	C	D	0.5		
		0	5	20	50			
P3	Irregularidade em altura	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
P4	Geometria em planta do agregado	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			
3. Localização e terreno								
P5	Localização e tipo de terreno	A	B	C	D	0.75		
		0	5	20	50			

Notas e esquemas

Índice final | GC: Grau de confiança

Figura C39: Cálculo do índice de vulnerabilidade do agregado

Parâmetro P1: Qualidade e heterogeneidade das alvenarias

Neste parâmetro avalia-se cada edifício isoladamente, no que diz respeito ao tipo de alvenaria, utilizando a classificação segundo o descrito no parâmetro P2 do índice de vulnerabilidade do edifício. O critério estabelecido determina que não mais de 35% dos edifícios constituintes do agregado estrutural tenham uma classe inferior à classe atribuída neste parâmetro (ver Tabela C38). Deste modo, agravam-se os casos que apresentem uma forte heterogeneidade do tipo de alvenaria.

Tabela C38: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P1

A	Mais de 75% dos edifícios pertencem à classe A
B	Menos de 25% dos edifícios pertencem às classes C e D e mais de 25% dos edifícios pertencem às classes B, C e D
C	Menos de 25% dos edifícios pertencem à classe D e mais de 25% dos edifícios pertencem às classes C e D
D	Mais de 25% dos edifícios pertencem à classe D

Parâmetro P2: Irregularidade em altura

Neste parâmetro avalia-se de uma forma muito simples o desvio das alturas dos edifícios em relação a uma altura média do agregado. Quantifica-se a heterogeneidade de cotas, isto é, a diferença acumulada do número de pisos dos edifícios adjacentes em relação ao número de edifícios constituintes do agregado, avaliando-se um quociente, como indicado na Figura C40. Na Tabela C39 apresenta-se a definição das classes de vulnerabilidade pela parametrização da relação utilizada na avaliação este parâmetro.

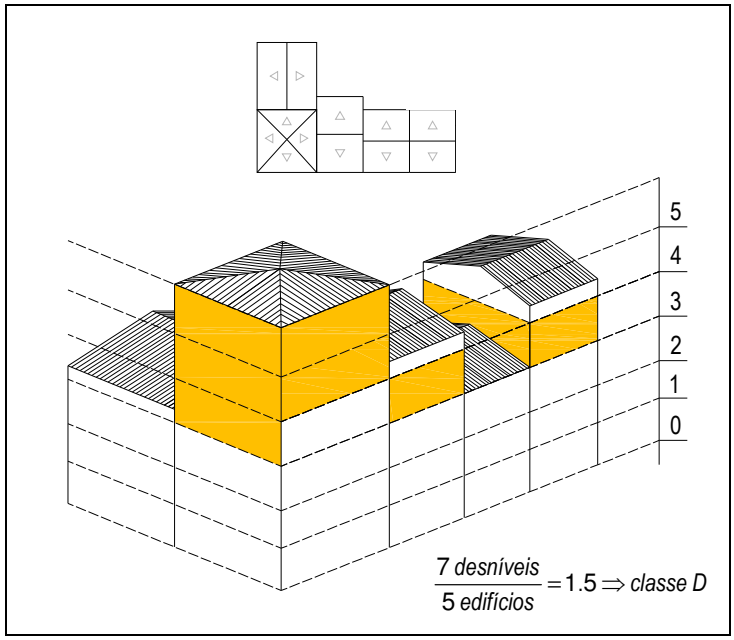


Figura C40: Avaliação da irregularidade em altura (exemplo)

Tabela C39: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P2

A	$\frac{nº\ desníveis}{nº\ edifícios} < 0.2$
B	$0.2 \leq \frac{nº\ desníveis}{nº\ edifícios} < 0.5$
C	$0.5 \leq \frac{nº\ desníveis}{nº\ edifícios} < 0.8$
D	$\frac{nº\ desníveis}{nº\ edifícios} \geq 0.8$

Parâmetro P3: Desalinhamento de aberturas

Este parâmetro é muito semelhante ao parâmetro P6 do índice de vulnerabilidade do edifício. Essencialmente avalia o desalinhamento horizontal das aberturas e pavimentos quando exista soluções em betão armado de edifícios contíguos. A atribuição da classe é feita em função das piores condições verificadas em termos dos critérios definidos na Tabela C40.

Tabela C40: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P3

A	Menos de 25% de casos de desalinhamento horizontal das aberturas entre edifícios contíguos	Menos de 25% de casos de desalinhamento de pisos de edifícios contíguos em que um dos edifícios tem pavimentos e estrutura de betão armado
B	Mais de 25% e menos de 50% de casos de desalinhamento horizontal das aberturas entre edifícios contíguos	Mais de 25% e menos de 40% de casos de desalinhamento de pisos de edifícios contíguos em que um dos edifícios tem pavimentos e estrutura de betão armado
C	Mais de 50% e menos de 75% de casos de desalinhamento horizontal das aberturas entre edifícios contíguos	Mais de 40% e menos de 60% de casos de desalinhamento de pisos de edifícios contíguos em que um dos edifícios tem pavimentos e estrutura de betão armado
D	Mais de 75% de casos de desalinhamento horizontal das aberturas entre edifícios contíguos	Mais de 60% de casos de desalinhamento de pisos de edifícios contíguos em que um dos edifícios tem pavimentos e estrutura de betão armado

Parâmetro P4: Localização e tipo de terreno

Este parâmetro avalia de forma muito expedita a localização em termos da qualidade do solo de fundação.

Apresenta-se na Tabela C41 a proposta de classificação para este parâmetro.

Tabela C41: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P4

A	Agregado fundado sobre solo rochoso ou solo coerente com inclinação inferior a 10%. Localização em zonas sem condicionantes especiais e sem desníveis
B	Agregado fundado em terreno rochoso ou sobre solo coerente com inclinação entre 10 a 30%. Situações de solos de aterro com desníveis
C	Agregado fundado em terreno rochoso ou sobre solo coerente com inclinação entre 30 a 50%. Situações de solos de aterro com impulsos de terras
D	Agregado fundado sobre solo rochoso ou solo coerente com inclinação superior a 50%, ou sobre solo heterogéneo com inclinação superior a 50%. Localização em ravina, despenhadeiro. Identificação de possibilidade de liquefacção, escorregamento de solos (aterros e camadas aluvionares), elevada heterogeneidade do solo, solo mole argiloso e solto, aterros

Parâmetro P5: Geometria em planta do agregado

Por último, este parâmetro avalia a irregularidade em planta do agregado estrutural, utilizando um quociente conhecido entre a área, *A*, e o perímetro, *P* (ver Figura C41). Na Tabela C42 apresenta-se a classificação das classes de vulnerabilidade propostas para este parâmetro.

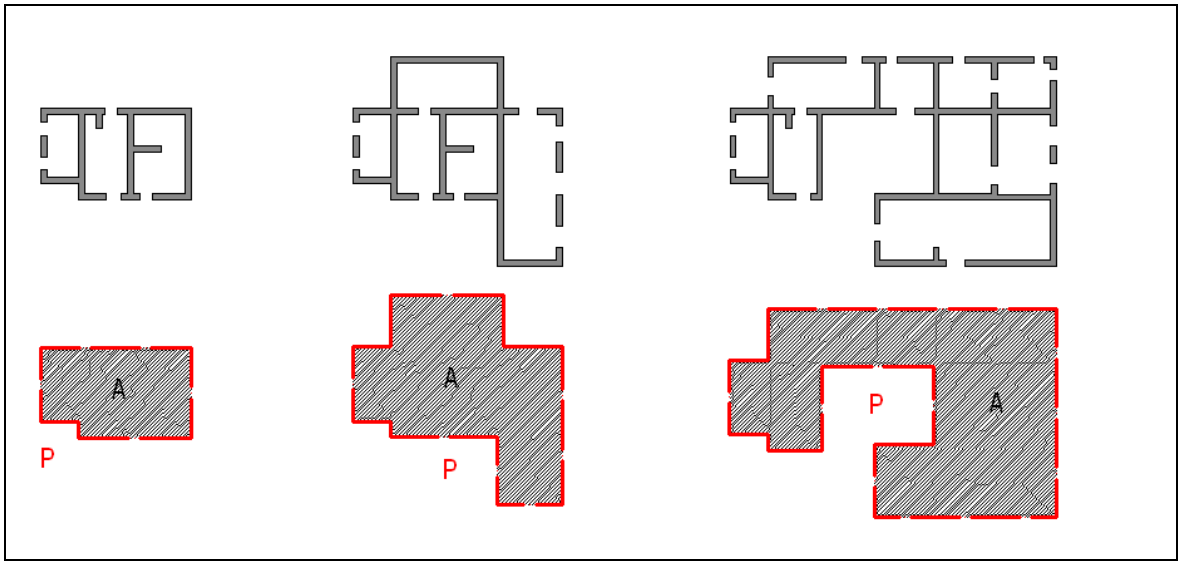


Figura C41: Avaliação da geometria em planta do agregado

Tabela C42: Definição das classes de vulnerabilidade para o parâmetro P5

A	$\frac{16A}{P^2} \geq 1$
B	$0.75 \leq \frac{16A}{P^2} < 1$
C	$0.5 \leq \frac{16A}{P^2} < 0.75$
D	$\frac{16A}{P^2} < 0.5$

ANEXO D

GRAU DE CONFIANÇA DE CADA PARÂMETRO USADO NA DEFINIÇÃO DO I_V

D1 – Descrição dos graus de confiança de cada parâmetro

Para cada parâmetro, para além da atribuição da classe de vulnerabilidade, é definido um indicador do grau de confiança. A incerteza na atribuição da classe do parâmetro é influenciada por diferentes razões, por exemplo, a falta de observação directa de um elemento ou solução construtiva, a ausência de informação acerca das propriedades mecânicas e físicas das alvenarias, etc. É, assim, proposta uma definição de 4 níveis para o grau de confiança de cada parâmetro (E - Elevada, M - Média, B - Baixa, A - Ausente), reflectindo a maior ou menor confiança na escolha da classe de vulnerabilidade, motivando a melhoria e controlo da qualidade dos resultados do índice de vulnerabilidade, I_v, calculado.

Nas Tabelas D2 a D15 expõem-se a definição dos níveis do grau de confiança adaptados especificamente para a avaliação de cada um dos 14 parâmetros do índice de vulnerabilidade do edifício. Nestas tabelas apenas se inclui a informação específica utilizada na escolha do grau de confiança de cada um dos parâmetros, que difere da definição geral apresentada na Secção 6.9.1 desta dissertação (e que se transpôs para a Tabela D1).

Tabela D1: Definição geral dos quatro níveis do grau de confiança

E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* por meio de prospecções locais que permitem avaliar as condições reais da construção ou ainda pela consulta do projecto (se existente), das suas peças desenhadas e pormenores. Informação com um grau de confiança próxima do exacto.
M	Informação predominantemente deduzida, através de leitura indirecta por meio da consulta de fotografias, ensaios não destrutivos de mediana fiabilidade, consulta de informação directa de construções vizinhas semelhantes, recolha de opiniões técnicas e ainda de informação oral credível.
B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de execução à época, tradição da construção na região e ainda informação oral variável (por vezes discordante).
A	Informação adoptada com um grau de certeza limiar, de escolha casual. Neste caso, a atribuição da classe do parâmetro é puramente indicativa.

Tabela D2: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P1

P1 – Tipo e organização do sistema resistente	E	Informação baseada na observação *in-situ* por meio de prospecções locais (abertura de "óculos" de inspecção) em diferentes zonas da construção com área e dimensão representativa, que permita registar todos os aspectos construtivos, tais como: a forma de ligação entre paredes ortogonais, elementos de cintagem, tirantes, etc., ou ainda, pela consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente à tipologia e constituição das alvenarias ou eventuais alterações.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, ensaios não destrutivos de mediana fiabilidade, consulta de informação directa de situações análogas de construções da mesma época, que partilham da mesma qualidade e nobreza construtiva, conhecimento e recolha baseada em opiniões e avaliações de peritos e ainda a informação oral credível.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de projecto e execução de paredes resistentes relativas à época e regionalidade da construção. Especial atenção aos sinais que revelam a fraca ligação entre paredes ortogonais e ainda de informação oral variável (por vezes discordante).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D3: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P2

P2 – Qualidade do sistema resistente	E	Informação baseada na observação *in-situ* por meio de prospecções locais (abertura de "óculos" de inspecção) em diferentes zonas e pisos da construção com área e dimensão representativa que permita registar ou medir: os tipos de unidades e suas dimensões, tipo de aparelho, número de panos, natureza dos materiais, tipo de argamassa de assentamento, existência de elementos transversais, ou ainda, pela consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente à tipologia e constituição das alvenarias ou eventuais acções de reforço.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, ensaios não destrutivos de mediana fiabilidade, consulta de informação directa de situações análogas de construções da mesma época que partilham da mesma qualidade e nobreza construtiva, conhecimento e recolha baseada em opiniões e avaliações de peritos e ainda a informação oral credível.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de execução de paredes resistentes relativas à época e regionalidade da construção, e ainda de informação oral variável (por vezes discordante).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D4: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P3

P3 – Resistência convencional	E	Informação necessária no cálculo da resistência convencional de origem directa, isto é, através do conhecimento preciso da geometria do edifício (com um erro máximo de 5% nas medições) e da constituição das soluções construtivas de paredes exteriores e interiores, pavimentos e coberturas (revestimentos de piso e tectos, soluções estruturais de pavimentos, natureza dos tabiques, etc.). É necessário conhecer valores de resistência ao corte, τ_k, através da realização de uma campanha de ensaios *in-situ*, uma vez que é neste factor que reside a maior dependência do parâmetro. A classificação de elevada qualidade deste parâmetro implica uma forte acção e investimento na desconstrução e caracterização da alvenaria.
	M	Parte da informação necessária à sua quantificação é predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias na estimativa dos pesos e cargas, consulta de bibliografia da especialidade, recolha de informação directa de situações semelhantes bem documentadas e quantificadas. Não se recorre a ensaios na definição da resistência ao corte, τ_k, no entanto, recorre-se a valores credíveis indicados na bibliografia. Este grau de confiança implica conhecer bem a constituição dos elementos construtivos. O recurso a informação oral credível é também considerada.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de soluções construtivas usuais e comuns, técnicas de execução relativas à época e regionalidade da construção. A observação directa das soluções não é possível (ocultados por revestimentos, tipo papel de parede, tectos falsos recentes, soluções de revestimento recentes de difícil discernimento nas suposições feitas).
	A	Informação adoptada no caso de não conseguir detectar e identificar soluções, recorrendo a uma escolha casual. Neste caso, a atribuição da classe do parâmetro é puramente indicativa. Esta situação pode ocorrer se existirem revestimentos que não permitam visualizar a constituição de elementos verticais e horizontais.

Tabela D5: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P4

P4 – Distância máxima entre paredes	E	Informação de origem directa, isto é, através de medição directa *in-situ* ou ainda pela consulta de um registo geométrico à escala pós-construção (se existente) ou informação escrita referente à geometria. Pequenas prospecções serão necessárias para avaliar a natureza da ligação de paredes ortogonais em relação à parede mestra.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias e elementos gráficos sem escala e ainda da recolha de informação oral credível. Por vezes é difícil identificar paredes resistentes transversais e o seu grau de ligação às paredes mestras.
	B	Informação presumida, baseada na observação visual (erro de medição).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D6: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P5

P5 – Altura do edifício	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* ou ainda pela consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas. Especial cuidado na verificação da existência de pisos abaixo da cota de soleira e ainda na averiguação de aproveitamento das zonas de desvão. Informação com um grau de confiança próximo do exacto.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias ou de informação oral credível.
	B	Informação presumida, baseada na observação visual (erro de medição).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D7: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P6

P6 – Posição do edifício e fundações	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* por meio de prospecções locais para avaliar o tipo de terreno, a sua consistência, as fundações (abertura de valas de inspecção para avaliar o tipo de fundação, cotas, etc. e sondagens com ou sem extracção para avaliar o solo subjacente à fundação, consulta de cartas geológicas, carotagens, estudos geotécnicos, etc.), ou ainda, pela consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente às soluções. Informação com um grau de confiança próximo do exacto.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, consulta de informação acerca das condições do terreno e fundações de edifícios vizinhos, da mesma época, de tipologia construtiva semelhante, medição do declive dos arruamentos e ainda de informação oral credível.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de execução de fundações relativas à época e regionalidade da construção e ainda de informação oral variável (por vezes discordante).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D8: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P7

P7 – Localização e interacção	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual pelo exterior do edifício. Especial cuidado na verificação da contiguidade de edifícios em estrutura de betão armado.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias e ainda de informação oral credível.
	B	Baseada em informação oral, em que não é possível visitar o local.
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D9: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P8

P8 – Irregularidade em planta	E	Informação de origem directa, isto é, através de medição *in-situ* ou ainda pela consulta de um registo geométrico à escala pós-construção (se existente) ou informação escrita referente à geometria. Informação necessária ao rigoroso cálculo das excentricidades em planta
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias e elementos sem escala e ainda de informação oral credível.
	B	Ver definição base (Tabela D1).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D10: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P9

P9 – Irregularidade em altura	E	Informação de origem directa, se for possível a identificação de todas as soluções construtivas através da observação visual, consulta de um registo geométrico rigoroso (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente a tipologia e constituição das soluções. Informação necessária ao rigoroso cálculo.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias e elementos sem escala e ainda de informação oral credível.
	B	Ver definição base (Tabela D1).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D11: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P10

P10 – Desalinhamento de aberturas	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* pelo exterior do edifício, consulta de um registo geométrico da fachada.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias e ainda de informação oral credível.
	B	Informação adoptada com um grau de certeza baseada na informação oral em que não é possível visitar o edifício ou visualizar a fachada.
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D12: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P11

P11 – Diafragmas horizontais	E	Informação de origem directa, isto é através da observação visual *in-situ* por meio de prospecções locais (abertura de furos para averiguar da existência de elementos de ligação e o seu grau de conectividade à estrutura) ou ainda pela consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente à ligação dos pavimentos com as paredes. Informação com um grau de confiança próxima do exacto.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, consulta de informação directa de construções semelhantes da mesma volumetria e ordem de grandeza dos vãos de pavimento, conhecimento e recolha de opiniões técnicas e ainda de informação oral credível.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de execução de pavimentos em madeira relativas à época, regionalidade da construção e ainda de informação oral variável (por vezes discordante).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D13: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P12

P12 – Tipologia da cobertura	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* por acesso ao desvão para avaliar a dimensão dos elementos de suporte e configuração. Verificação do tipo e o grau de conectividade por meio de prospecção localizada (abertura de áreas junto às cimalhas de cobertura para averiguar a forma de ligação e entrega às paredes, averiguando acerca da presença de tirantes e cintas periféricas), consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente à constituição da cobertura.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, ensaios não destrutivos, consulta de informação directa de construções com soluções de cobertura semelhantes na vizinhança, conhecimento e recolha de opiniões técnicas e ainda de informação oral credível. Presença de sinais sugestivos e indicativos da presença e forma de ligação.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis de procedimentos usuais e comuns de projecto e execução de coberturas relativas à época, regionalidade da construção, e ainda de informação oral variável (por vezes discordante).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D14: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P13

P13 – Danos estruturais identificados	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* pelo exterior e interior do edifício, acesso a todos os pontos e zonas críticas (cunhais, entregas, variações de secção, etc.), onde possa haver desenvolvimento de fenómenos de fissuração, fragilização e deterioração, quer por acções climáticas, biológicas, físicas, químicas ou mecânicas. Deve-se avaliar e registar a amplitude de abertura das fissuras e indicar a sua causa principal e agravantes.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, consulta de informação directa das construções, conhecimento e recolha de opiniões técnicas e ainda de informação oral credível.
	B	Informação presumida em hipóteses cognitivas razoáveis baseada com pouca informação por falta de acesso ao interior. A presença de sinais sugestivos e indicativos de fragilização devem ser baseados em informação oral variável (por vezes discordante).
	A	Ver definição base (Tabela D1).

Tabela D15: Descrição dos níveis de confiança para o parâmetro P14

P14 – Elementos não-estruturais	E	Informação de origem directa, isto é, através da observação visual *in-situ* por meio de prospecção localizada e desmontagem local (para avaliar as condições de conectividade de pequenas varandas, balcões, parapeitos, ligação dos revestimentos de tecto, etc.) ou ainda pela consulta do projecto (se existente) das suas peças desenhadas, pormenores e informação escrita referente aos elementos não estruturais.
	M	Informação predominantemente deduzida, através da consulta de fotografias, consulta de informação directa de construções com elementos não-estruturais semelhantes na vizinhança, conhecimento e recolha de opiniões técnicas e ainda de informação oral credível.
	B	Ver definição base (Tabela D1).
	A	Ver definição base (Tabela D1).