

VOLUME I • VOLUMEN I

EDITORES
Prof. Vasco Peixoto de Freitas
Prof. Vitor Abrantes
Prof. César Díaz Gómez



PATORREB 2006

**2º ENCONTRO SOBRE PATOLOGIA
E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS**

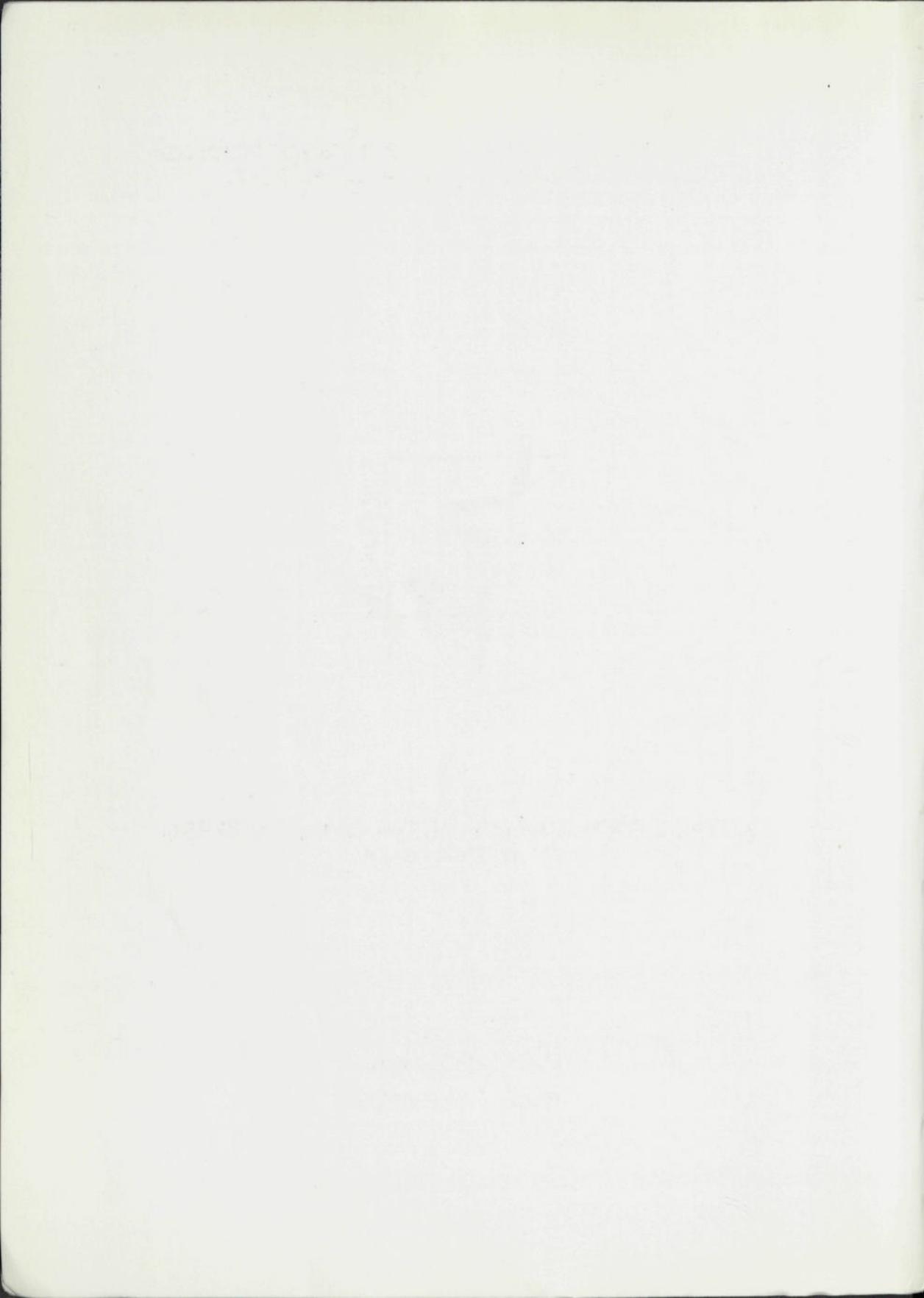
**2º CONGRESO DE PATOLOGÍA
Y REHABILITACIÓN DE EDIFICIOS**

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

**MARÇO 20-21 MARZO
PORTO 2006**



UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA



2.º ENCONTRO SOBRE | 2.º CONGRESO DE PATOLOGÍA
PATOLOGIA E REABILITAÇÃO | Y REHABILITACIÓN DE
DE EDIFÍCIOS | EDIFÍCIOS



ACTAS DO ENCONTRO | ACTAS DEL CONGRESO
VOLUME I | VOLUMEN I

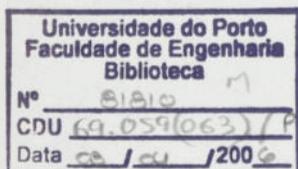
Março 20•21 marzo
Porto 2006

Actas do 2.º Encontro sobre Patologia e
Reabilitação de Edifícios,
PATORREB2006
Porto, FEUP, 20 e 21 de Março de 2006

Actas del 2.º Congreso de Patología e
Rehabilitación de Edifícios
PATORREB2006
Porto, FEUP, 20 e 21 de marzo de 2006

Editado por / Editado por:

Vasco Peixoto de Freitas — vpfreita@fe.up.pt
Vitor Abrantes — abrantes@fe.up.pt
César Díaz Gómez — cesar.diaz@upc.edu



Comissão Organizadora do PATORREB2006
Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto – FEUP
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 PORTO
Tel.: 225 081 932 Fax: 225 081 940

Capa / Encadenación:

Ana Stingl

Impressão / Impresión:

Greca – Artes Gráficas

Tiragem / Reproducciones:

1000 exemplares / 1000 ejemplares

ISBN / ISBN:

972-752-085-5

Depósito legal / Depósito legal:

239544/06

A cópia do todo ou de parte destas
Actas, seja por meios mecânicos ou
electrónicos, só será possível na condição
de ser autorizada por escrito pelos editores.

Todos los derechos reservados. Queda
prohibida la reproducción total o parcial de esta
obra, sea por medios mecánicos o electrónicos,
sin la debida autorización por escrito del editor.

Preâmbulo

Realizou-se em Março de 2003, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, o 1.º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios – PATORREB 2003, que contou com mais de 600 participantes (professores, investigadores, estudantes, construtores, projectistas e outros profissionais). O extraordinário interesse manifestado pelo tema motivou a realização do 2.º Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios – PATORREB 2006 organizado conjuntamente pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e pela Universidade Politécnica da Catalunha, com o intuito de dar um novo impulso na definição de uma estratégia clara para o futuro da reabilitação do património edificado.

A reabilitação é uma área estratégica, que deve não só preocupar-se com as construções históricas e os edifícios antigos, mas também com aqueles que o tempo de utilização exige intervenções de adaptação às exigências actuais. Por outro lado, foram construídos centenas de milhares de fogos, nas duas últimas décadas, que nem sempre apresentam o desempenho esperado, o que exige o diagnóstico das patologias observadas e a sua reparação. Será um erro se no futuro não encarmos a reabilitação de todo o património edificado mas apenas de uma parte dos edifícios.

Consideramos que é necessário clarificar as estratégias Nacionais e Municipais e o enquadramento legislativo no domínio da reabilitação do património edificado; tipificar os edifícios que é necessário reabilitar e qual a metodologia de abordagem; discutir a compatibilização das exigências dos regulamentos actuais com a especificidade dos projectos de reabilitação; avaliar a implementação da reabilitação de edifícios na requalificação urbana; propor o desenvolvimento de um código da construção e do seguro da construção como pilares da qualidade; divulgar tecnologias utilizadas em reabilitação; apresentar tecnologias de diagnóstico e tipificar patologias.

O PATORREB 2006, que conta com a apresentação de cerca de 70 comunicações e 14 palestras, procura reflectir sobre esta problemática, mostrando os últimos avanços da investigação e da prática.

A Comissão Organizadora expressa um profundo agradecimento a todos os membros da Comissão Científica, aos Palestrantes convidados, aos Autores das comunicações, bem como a todas as Empresas e Instituições que patrocinaram ou apoiaram a organização do PATORREB 2006, sem os quais esta iniciativa não seria possível.

Deseja-se que o PATORREB 2006 seja útil para todos os que nele decidiram participar, contribua para a sistematização e o avanço do conhecimento neste domínio e tenha a continuidade desejável com a organização do PATORREB 2009.

Vasco Peixoto de Freitas
Professor Catedrático – FEUP
Comissão Organizadora

Preámbulo

Durante el mes de marzo de 2003 tuvo lugar en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Porto el 1er Congreso Nacional de Patología y Rehabilitación de Edificios - PATORREB 2003, que contó con la presencia de más de 600 participantes entre profesores, investigadores, estudiantes, constructores y técnicos de diversas especialidades. Con satisfacción anunciamos ahora el 2º Congreso de Patología y Rehabilitación de Edificios – PATORREB 2006 organizado conjuntamente por la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Porto y la Universidad Politécnica de Cataluña, con la intención de dar un nuevo impulso en la definición de una estrategia clara para el futuro de la rehabilitación del patrimonio edificado.

La rehabilitación constituye una actividad estratégica que no sólo abarca las construcciones históricas y los edificios antiguos, sino también todos aquellos edificios que requieren de algún tipo de intervención para su adaptación a las exigencias actuales o para subsanar el deterioro originado por el paso del tiempo. Por otra parte, en estas últimas décadas han sido construidos centenares de miles de edificios residenciales cuyo estado requiere o requerirá a corto o medio plazo, en un apreciable número de casos, de la aplicación de procesos de diagnóstico y reparación. Cometeremos un error si en el futuro no encaramos la rehabilitación de todo el conjunto del patrimonio edificado, y no tan solo el de una parte de los edificios.

Consideramos qué es necesario clarificar las estrategias nacionales y municipales y el desarrollo legislativo en el ámbito de la rehabilitación del patrimonio edificado; establecer criterios sobre los edificios que requieren rehabilitación y la metodología más apropiada a cada caso; analizar la compatibilidad de las exigencias de los reglamentos actuales con la especificidad de los proyectos de rehabilitación; evaluar la implementación de la rehabilitación de edificios en los procesos de recualificación urbana; propiciar el desarrollo de un código de construcción y de un adecuado seguro de la construcción como pilares de la calidad; divulgar tecnologías utilizadas en la rehabilitación; exponer técnicas de diagnóstico y métodos de tipificación de los daños en los edificios.

El PATORREB 2006, que cuenta con la participación de cerca de 70 comunicaciones y 14 conferencias, se propone reflexionar sobre estas cuestiones, mostrando los últimos avances de la investigación y de la práctica.

La Comisión Organizadora expresa su profundo agradecimiento a todos los miembros de la Comisión Científica, a los Conferenciantes invitados, a los Autores de las comunicaciones, así como a todas las Empresas e Instituciones que patrocinan o apoyan la organización del PATORREB 2006. Sin todos ellos, la iniciativa sería imposible.

Deseamos que el PATORREB 2006 sea útil para todos los que en él participan, contribuya a la sistematización y al avance del conocimiento en este dominio y tenga la continuidad esperada con la organización del PATORREB 2009.

Vasco Peixoto de Freitas
Profesor Catedrático – FEUP
Comisión Organizadora

Patrocínios / Patrocinios

INH	Instituto Nacional da Habitação
Fase	Estudos e Projectos, S. A.
Imperbor	Comércio e Tecnologia de Revestimentos, L. ^{da}
Losimi	Impermeabilização e Isolamento, L. ^{da}
Lusomapei	Lusomapei, S. A.
Maxit	Maxit Group
Sika	Industria Química, S. A.
S. T. A. P.	Reparação, Consolidação e Modificação de Estruturas, S. A.
STB	Sociedade Técnica de Tratamento de Aços e Betões, L. ^{da}
Weber	Saint-Gobin Weber Cimenfix, S. A.



Apoios / Apoyos

FCT	Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Apoio financeiro ao abrigo do Programa FACC
UP	Universidade do Porto
OE	Ordem dos Engenheiros
OA	Ordem dos Arquitectos SRN
AICCOPN	Associação dos Industriais da Construção Civil e Obras Públicas do Norte
APCCM	Associação Portuguesa dos Comerciantes de Materiais de Construção
IC	Instituto da Construção
Construlink.com	Portal da Construção
G.E.Co.R.P.A	Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico
URBE	Núcleos Urbanos de Pesquisa e Intervenção Revista da Qualidade / Jornal da Qualidade Online
COAG	Colegio Oficial de Arquitectos de Galicia
CAATB	Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona
UC	Universidade da Coruña Col·legi d'Arquitectes de Catalunya
UPC	Universitat politècnica de Catalunya Instituto Eduardo Torroja



Comissão Científica / Comisión Científica

Prof.ª Anabela Paiva	UTAD
Prof. Aníbal Costa	FEUP
Prof. António Tadeu	FCTUC
Prof. Barroso de Aguiar	UM
Prof. César Díaz Gómez	ETSAB-UPC
Prof. Fernando Branco	IST
Prof. Fernando Henriques	FCT-UNL
Eng.º Grandão Lopes	LNEC
Prof.ª Helena Corvacho	FEUP
Prof. João Castro Gomes	UBI
Prof. Joaquín Fernández Madrid	ETSAAC
Prof. Jorge de Brito	IST
Prof. José Luis González	ETSAB-UPC
Prof. Juan Monjo Carrió	ETSAM-UPM
Prof.ª Madalena Teles	FEUP
Prof.ª Manuela Almeida	UM
Prof. Moret Rodrigues	IST
Prof. Pere Roca Fabregat	ETSICCP-UPC
Prof. Raimundo Mendes da Silva	FCTUC
Eng.ª M.ª do Rosário Veiga	LNEC
Prof. Rui Calejo	FEUP
Prof. Vasco Peixoto de Freitas	FEUP
Eng.º Vasconcelos de Paiva	LNEC
Prof. Vitor Abrantes	FEUP
Prof. Xavier Casanovas Boixareu	CAATB

CAATB	Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona
ETSAAC	Escuela Técnica Superior de Arquitectura A Coruña
ETSAB-UPC	Escola Tècnica Superior d'Arquitectura de Barcelona – Universitat Politècnica de Catalunya
ETSAM-UPM	Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid – Universidad Politècnica da Madrid
ETSICCP-UPC	Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona – Universitat Politècnica de Catalunya
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Univ. de Coimbra
FCT-UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Univ. Nova de Lisboa
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
IST	Instituto Superior Técnico
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
UBI	Universidade da Beira Interior
UM	Universidade do Minho
UTAD	Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro

Comissão Organizadora / Comisión Organizadora

Prof. Vasco Peixoto de Freitas

Prof. Vitor Abrantes

Prof. César Díaz Gómez

Eng.º Nuno Ramos

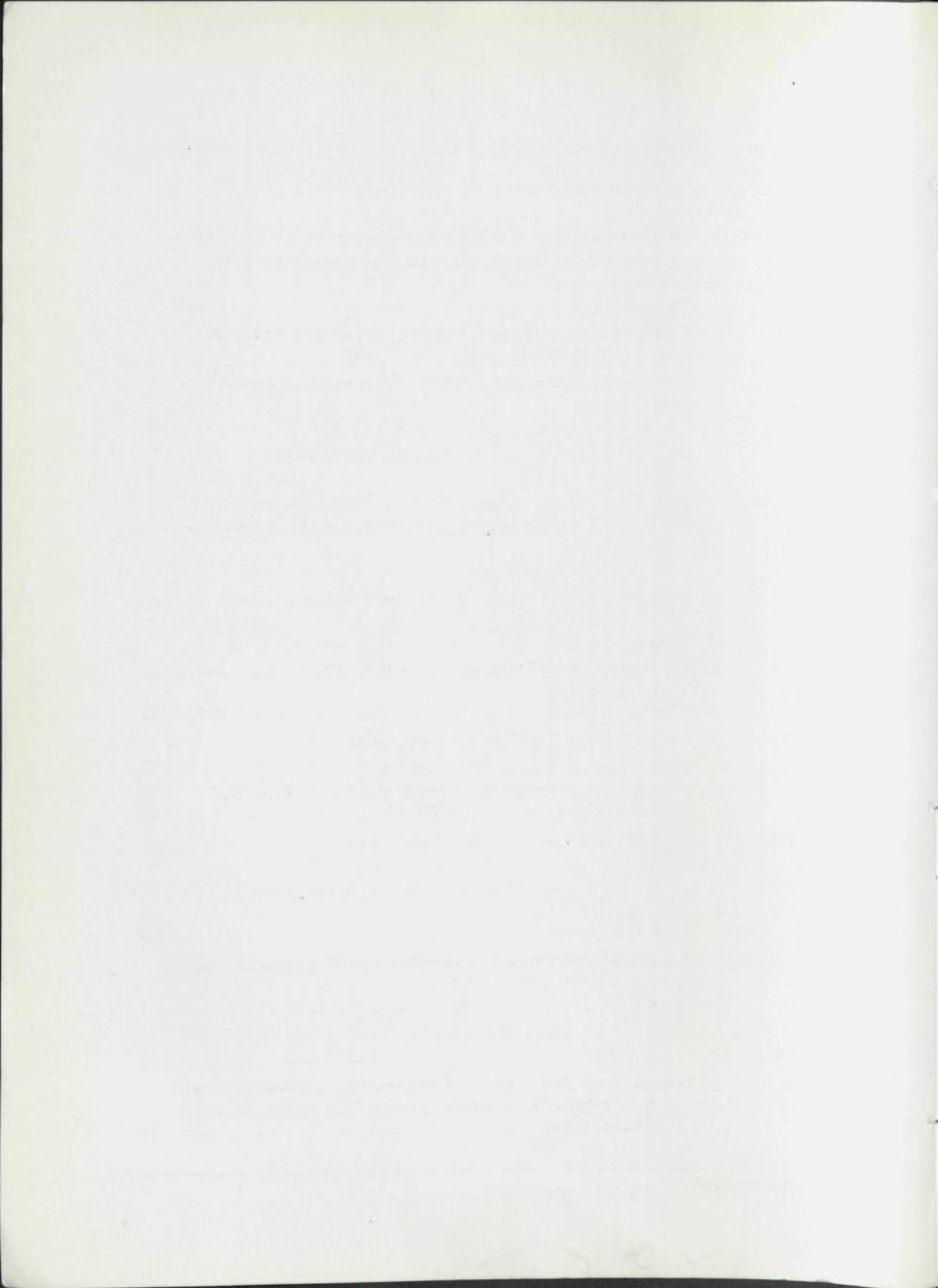
Eng.ª Eva Barreira

Eng.º Nuno Machado

Eng.ª Ana Vaz Sá

Eng.ª Ana Guimarães





Índice

Palestras	1
C 1 — A Reabilitação de Edifícios como Factor de Desenvolvimento Sustentável	
A. Canha da Piedade	3
C 2 — Conservação e Requalificação Urbana. Contributos do LNEC	
José Vasconcelos de Paiva	5
C 3 — Perspectivar a Reabilitação de Edifícios em Portugal na Próxima Década	
Vasco Peixoto de Freitas	7
C 4 — Patología e Intervención en Fachadas de Ladrillo Visto	
César Díaz Gómez	9
C 5 — Estratégias e Técnicas de Intervenção no Centro Histórico de Coimbra. Desafios da Candidatura da Universidade de Coimbra a Património Mundial	
J. A. Raimundo Mendes da Silva	19
C 6 — Intervenções em Revestimentos Antigos: Conservar, Substituir ou... Destruir	
Maria do Rosário Veiga	29
C 7 — Tipos y Momentos de Aparición de Fisuras a Edades Tempranas en el Hormigón	
José Calavera	43
C 8 — As Patologias e as Reabilitações Estruturais	
Aníbal Costa	57
C 9 — Reabilitação Estrutural de Pavimentos com Novos Materiais	
Fernando A. Branco, João R. Correia, João G. Ferreira	83
C 10 — Enfoque Global en los Estudios Patológicos	
Juan Monjo Carrió	103
C 11 — A Importância do Conhecimento da Patologia no Ensino da Engenharia Civil	
Fernando M. A. Henriques	109
C 12 — A Reabilitação de Edifícios de Acordo com a Proposta do RGE - Regulamento Geral de Edificações	
Vitor Abrantes	121
C 13 — Um Contributo... para a Reabilitação	
J. M. Gaspar Nero	123
C 14 — Análise de Anomalias em Coberturas em Terraço: Uma Forma de Aprender a Projectar e a Executar bem as Respectivas Soluções	
Jorge M. Grandão Lopes	125

Sessão I — Madeiras	137
I 1 — Avaliação da Capacidade Resistente de Estruturas de Madeira com Recurso a Ensaio in-situ Rafael Capuz Lladro, Rafael Diez Barra, Jerónimo Botelho, J. Amorim Faria	139
I 2 — Exposição de Estruturas de Madeira Reforçadas por Colagem a Temperaturas de Serviço Elevadas Helena Cruz, João Custódio	149
I 3 — Reabilitação Pouco Intrusiva de Vigas de Madeira. Um Caso de Estudo Raquel Fernandes Paula, Helena Cruz	159
I 4 — Técnicas de Reabilitação em Estruturas de Madeira Maria de Lurdes B. C. Reis, Fernando G. Branco, Jorge Morarji Mascarenhas	169
Sessão II — Estruturas de Pedra.....	181
II 1 — Estudios Previos y Análisis Estructural de la Basílica del Sagrado Corazón de Gijón Alfonso Lozano Martínez-Luengas, Juan José del Coz Díaz, Ángel Martín Rodríguez.....	183
II 2 — Análise e Reforço da Estrutura do Coro-Alto da Igreja do Pópulo, Braga. Um ensaio de Carga João Guedes, Aníbal Costa, Esmeralda Paupério	195
II 3 — Estudio Mediante el MEF de la Rehabilitación del Pórtico y la Bóveda de la Capilla Prerrománica de la Consagración de la Iglesia de Salvador de Valdediós Juan José del Coz Díaz, Alfonso Lozano Martínez-Luengas, Covadonga Betegón Biempica, Paulino José García Nieto, Javier Felgueroso Carrascal	205
II 4 — Estruturas de Alvenaria de Pedra: Intervenção Estrutural em duas Igrejas João Guedes, Aníbal Costa, Esmeralda Paupério	217
Sessão III — Pedras	227
III 1 — Pontes de Arame. Um caso de Reabilitação e Reforço Luís Miranda, João Guedes, Aníbal Costa	229
III 2 — Diagnóstico do Estado de Conservação da Abóbada da Capela de S. Jorge de Aljubarrota Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Paulo Maranhã Nunes Tiago, Lúcia Maria Gil Catarino, Fernando Pedro Ortega Oliveira Figueiredo, Daniel António Semblano Gouveia Dias da Costa	239

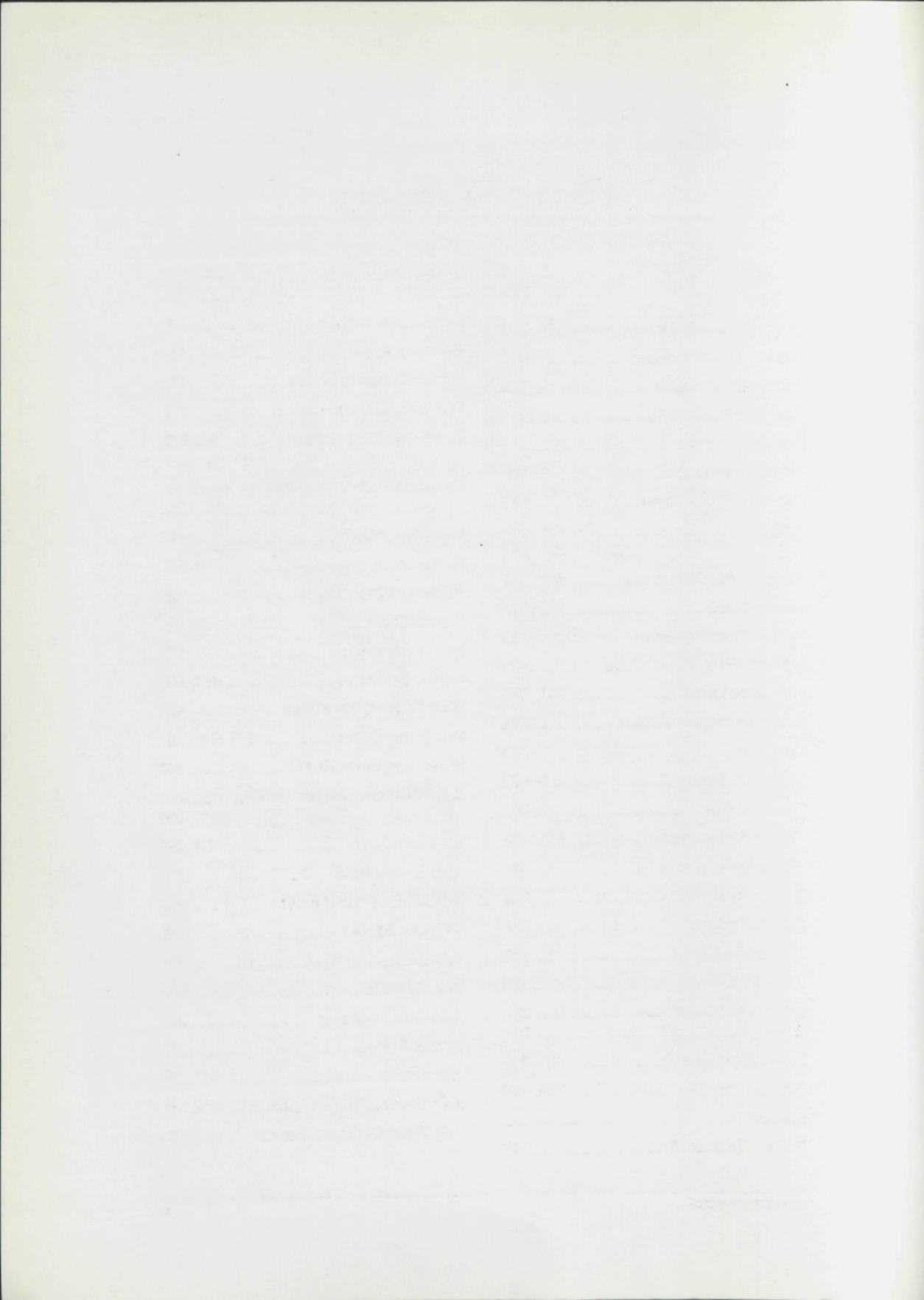
III 3 —	Rehabilitación del Palacio de Mayoralgo en Cáceres José Fernández Salas, Cristina Fernández Cid, Pablo Rodríguez Vales-Villamarín	249
III 4 —	Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício "Gaioleiro". Reforço com Dissipadores Viscosos Miguel Eduardo Moura Branco, Luís Manuel Coelho Guerreiro	261
Sessão IV — Argamassas/Cal		271
IV 1 —	Construções em Terra: Conservação do Património Existente e Perspectivas Futuras Paulina Faria Rodrigues, Fernando M. A. Henriques.....	273
IV 2 —	Algumas Vantagens do Uso da Cal em Pasta em Revestimentos Maria Goreti Margalha, Maria do Rosário Veiga, Jorge de Brito	283
IV 3 —	Subprodutos Industriais como Componentes Pozolânicos em Argamassas de Cal Aérea Paulina Faria Rodrigues, Fernando M. A. Henriques.....	295
IV 4 —	A Resistência Superficial como Característica de Desempenho de Rebocos Exteriores Inês Flores-Colen, Jorge de Brito, Vasco Peixoto de Freitas, Luís Silva.....	307
Sessão V — Higrotérmica		317
V 1 —	Reabilitação Energética de Vãos de Janela António Moret Rodrigues, João Ferreira Gomes	319
V 2 —	Avaliação e Certificação do Comportamento Térmico de uma Habitação Sandra Pereira, Anabela Paiva	329
V 3 —	Reforço de Isolamento Térmico pelo Interior. Avaliação Energética e Riscos Potenciais Daniel Aelenei, Fernando M. A. Henriques.....	339
V 4 —	Caracterização Experimental de um Sistema de Ventilação Misto em Edifícios de Habitação Manuel Pinto, Vasco Peixoto de Freitas	349
V 5 —	Análise do Impacto das Práticas Construtivas Actuais nos Níveis de Humidade do Ar Interior Nuno M. M. Ramos, Vasco Peixoto de Freitas	359
V 6 —	Avaliação da Eficiência da Ventilação da Base das Paredes em Função da sua Espessura no Tratamento das Humidades Ascensionais Maria Isabel Morais Torres, Vasco Peixoto de Freitas	369

Sessão VI — Argamassas/Durabilidade	379
VI 1 — Caracterização de Argamassas Pré-Doseadas de Fabrico Nacional	
Paulina Faria Rodrigues, Vasco Moreira Rato, Fernando M. A. Henriques	381
VI 2 — Durabilidade dos Revestimentos Exteriores Tipo Monocamada	
Marisa Antunes Quintela, Maria Helena Corvacho, Vasco Peixoto de Freitas	391
VI 3 — Descolagem de um Revestimento Cerâmico em Fachada	
Daniel Silva Pinheiro, Luís Bragança, José L. Barroso Aguiar	401
VI 4 — Metodologia para a Avaliação da Durabilidade de Cimentos-Cola em Revestimentos Cerâmicos Aderentes a Fachadas	
Ana Vaz Sá, Vasco Peixoto de Freitas	411
VI 5 — Análisis de las Causas que Han Producido el Desprendimiento Generalizado de Azulejos en un Hotel de Reciente Construcción y Propuesta de Intervención	
Antoni Paricio Casademunt	423
VI 6 — Análise das Causas das Anomalias mais Frequentes em Revestimentos Cerâmicos Aderentes (RCA)	
José Dinis Silvestre, Jorge de Brito	433
Sessão VII — Pedras.....	445
VII 1 — A Dissolução de Revestimentos Pétreos Aplicados nos Bordos de Piscinas	
Pedro Vaz Paulo, Fernando A. Branco, Clemente Fernandes	447
VII 2 — Comportamento Mecânico de Sistemas de Revestimento em Pedra Natural em Paredes Exteriores por Fixação Directa	
J. A. Raimundo Mendes da Silva, Hugo Filipe Rocha Pinheiro Silva	457
VII 3 — Revestimentos de Fachadas Exteriores em Placas de Pedra Natural. Contributos para a sua Correcta Especificação e Execução	
Hipólito de Sousa, J. Amorim Faria, Rui Sousa	467
VII 4 — Interação entre os Acessórios Metálicos e a Pedra em Edifícios Históricos	
J. A. Raimundo Mendes da Silva, Susana Cristina Neves Almeida	477
VII 5 — Inspeção e Avaliação da Aderência de Revestimentos Pétreos em Fachadas. Caso de Estudo	
Fernanda Rodrigues, Romeu Vicente, H. Varum, A. Velosa	487
VII 6 — Pedra Natural – Um Material Único	
Frank Hesselbarth, Kim Rosenbom, João Garcia, Marta Antunes	497

Sessão VIII — Argamassas/Alvenarias	507
VIII 1 — Caracterização das Alvenarias dos Edifícios da Baixa de Coimbra. As suas Anomalias Típicas	
Romeu Vicente, J. A. Raimundo Mendes da Silva, H. Varum	509
VIII 2 — Lesiones en Revestimientos y Tabiquerías por Deformaciones de la Estructura Soporte	
Aurélio Domínguez Álvarez, Rafael Piñero Martínez de Lecea, D. Izquierdo López	519
VIII 3 — Patologias em Superfícies Rebocadas com Argamassas Pré-Doseadas. Causas, Diagnóstico e Reabilitação	
Artur Jorge Leirós	531
VIII 4 — Técnicas de Diagnóstico e Classificação de Fissuração em Fachadas Rebocadas	
Pedro Lima Gaspar, Inês Flores-Colen, Jorge de Brito	541
 Sessão IX — Diagnóstico/Reabilitação	 551
IX 1 — Sociedades de Reabilitação Urbana. Algumas Reflexões Decorrentes da Experiência de Aplicação Concreta	
Rui Mealha, Elisa Babo, Hipólito de Sousa	553
IX 2 — Regime Excepcional de Reabilitação Urbana e Programa REABILITA	
Paulo Filipe Cebola Luz	563
IX 3 — Inspeção e Diagnóstico das Fortificações do Rio Minho. Contributo para a Elaboração do “Plano Director das Fortalezas Transfronteiriças do Rio Minho”	
Esmeralda Paupério, João Guedes, Helena Santos, Aníbal Costa	577
IX 4 — Exploração de Metodologia de Diagnóstico Exigencial de Apoio à Reabilitação de Edifícios de Habitação	
João Carlos Gonçalves Lanzinha, Vasco Peixoto de Freitas, João Paulo de Castro Gomes	585
 Sessão X — Patologia/Reabilitação	 597
X 1 — Degradação de Estruturas de Madeira. Térmitas de Madeira Seca nas Ilhas dos Açores	
Lina Nunes, Helena Cruz, Mário Fragoso	599
X 2 — Proceso de Diagnosis y Rehabilitación de un Edificio de Hormigón Armado de 1960	
Antoni Paricio Casademunt, Víctor Brunet Subirats, Lluís González Guerrero	609
X 3 — Técnicas de Reabilitação de Patologias de Fissuração num Reboco Hidráulico	
Artur Jorge Leirós	619

X 4 —	Patología y Propuesta de Intervención en las Cubiertas Metálicas de Chapa Galvanizada de un Edificio Multiuso en el Prat de Llobregat (Barcelona)	
	César Díaz Gómez, Claudia Torres Gilles	625
Sessão XI — Patologia/Reabilitação		635
XI 1 —	Intervención en Patología de la Edificación. Actuaciones en un Diagnóstico. Informes	
	M.ª Pilar Nasarre Goicoechea, Vanesa Asenjo Monjín	637
XI 2 —	Uma Reabilitação Consciente	
	Ana Rita Pereira Roders, Jouke Post, Peter Erkelens	647
XI 3 —	A Inspeção de Edifícios no Sistema de Gestão de Património Edificado. Buildingslife.com	
	Pedro Vaz Paulo, Fernando A. Branco, Jorge de Brito	657
XI 4 —	Novas Perspectivas para a Sistematização de Informação Resultante de Inspeções Técnicas	
	Xavier Romão, Esmeralda Paupério, João Guedes, Aníbal Costa, Luís Miranda	667
Sessão XII — Manutenção/Reabilitação		679
XII 1 —	A Inspeção como Instrumento de Decisão. Apresentação de um Caso Prático num Edifício com Valor Patrimonial	
	Cilísia Ornelas, Tiago Dias, João Guedes, Aníbal Costa, Esmeralda Paupério	681
XII 2 —	Reabilitação de Caixilharias de Madeira em Edifícios do Século XIX e Início do Século XX. Do Restauro à Seleção Exigencial de uma Nova Caixilharia	
	Nuno Valentim Lopes, Vasco Peixoto de Freitas, José Manuel Gigante	691
XII 3 —	Técnicas de Ensaio in-situ para Apoio à Manutenção Predictiva de Rebocos de Fachadas	
	Inês Flores-Colen, Jorge de Brito, Vasco Peixoto de Freitas	701
XII 4 —	Classificação das Anomalias mais Comuns Apresentadas por Revestimentos de Piso Lenhosos	
	Anabela Delgado, Jorge de Brito	711
Sessão XIII — Estudo de Casos		721
XIII 1 —	Tratamento de Patologias no Edifício do Centro de Documentação de Portos Marítimos	
	Manuel Maia Gomes, Carla Cruz, António Costa	723
XIII 2 —	Reabilitação do Bairro do Farol	
	Miguel Sousa, António Costa	733

XIII 3 —	Rehabilitación de Edificios de Vivendas en el Centro Histórico de Barcelona	
	Claudia Torres Gilles.....	743
XIII 4 —	Sistemas de Reparación de Forjados con Documento de Idoneidad Técnica. Análisis Comparado y Consideraciones Constructivas	
	José Ignacio de Llorens Duran	753
XIII 5 —	www.patorreb.com	
	Vasco Peixoto de Freitas, Marília Sousa.....	763
Sessão XIV — Tecnologia de Reabilitação.....		773
XIV 1 —	Singularidades dos Edifícios: O Caso das Juntas de Fachada	
	Jorge M. Grandão Lopes	775
XIV 2 —	Anomalias em Pavimentos Industriais com Revestimentos Epóxicos e sua Reparação	
	João Garcia, Jorge de Brito	785
XIV 3 —	Seleção de Produtos para Realização de Barreiras Químicas no Tratamento da Humidade Ascensional em Edifícios	
	Ana Sofia Guimarães, Vasco Peixoto de Freitas	795
XIV 4 —	Aplicações de Fotogrametria em Engenharia Civil	
	Jónatas Miguel de Almeida Valença, Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Hélder de Jesus Araújo.....	803
Sessão XV — Estudo de Casos.....		813
XV 1 —	Reabilitação da Habitação Social. Um Caso de Estudo	
	Nuno Abrantes, Fernando Brandão Alves	815
XV 2 —	Reabilitação do Edifício da Porta da Barbacã (Arco de Almedina), em Coimbra. Aplicação de Soluções não Convencionais para a Drenagem Predial	
	Armando Silva Afonso	825
XV 3 —	Estudo de um Edifício de Habitação Multifamiliar com Anomalias não Estruturais	
	Daniel Silva Pinheiro, Luís Bragança, José L. Barroso Aguiar.....	835
XV 4 —	Hundimiento de una Nave Durante la Fase de Construcción	
	Justo Díaz Lozano, Raúl Rodríguez Escribano, Ismael Carpintero García, Enrique Calderón Bello.....	847



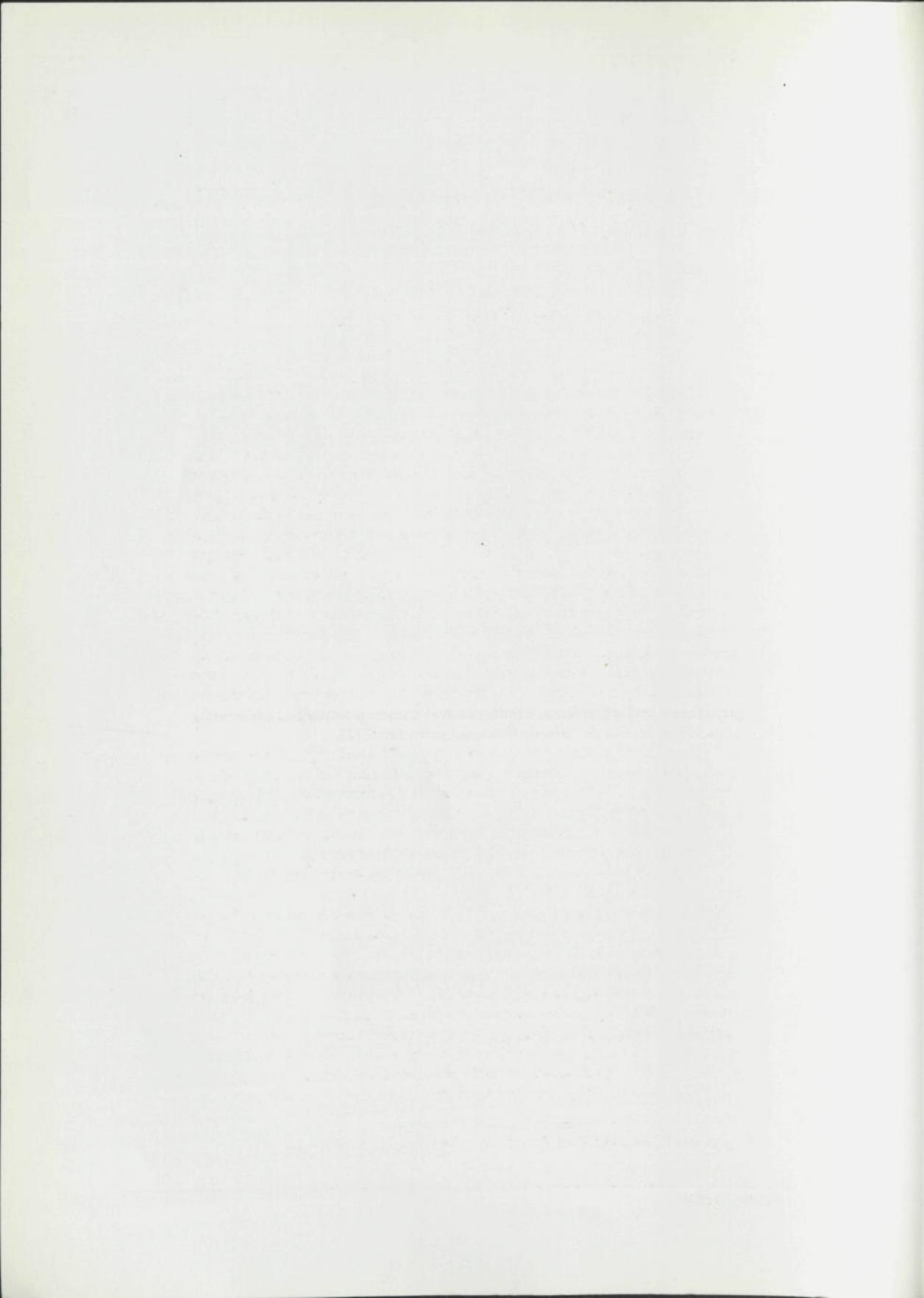
LISTA DE AUTORES

A. Canha da Piedade	3	Esmeralda Paupério	195, 217, 577, 667, 681
A. Velosa	487	Fernanda Rodrigues	487
Alfonso Lozano Martínez-Luengas	183, 205	Fernando A. Branco	83, 447, 657
Ana Rita Pereira Roders	647	Fernando Brandão Alves	815
Ana Sofia Guimarães	795	Fernando G. Branco	169
Ana Vaz Sá	411	Fernando M. A. Henriques	109, 273, 295, 339, 381
Anabela Delgado	711	Fernando Pedro Ortega Oliveira Figueiredo	239
Anabela Paiva	329	Frank Hesselbarth	497
Ángel Martín Rodríguez	183	H. Varum	487, 509
Aníbal Costa	57, 195, 217, 229, 577, 667, 681	Hélder de Jesus Araújo	803
Antoni Paricio Casademunt	423, 609	Helena Cruz	149, 159, 599
António Costa	723, 733	Helena Santos	577
António Moret Rodrigues	319	Hipólito de Sousa	467, 553
Armando Silva Afonso	825	Hugo Filipe Pinheiro Silva	457
Artur Jorge Leirós	531, 619	Inês Flores-Colen	307, 541, 701
Aurélio Domínguez Álvarez	519	Ismael Carpintero García	847
Carla Cruz	723	J. A. Raimundo Mendes da Silva	19, 457, 477, 509
César Díaz Gómez	9, 625	J. Amorim Faria	139, 467
Cilísia Ornelas	681	J. M. Gaspar Nero	123
Claudia Torres Gilles	625, 743	Javier Felgueroso Carrascal	205
Clemente Fernandes	447	Jerónimo Botelho	139
Covadonga Betegón Biempica	205	João Carlos Gonçalves Lanzinha	585
Cristina Fernández Cid	249	João Custódio	149
D. Izquierdo López	519	João Ferreira Gomes	319
Daniel Aelenei	339	João G. Ferreira	83
Daniel António Semblano Gouveia Dias da Costa	239	João Garcia	497, 785
Daniel Silva Pinheiro	401, 835	João Guedes	195, 217, 229, 577, 667, 681
Eduardo Nuno Brito Santos Júlio	239, 803	João Paulo de Castro Gomes	585
Elisa Babo	553		
Enrique Calderón Bello	847		

João R. Correia.....	83	Mário Fragoso.....	599
Jónatas Miguel de Almeida Valença.....	803	Marisa Antunes Quintela.....	391
Jorge de Brito.....	283, 307, 433, 541, 657, 701, 711, 785	Marta Antunes.....	497
Jorge M. Grandão Lopes.....	125, 775	Miguel Eduardo Moura Branco.....	261
Jorge Morarji Mascarenhas.....	169	Miguel Sousa.....	733
José Calavera.....	43	Nuno Abrantes.....	815
José Dinis Silvestre.....	433	Nuno M. M. Ramos.....	359
José Fernández Salas.....	249	Nuno Valentim Lopes.....	691
José Ignacio de Llorens Duran.....	753	Pablo Rodríguez Vales-Villamarín.....	249
José L. Barroso Aguiar.....	401, 835	Paulina Faria Rodrigues.....	273, 295, 381
José Manuel Gigante.....	691	Paulino José Garcia Nieto.....	205
José Vasconcelos de Paiva.....	5	Paulo Filipe Cebola Luz.....	563
Jouke Post.....	647	Paulo Maranhã Nunes Tiago.....	239
Juan José del Coz Díaz.....	183, 205	Pedro Lima Gaspar.....	541
Juan Monjo Carrió.....	103	Pedro Vaz Paulo.....	447, 657
Justo Díaz Lozano.....	847	Peter Erkelens.....	647
Kim Rosenbom.....	497	Rafael Capuz Lladró.....	139
Lídia Maria Gil Catarino.....	239	Rafael Diez Barra.....	139
Lina Nunes.....	599	Rafael Piñero Martínez de Lecea.....	519
Lluís González Guerrero.....	609	Raquel Fernandes Paula.....	159
Luís Bragança.....	401, 835	Raúl Rodríguez Escribano.....	847
Luís Manuel Coelho Guerreiro.....	261	Romeu Vicente.....	487, 509
Luís Miranda.....	229, 667	Rui Mealha.....	553
Luís Silva.....	307	Rui Sousa.....	467
M.ª Pilar Nasarre Goicoechea.....	637	Sandra Pereira.....	329
Manuel Maia Gomes.....	723	Susana Cristina Neves Almeida.....	477
Manuel Pinto.....	349	Tiago Dias.....	681
Maria de Lurdes B. C. Reis.....	169	Vanesa Asenjo Monjin.....	637
Maria do Rosário Veiga.....	29, 283	Vasco Moreira Rato.....	381
Maria Goreti Margalha.....	283	Vasco Peixoto de Freitas ..7, 307, 349, 359, 369, 391, 411, 585, 691, 701, 763, 795	
Maria Helena Corvacho.....	391	Victor Brunet Subirats.....	609
Maria Isabel Morais Torres.....	369	Vitor Abrantes.....	121
Marília Sousa.....	763	Xavier Romão.....	667



PALESTRAS



A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS COMO FACTOR DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL

A. Canha da Piedade*

Correio electrónico: canha.piedade@sapo.pt

Resumo

A evolução demográfica, as políticas de crescimento baseadas no depauperamento de recursos, a poluição do ar e das águas, a desflorestação contínua, a mudança climática, etc. são questões que têm vindo a colocar na ordem do dia o debate sobre o “desenvolvimento sustentável”. Este entende-se como o que permite “...satisfazer as necessidades do presente sem sacrificar as possibilidades de as gerações futuras virem a satisfazer as suas próprias”[1]. Ora, tendo presente a importância dos impactos do sector da construção nos recursos naturais, na produção de resíduos e nos consumos de energia, torna-se assim incontornável o triângulo Construção/Ambiente/Energia na discussão de políticas sectoriais equilibradas. Com efeito, reconhecendo-se que mais de 50 % dos recursos materiais naturais são relacionáveis com a Construção, que é também desta que procedem mais de metade dos resíduos sólidos e que o seu “peso” no consumo energético (englobando aqui o consumo de exploração no património edificado) ronda os 40 % nos países industrializados (aqueles que são responsáveis por mais de 80 % do consumo mundial de energia) e constitui um dos principais focos de emissões gasosas prejudiciais para o ambiente, é indispensável encarar a actividade deste sector naquela perspectiva de “desenvolvimento sustentável”[2].

Uma política de desenvolvimento sustentável impõe que a Construção seja encarada como “a criação e manutenção responsável de um saudável ambiente construído baseado no uso eficiente dos recursos disponíveis e no respeito da ecologia” [3] o que exige o recurso a materiais e tecnologias que:

- Previnam desperdícios (usos desnecessários e ineficientes, em particular, de água, energia e matérias-primas não renováveis);
- Sejam renováveis e/ou de fácil reciclagem (ou mesmo reciclados);
- Tenham impacto ambiental mínimo.

Imediatamente se infere dever a reabilitação de edifícios desempenhar papel predominante nesta óptica (de desenvolvimento sustentável). De facto, a reabilitação/recuperação do parque imobiliário (em particular, do parque habitacional) deve constituir um dos instrumentos indispensáveis de qualquer política habitação e urbanismo digna desse nome [4]. Esta acção de recuperação do património edificado, para além de permitir: preservar e valorizar as zonas históricas; salvaguardar a pluralidade das funções nas zonas centrais, contrariando a terciarização crescente e o abandono do centro pelos habitantes; reabilitar as periferias, em termos de qualidade ambiental e de diversificação de actividades e conservar regularmente o parque habitacional, pode desempenhar papel fun-

* Engenheiro Civil (IST), Prof. Catedrático Convidado da UCP/Beiras.

damental na "sustentabilidade", na medida em o esforço dispendido em recursos para a obtenção de resultados idênticos ao que se obteria com construção nova pode ser cerca de 1/3 a 1/4 e representar ainda uma significativa economia de energia, de infra-estruturas e de produção de resíduos.

Tendo em conta a existência de cerca de meio milhão de alojamentos vagos, além de quase outro tanto de uso sazonal, uma política voluntarista nesta área poderia permitir uma recuperação anual de algumas dezenas de milhar de fogos, com redução significativa da construção nova e dando satisfação às necessidades que se manifestam [5].

Aliás, esta é a tendência que se vem observando há já alguns anos nos países comunitários, onde o crescente aumento do esforço com a reabilitação de edifícios levou a que os valores respectivos superassem já os que se verificam em construção nova, enquanto entre nós a parcela dedicada a conservação/reabilitação continua a níveis insignificantes (1/4 a 1/7 do atribuído a construção nova).

O aumento do esforço de investimento em conservação e reabilitação é assim imperioso; poderá ser facilmente conseguido desde que se torne atractivo (tão ou mais quanto um outro investimento de poupança ou aplicação concorrente) e deve ser pautado por um conjunto de regras técnicas a satisfazer pelos imóveis a recuperar (requisitos funcionais mínimos a ser atingidos, que variam certamente com as morfologias e características dos edifícios existentes), assim como duma análise da sua "oportunidade" económica, ambos balizados pelos critérios de "sustentabilidade" que vêm sendo enunciados [6].

Na presente comunicação procuram ilustrar-se alguns dos aspectos tradutores do papel da reabilitação de edifícios nesta perspectiva de desenvolvimento equilibrado.

Referências Bibliográficas

- [1] Comissão Mundial do Ambiente e do Desenvolvimento (WCED), *New York - O nosso futuro comum*, Meriberica/Liber Editores, Lisboa, 1991.
- [2] Piedade, A. Canha da, *Construir no presente preservando o futuro*, Jornada sobre "Construção, Ambiente e Energia", IST, Lisboa, Junho de 2000 (publicado in *Ingenium, Ordem dos Engenheiros*, Lisboa, Fevereiro de 2001).
- [3] Conseil International du Bâtiment (CIB), *Rotterdam - Sustainable development and the future of construction: a comparison of vision from various countries*, Rotterdam, 1998 (CIB report - Publication 225).
- [4] Encontro Nacional de Habitação (ENH 93), Lisboa - *Livro Branco sobre a Política de Habitação em Portugal*, FENACHE, Lisboa, 1993.
- [5] Piedade, A. Canha da; Rodrigues, A. Moret, *Tópicos para uma política de conservação e reabilitação de edifícios*, Edificando, Lisboa, Setembro de 1998.
- [6] Piedade, A. Canha da, A.; Rodrigues, A. Moret, *Housing Re-habilitation policy in Portugal: some discussion topics*, IAHS congress Lisboa, Junho/Julho de 1998.
- [7]

CONSERVAÇÃO E REQUALIFICAÇÃO URBANA

Contributos do LNEC

José Vasconcelos Paiva*

Correio electrónico: jvpaiva@lneec.pt

Resumo

A reabilitação e a requalificação urbana ganharam recentemente relevância a nível europeu, por razões de ordem social, económica, histórica, cultural, ambiental e de sustentabilidade, passando a constar das prioridades comunitárias e das agendas governamentais de todos os países europeus, e a suscitar o interesse dos cidadãos, crescentemente sensibilizados para essa temática.

Em Portugal, vários factores negativos contribuem para a premência duma acção concertada dos poderes públicos e da sociedade civil para a prossecução de uma política nacional nos domínios em questão: o crescimento acelerado e desordenado das áreas metropolitanas, incluindo os respectivos subúrbios, onde proliferam áreas urbanas desqualificadas; o despovoamento dos centros históricos das cidades, acompanhado da sua degradação física e do envelhecimento da respectiva população; o quase nulo investimento na manutenção periódica do parque imobiliário português conduzindo à sua degradação funcional e construtiva; os atropelos cometidos no processo de construção de edifícios recentes, que apresentam por esse facto anomalias precoces.

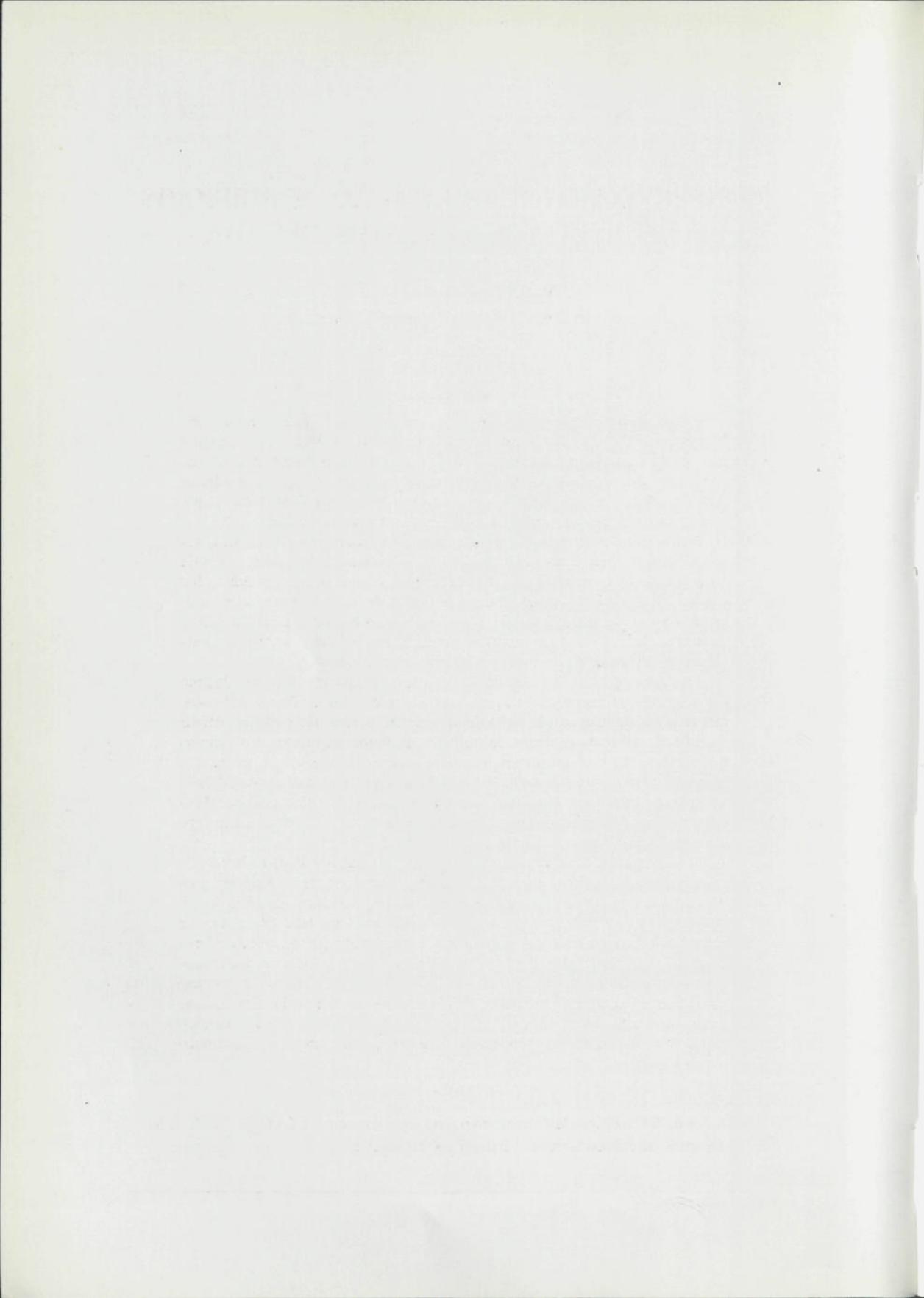
Urge assim reverter a situação, voltando a investir na manutenção periódica daquele parque e promovendo medidas de reabilitação urbana que melhorem a qualidade de vida das populações. Nessa linha se têm aliás orientado os programas dos últimos governos e a legislação portuguesa mais recente.

As intervenções nos domínios mencionados necessitam ser apoiadas por estudos científicos e técnicos, para os quais o LNEC se encontra bem apetrechado. Assim, tem incluído nos seus planos de investigação estratégica linhas de estudo que visam contribuir para um melhor conhecimento dos problemas, estabelecendo metodologias para a respectiva análise e a identificação das soluções mais adequadas; e tem, por outro lado, prestado apoio técnico à preparação de legislação específica e produzido informação actualizada dirigida ao meio técnico nacional.

Referem-se em traços gerais os principais aspectos que caracterizam a situação portuguesa no domínio da conservação e da requalificação urbana e apresentam-se os contributos mais significativos do LNEC para a sua análise e a superação dos problemas encontrados, com destaque para os trabalhos mais recentes.

Palavras-chave: Conservação, Requalificação, Reabilitação Urbana.

* Investigador Coordenador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.



PERSPECTIVAR A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS EM PORTUGAL NA PRÓXIMA DÉCADA

Vasco Peixoto de Freitas*
Correio electrónico: vpfreita@fe.up.pt

Resumo

A reabilitação é uma área estratégica, que deve não só preocupar-se com as construções históricas e os edifícios antigos, mas também com aqueles que o tempo de utilização exige intervenções de adequação às exigências actuais. Por outro lado, foram construídos centenas de milhares de fogos, nas últimas duas décadas, que nem sempre apresentam o desempenho esperado, o que exige o diagnóstico das patologias observadas e a sua reparação.

Pretende-se reflectir sobre a tipificação dos edifícios que é necessário reabilitar (construções históricas/monumentos, edifícios antigos, construções de estruturas de betão armado e edifícios recentes), com base nos resultados dos Censos 2001 que fazem a distribuição dos edifícios segundo a época de construção e o estado de conservação. As metodologias de abordagem são necessariamente diferentes, para cada tipo de edifícios, pelo que se justifica descrever essas metodologias com base na experiência adquirida.

Será um erro se na próxima década não encarmos a reabilitação de todo o património edificado e não apenas de uma parte dos edifícios. Refira-se, que os graus de intervenção terão de ser diferentes, mas não podemos deixar de reflectir sobre as centenas de milhares de fogos adquiridos nos últimos quinze anos, com empréstimos bancários amortizáveis a longo prazo, que exigem às famílias um enorme esforço financeiro. Será que a durabilidade dessas construções é compatível com a amortização dos empréstimos? Será que as famílias dispõem de condições financeiras para os trabalhos de reabilitação necessários para corrigir as patologias observadas?

Por outro lado, consideramos da maior importância, que nos trabalhos de reabilitação se elaborem cadernos de encargos exigenciais e se defina uma matriz de durabilidade de cada uma das soluções propostas. O custo de um edifício, novo ou reabilitado, é o somatório do custo inicial e dos custos de exploração. Será que esta abordagem está a ser seguida, pelos Donos de Obra e pelos Projectistas, quando tomam as suas decisões? Será que na determinação do valor da anuidade a pagar por cada um dos condóminos se tem em consideração os necessários custos de manutenção/conservação? Será que se justifica solicitar a uma entidade independente a avaliação de qual o investimento necessário para assegurar, a médio e longo prazo, que o edifício conti-

* Professor Catedrático de Construções do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, Director do Laboratório de Física das Construções.

nue a manter um nível aceitável de utilização? Como deve então ser definida a anuidade de um condomínio?

Esta palestra pretende contribuir para a discussão da problemática da reabilitação em Portugal e, simultaneamente, propor algumas ideias acerca de possíveis caminhos a seguir. Estamos perante um problema complexo, que engloba uma componente técnica, económica e social, mas estou certo que com uma convergência de esforços seremos capazes de atingir, dentro de uma década os objectivos pretendidos.

Palavras-Chave: Patologia, Reabilitação, Edifícios, Estratégia.

PATOLOGÍA E INTERVENCIÓN EN FACHADAS DE LADRILLO VISTO

César Díaz Gómez *

Correo electrónico: cesar.diaz@upc.edu

Resumen

Las fachadas de ladrillo visto han sido y siguen siendo una de las soluciones más habituales para conformar las partes opacas de los cerramientos exteriores de los edificios actuales en España. La supuesta durabilidad y escaso requerimiento de mantenimiento que se han asociado tradicionalmente a esta solución, junto a la buena acogida de que gozan, justifican y explican su elección. Sin embargo, desde hace ya algunos años, estos elementos han sido objeto de una problemática creciente que ha puesto en entredicho algunas de sus cualidades. Dicha problemática tiene orígenes y causas muy diversas, asociables en muchas ocasiones a las formas de aplicación en los edificios o a sus condiciones de ejecución y puesta en obra. Así, además de las garantías de calidad de los productos integrantes, han pasado a ser críticos aspectos tales como la sección global del muro, tanto en horizontal como en vertical, sus condiciones de apoyo, su compatibilidad de deformaciones con los elementos con los que contacta e, incluso, la geometría del edificio en que se ubica. La presentación y comentario de algunos casos en los que se ha tenido ocasión de intervenir en la solución de desórdenes acaecidos en dichos elementos, pretende ejemplarizar y extraer consecuencias de algunas de las prácticas habituales en la construcción de fachadas de estas características.

Palabras clave: Fachadas de ladrillo, Patología, Reparación

1 Introducción

Es bien conocida la evolución que ha experimentado el uso de los muros de fábrica de ladrillo en los últimos 50 años: de elementos que justificaban su aplicación y dimensionado en su función portante se han transformado en una de las formas más habituales de conformar una parte de los cerramientos exteriores de los edificios. La apariencia que en muchos casos presentan dichos elementos de cumplir una función portante, es decir, de soportar las cargas del edificio que se transmiten a las cimentaciones, no se corresponde con la fun-

* Dr. Arquitecto. Catedrático de Construcciones Arquitectónicas. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña

ción que en estos casos cumplen de participar, junto con el resto de materiales que forman el conjunto del elemento, que no es otra que la de proveer al edificio de estanqueidad y aislamiento térmico y acústico. Y cuando el muro de ladrillo queda visto, sin revestimiento alguno, se aprovecha también su textura y color para convertirse en referente formal del edificio.

Nos referiremos concretamente a la casuística que se asocia a los muros de ladrillo en esta última opción, es decir, a aquellos elementos de fachada cuya hoja exterior es a base de fábrica de ladrillo visto, situados entre forjados planos de hormigón armado, los cuales constituyen la solución constructiva utilizada con mayor profusión.

2 Patología

A partir del tipo de afectación que se detecta se distinguen las modalidades que se relacionan en los apartados que siguen.

2.1 Humedades

Filtraciones generalizadas — Se producen cuando la excesiva porosidad abierta del ladrillo o del mortero, o los defectos de adherencia entre ambos materiales hacen extensiva la penetración de agua de forma indiferenciada por paños enteros de cerramiento. A veces, la filtración se denota por la humectación de los cascotes contenidos en el fondo de la cámara de aire formada por el trasdosado, y la correspondiente mancha en los paramentos interiores.

Filtraciones localizadas en puntos singulares de la obra — Son las más habituales. Suelen coincidir con juntas entre la fábrica y el recercado de las aberturas (jamba-vierteaguas, juntas entre piezas de vierteaguas, marco de ventana-fábrica), remate superior de la barandilla de cubierta, etc.

Filtraciones provenientes de elementos incorporados — Nos referimos a las que tienen su origen en defectos de estanqueidad de las terrazas o de jardineras formadas con la misma fábrica que las fachadas y revestidas de láminas u otros productos impermeabilizantes.

Filtraciones por fisuras o grietas debidas a causas diversas — Las fisuras y grietas, ya sean debidas a movimientos térmicos o a causas estructurales, constituyen a menudo vías incontroladas de penetración del agua.

Puentes térmicos — En la soluciones convencionales más al uso, los tramos de las jambas de las ventanas y a menudo los antepechos consti-

tuyen nítidos puentes térmicos, al no interponerse ningún material específico de aislamiento térmico entre el paramento interior y el exterior y, por supuesto, no disponer del necesario grueso de material para reducir suficientemente la transmisión térmica, propiciando con ello la formación de humedades de condensación en los paramentos interiores de dichas zonas de cerramiento.

2.2 Manchas

Eflorescencias — Generalmente formadas a partir de la recristalización en la superficie del paramento de obra vista de sales solubles arrastradas por la humedad de la obra inicial, del terreno o de la lluvia que es absorbida por los materiales de la fábrica. En jardineras incorporadas, las sales pueden provenir de los compuestos selenitosos presentes en los abonos incorporados a las tierras.

2.3 Desprendimientos de material

Criptoflorescencias — Cuando el aumento de volumen de las moléculas de sal al recristalizar ejerce un efecto de acuñamiento en el material cerámico que provoca la rotura y desprendimiento de un cierto grosor exterior de las piezas afectadas

Efectos del hielo — Cuando el efecto de acuñamiento lo ejerce el aumento de volumen del agua al helarse en la masa porosa del material cerámico, provocando su exfoliación o un efecto similar al de las criptoflorescencias

2.4 Formación de fisuras y grietas

Evidentemente, las causas que las producen pueden ser muchas, y en su mayor parte no específicas de las fachadas de obra vista aquí tratadas. Es por ello que nos referiremos solamente a las que pueden asociarse directamente con las formas de diseñar y ejecutar las soluciones convencionales de este tipo de fachadas, es decir, las que son causadas por la interacción y la incompatibilidad de deformaciones entre el muro de fachada y la estructura sustentante de forjados planos de hormigón armado.

Interacción entre el cerramiento de ladrillo visto y la estructura — La problemática más común deriva del apoyo parcial de la hoja exterior de ladrillo visto en los correspondiente forjados, y de su continuidad, en un determinado grosor, por delante de los cantos de dichos elementos con el fin de aparentar un muro de ladrillo continuo, sin interrupciones

en toda su altura, y contactando en cada planta con el forjado superior. Con ello se generan dos situaciones tensionales – habitualmente imprevisas – que se superponen: por una parte, la transmisión de solicitaciones a través de los forjados al hallarse impedida su deformación; y por otra parte la creación de grandes paños continuos sometidos a las tensiones térmicas o derivadas de otras causas, tales como la dilatación potencial de la cerámica, que pueden estar también presentes. Estas situaciones tensionales se hallan agravadas por la excentricidad con que transmiten las solicitaciones los forjados y por las irregularidades de los apoyos creadas por las flexiones diferidas de los forjados, generando todo ello cuadros de vulnerabilidad en las fachadas que pueden derivar en colapsos zonales de las mismas, en especial en los edificios altos, de más de 6 o 7 plantas, en donde las tensiones acumuladas son, lógicamente, mayores.

Los cuadros fisurativos que suelen formarse se distinguen por la formación de grietas verticales rompiendo la trabazón del aparejo en las esquinas salientes de los muros, a la altura de su tercio inferior o en su tramo intermedio. Cabe hacer mención al hecho que en estos casos la presencia en los muros de juntas verticales de movimiento no resuelve la situación, en tanto que el origen del problema deviene de la transmisión de tensiones en vertical.

2.5 Abombamientos y desprendimientos

Abombamientos — Los abombamientos en la obra de fábrica de ladrillo se pueden presentar de dos formas bien diferenciadas: una de ellas afecta a áreas localizadas del muro coincidiendo con zonas de menor sección, tales como las que cierran las cajas de persianas o las que recubren los cantos de los forjados; la otra forma es la que afecta a tramos enteros de muro, en toda su altura o entre forjados. En dichos movimientos pueden intervenir muchos fenómenos, tales como el entumecimiento inicial irreversible de ciertas cerámicas, los efectos de flexocompresión de la fábrica debidos a las causas comentadas anteriormente o los propios de la dilatación térmica en las situaciones cuyas vinculaciones con los elementos estructurales no le permitan deformar libremente. Esta última situación se presenta en especial en edificios curvos, en los cuales el empuje al vacío originado por las tensiones térmicas debe sumarse al resto de efectos. De todas formas, en cada caso será preciso discernir, con un adecuado procedimiento de diagnosis, cual de estos factores se halla presente y en que grado en la patología detectada.

Desprendimientos — Los desprendimientos suelen presentarse en la fase final de algunos de los procesos de abombamiento apuntados anterior-

mente o por defectos de adherencia de piezas de recubrimiento, en especial las que revisten los cantos de los forjados, especialmente solicitadas por los esfuerzos rasantes generados en la interfase con el material de agarre en situaciones coincidentes con deformaciones de flexión importantes o con defectos de ejecución en los replanteos de la estructura o en la colocación del recubrimiento.

3 Intervenciones

Se incluyen en las páginas que siguen cinco intervenciones de reparación en fachadas de ladrillo visto. Las dos primeras – Hospital del Valle del Hebrón en Barcelona y edificio Chinchilla de Albacete – se refieren a casos de inestabilidad global de los cerramientos por incompatibilidad de movimientos con el sistema estructural, casuística a la que nos hemos referido en los puntos 2.4 y 2.5. En ambos casos la opción fue la de abrir juntas de movimiento horizontales al nivel de cada planta. En la tercera – edificio de forma ovoide de viviendas en Granollers – se expone un caso en el que se presentaban abombamientos a dos escalas: a una escala general había tramos enteros de fachada afectados por su movimiento horizontal de dilatación, y a otra más zonal y localizada afectaba a los tramos de cerramiento con sección debilitada por coincidir con las cajas de persianas o los frentes de los forjados. En la cuarta intervención – cinco bloques residenciales de las Cocheras de Sarriá – se resuelve los desprendimientos de las piezas de recubrimiento de los cantos de los forjados y la estanqueidad de las jardineras incorporadas. Finalmente, la quinta y última – los seis bloques en Marina-Besós – muestra una solución diferente a la anterior para la reparación de las piezas de recubrimiento de los forjados.

4 Bibliografía

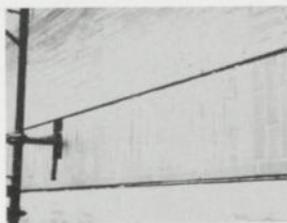
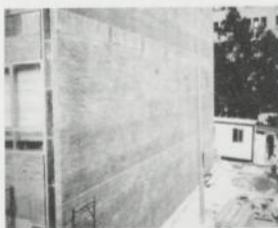
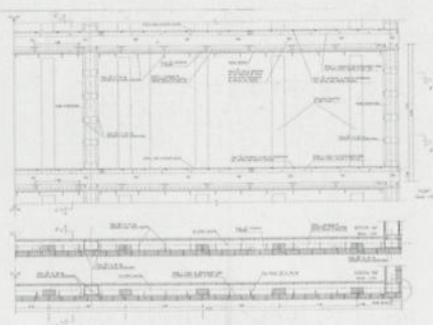
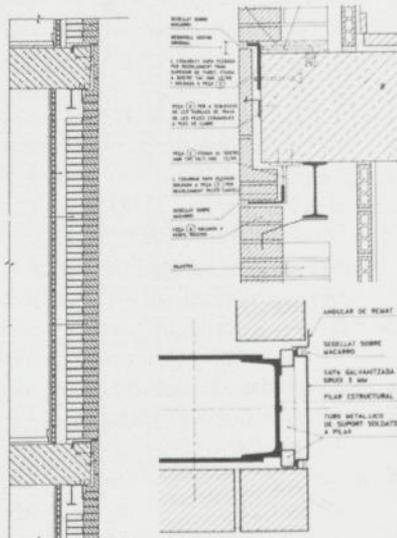
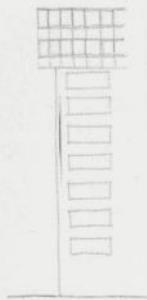
- [1] Díaz, C. & Casado, N. *Inspección y diagnosis. Pautas para la intervención en edificios de viviendas*. Colección Papers Sert, Colegio de Arquitectos de Catalunya, 2003
- [2] Mañà, F. *La seguridad en las estructuras de fábrica*. Col·legi d'Arquitectes Tècnics de Tarragona, 2003
- [3] Díaz, C. & Alegre, V. *Una aproximación al estudio de la influencia de los contactos entre los cerramientos verticales cerámicos y los forjados reticulares de hormigón armado*; GEHO-CEB, 1997, pp. 145-154

RECONSTRUCCIÓN DE FACHADAS DE OBRA DE FÁBRICA EN EL PABELLÓN ANEXO AL HOSPITAL GENERAL DEL VALL D'HEBRÓN EN BARCELONA

Servei Català de la Salut (1994)

C. Díaz (Convenio Marco UPC-COAC) / Arqto. Tèc.: J. Vila

La intervenció consistí en la substitució de la hoja exterior de ladrillo visto del muro testero que cierra uno de los laterales del edificio hospitalario. Se trataba con ello de solucionar el problema de inestabilidad de la fachada original. El nuevo muro se interrumpe por juntas horizontales al nivel de cada planta y se estabiliza a solicitaciones horizontales con el aplastrado y las sujeciones metálicas conectadas al perfil de riostra estructural. Las piezas cerámicas de recubrimiento de los cantos de los forjados son soportadas también a cada nivel por perfiles en L y ganchos metálicos. Por los laterales, el muro se separa de las fachadas longitudinales por juntas elásticas verticales y chapas galvanizadas vistas que recubren los pilares de las esquinas. Se forma así, con todo ello, un muro a trozos, con el fin de reducir al máximo las tensiones térmicas y de origen reológico.

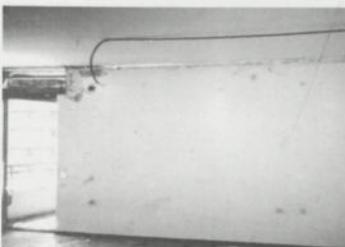
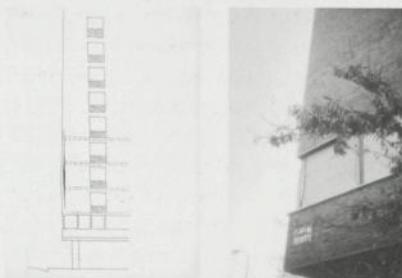
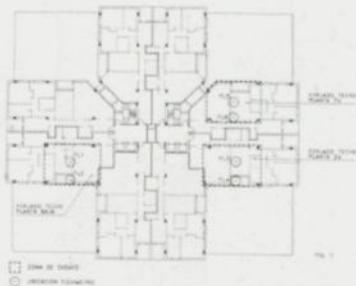


REPARACIÓN DEL EDIFICIO "CHINCHILLA" DE 72 VIVIENDAS EN ALBACETE

Juzgado de 1ª Instancia núm. 1 de Albacete (1993-1996)

Arqto.: C. Díaz (Convenio Marco UPC-COAC) / Ing. CCP: V. Alegre / Arqtas. Téc.: C. Aguado, E. Quintanilla

Se trataba de un edificio fuertemente afectado por la excesiva flexibilidad de los forjados reticulares de h.a. Para el diseño de la reparación se llevó a cabo un exhaustivo análisis previo del estado del edificio consistente en el levantamiento de los daños, pruebas de carga de los forjados con medición de la incidencia en la deformación del desatraque de las tabiquerías y período de fluencia, caracterización resistente de los materiales y recálculo estructural. La reparación consistió en la desconexión total, tanto de las tabiquerías interiores como de las fachadas de ladrillo visto, de sus correspondientes forjados. Durante la intervención se controló la incidencia de los desatraques de las tabiquerías sobre los movimientos de flexión de los forjados, con el fin de ratificar la diagnosis y disponer de nuevos datos sobre el fenómeno de la incidencia de los contactos entre la estructura horizontal y los cerramientos.

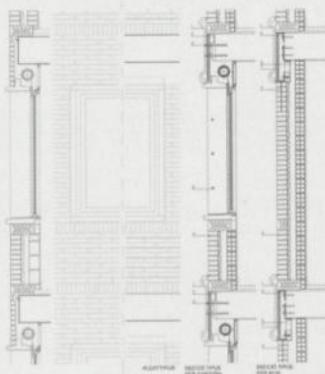


REPARACIÓN DE LAS FACHADAS DE DOS EDIFICIOS OVOIDES DEL CONJUNTO RESIDENCIAL TRES TORRES DE GRANOLLERS (BARCELONA)

Convenio UPC - Institut Català del Sol. Generalitat de Catalunya (2002-2005)

Prof. resp.: C. Díaz / Colab.: R. Gumà, M. Urbiola

Las fachadas de ladrillo visto de los edificios de 9 plantas de altura presentaban visibles abombamientos coincidentes con las zonas de menor grosor y desplazamientos horizontales claramente perceptibles que originaban desconchados en los ladrillos de canto apoyados en los forjados. La intervención llevada a cabo se diseñó a partir de la información recopilada de los daños visibles y de los ensayos de caracterización de los materiales integrantes de la fábrica. Consistió en la supresión de los tramos de fábrica de menor sección, la disposición de nuevas juntas verticales de movimiento, la sujeción de la fábrica al nivel de los antepechos con cables anclados a los pilares estructurales, la disposición de angulares de apoyo de las hojas de ladrillo visto por debajo de las hiladas a sardinell fijados a los cantos de cada uno de los forjados, la dotación con piezas y tornillería metálica de mecanismos que permitieran el libre movimiento vertical y la sujeción horizontal de las hojas de ladrillo visto en cada una de las plantas, y el recubrimiento con piedra artificial de los tramos de fachada con el ladrillo visto suprimido

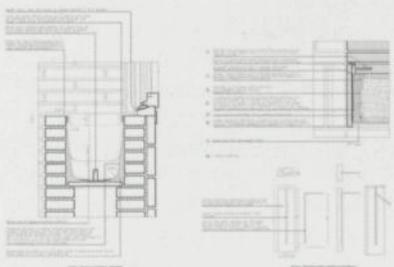


RESTAURACIÓN DE FACHADAS EN 5 EDIFICIOS DEL CONJUNTO RESIDENCIAL DE LAS ANTIGUAS COCHERAS DE SARRIÀ EN BARCELONA. Comunidad de Propietarios (1999-2003)

Arqts.: C. Díaz (Convenio Marco UPC-COAC), X. Montsalvatge / **Arqta. colab.:** M. Urbiola / **Arq. tèc.:** X. Oliva, R. Balanyà

La actuación se proponía dos objetivos: evitar los desprendimientos de las losetas cerámicas que recubrían los cantos de los forjados y solucionar los múltiples problemas originados por el agua de las jardineras de obra incorporadas a las fachadas. Todo ello manteniendo el aspecto original de los edificios.

Para conseguirlo se diseñó un sistema de anclaje mecánico especialmente adaptado a la fijación de las losetas y se conformaron en obra, en el interior de los huecos de las jardineras, cubetas de poliéster reforzado con fibra de vidrio.



REPARACIÓN DE FACHADAS EN 6 EDIFICIOS DEL POLÍGONO MARINA-BESÓS DE SANT ADRIÀ DEL BESÓS (BARCELONA)

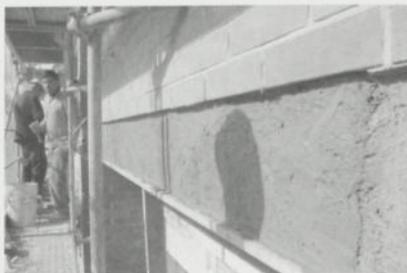
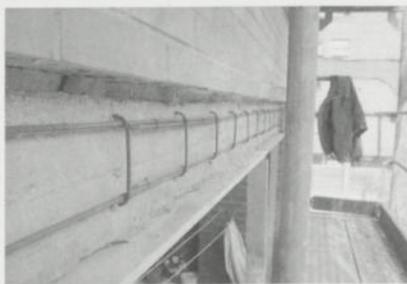
Convenio UPC-Incasol (1999-.....)

Arqtos.: C. Díaz (Convenio Marco UPC-COAC), Arq. tèc.: X. Oliva,

Los desprendimientos de las rasillas cerámicas que revestían los cantos de los forjados de hormigón armado puso al descubierto el escaso apoyo de las fachadas de ladrillo visto, que en ocasiones no superaba los 6 cm. de los 14 cm. posibles dado el canto de las piezas que conforman la hoja externa del cerramiento.

La reparación consistió en recrecer los frentes de los forjados en las zonas donde el apoyo era inferior a los 9,50 cm. mediante la incorporación de un mortero de reparación de alta resistencia, hasta alcanzar el plano vertical adecuado para la disposición del mortero cola de agarre de las rasillas cerámicas de acabado.

En las zonas en que el recrecido de mortero debía superar los 5 cm. se dispone un armado complementario formado por dos armaduras longitudinales de Ø8 mm. enlazadas por cercos del mismo diámetro separados 30 cm., embutidos en el canto del forjado existente.



ESTRATÉGIAS E TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO NO CENTRO HISTÓRICO DE COIMBRA.

Desafios da Candidatura da Universidade de Coimbra a Património Mundial

J. A. Raimundo Mendes da Silva*
Correio electrónico: raimundo@dec.uc.pt

Resumo

A cidade de Coimbra vive, actualmente, o arranque de diversas experiências no domínio da reabilitação, com diferentes escalas, objectivos e actores, que poderão constituir o ponto de viragem global em várias décadas de abandono, quer do património monumental, quer do centro histórico, quer, ainda, de outras zonas urbanas mais recentes mas igualmente consolidadas.

A Universidade de Coimbra está associada a muitas destas experiências, que brevemente se referem nesta comunicação. De entre elas, destaca-se a sua candidatura a Património Mundial da UNESCO, em preparação há cerca de ano e meio, que extravasa os muros do Paço das Escolas e os limites da Alta Universitária e vai progressivamente consolidando o seu papel de catalizador de uma nova política de reabilitação urbana em significativas áreas da cidade, com o envolvimento de diversas entidades públicas.

Na presente comunicação, partilha-se o estado actual deste processo, em que as palavras de ordem recorrentes são “preservar” e “reabilitar”, contribuindo para a discussão dos desafios políticos, estratégicos e técnicos que lhes estão subjacentes.

Palavras-Chave: Reabilitação Urbana, Património Mundial, Regulamentação.

1 Introdução

Os edifícios têm sido encarados, ao longo dos tempos, como um dos símbolos de perenidade, de segurança e de estabilidade social e económica, em oposição ao que é provisório, amovível ou instável. É também através dos edifícios que se invoca com maior frequência a memória de um passado, umas vezes querido, outras vezes odiado.

* Pró-Reitor da Universidade de Coimbra, para os domínios das instalações, segurança e ambiente; Prof. Auxiliar do Dep. Eng. Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia (UC).

Este imaginário em torno dos edifícios e dos centros urbanos é contrariado pela sua inexorável degradação com o tempo, exigindo cuidados de manutenção e reabilitação frequentemente esquecidos.

Os desafios da reabilitação têm assumido ao longo dos tempos, e em particular na última década, mutações significativas que resultam, em grande parte, da evolução da realidade urbana e dos valores que lhe associamos. Em particular nos centros urbanos mais antigos – ditos Centros Históricos – está cada vez mais reconhecida a importância da reabilitação física e social.

A cidade de Coimbra vive, actualmente, diversos desafios no domínio da reabilitação urbana, que se espera possam compensar várias décadas de abandono. A Universidade de Coimbra participa de forma directa ou indirecta em várias dessas iniciativas que acabam, na verdade, por se entrecruzar: promoveu um Plano de reabilitação para a Alta Universitária, levou a cabo, a pedido da Câmara Municipal, o levantamento dos 700 edifícios da Baixa de Coimbra nas vertentes sociológica, arquitectónica e construtiva (incluindo a criação de um sistema de informação, para integrar todos esses dados), promoveu diversos projectos de investigação no domínio do Património e da sua recuperação, criou um curso de Mestrado pluridisciplinar em “Reabilitação do Espaço Construído” e lidera a preparação da candidatura a Património Mundial da própria Universidade, que já é uma candidatura da cidade.

Esta realidade motiva um esforço de redescoberta dos princípios e estratégias de intervenção numa multiplicidade de escalas: desde a técnica de reabilitação local e pontual (ex. da vedação do parapeito de madeira de uma janela), à reabilitação da janela, da fachada onde se insere, ao edifício, ao conjunto edificado, à rua, ao quarteirão, à zona, à cidade.



Figura 1: Fotografia da Alta e da Universidade, na cidade de Coimbra

2 Candidatura da Universidade de Coimbra a Património Mundial da UNESCO

2.1 Descrição Geral

Em parecer emitido a 14 de Maio de 2004, pela Comissão Nacional da UNESCO, a Universidade de Coimbra foi incluída na Lista Indicativa de Bens susceptíveis de virem a ser propostos como candidatos a Património Mundial, juntamente com seis outros sítios. No texto introdutório do referido parecer afirma-se o seguinte:

“A Universidade de Coimbra, situada na parte alta da cidade de Coimbra, é constituída por um complexo de edifícios ligados à produção e transmissão do conhecimento, que cresceu e evoluiu ao longo de mais de sete séculos, formando sem qualquer dúvida, uma área urbana nobre e bem delimitada na cidade de Coimbra. A par com a existência física de património construído, em muitos casos notável e verdadeiramente excepcional, e com a sua história que faz dela uma das mais antigas Universidades europeias, a Universidade possui um conjunto de tradições e de cultura da própria instituição que lhe conferem uma identidade particular com forte simbolismo a nível nacional e internacional. A sua história confunde-se com a da Universidade Portuguesa.”

Este texto introdutório é de prender a respiração, numa primeira fase, pelo júbilo, pelo estímulo, pelo desafio, pela responsabilidade e, numa segunda fase, pela apreensão, dir-se-ia mesmo, pela quase angústia de constatar que a roupagem deste bem singular e da malha urbana que o envolve, também ela rica de história e património, está gasta, cozida aqui, remendada ali, com punhos e lapelas de outros tecidos misturados com as finíssimas rendas originais.

2.2 Zona Candidata e Zona Tampão

Não estão estabilizados os limites definitivos da zona a candidatar, uma vez que esses limites devem decorrer da evolução e conclusão dos estudos em curso, da interacção crítica com a UNESCO e da capacidade de intervenção sustentada que for sendo apurada.

O que se candidata é a história da Universidade evidenciada pela sua ocupação física do território ao longo de mais de sete séculos, desde os Colégios da Rua da Sofia aos edifícios do Estado Novo, também eles evidência arquitectónica marcante de um período que oferece à história da Universidade momentos ímpares – muitas vezes indesejados – de afirmação urbana.

A zona de protecção destes dois núcleos (Alta Universitária e Rua da Sofia) é muito extensa e extravasa o próprio Centro Histórico da cidade (Alta e Baixa). Com as preocupações inerentes ao planeamento e intervenção nestas

áreas, a Candidatura transforma-se, assim, num dos mais significativos motores de reabilitação urbana em Portugal.



Figura 2: Vista aérea do centro histórico de Coimbra (in *Filipe Jorge*, “Coimbra Vista do Céu”)

2.3 O Estado Actual da Universidade e do Centro Histórico

Contrariamente a algumas cidades e vilas do nosso país, que experimentaram processos diferenciados de reabilitação das suas áreas mais antigas, sublinhando o valor do passado para a sua afirmação futura, Coimbra espalhou-se desordenadamente pela periferia, criou novas centralidades, retirou centralidade ao centro, entregou-o, ou melhor, abandonou-o à imagem da Universidade, acumulou intervenções - ou a falta delas - de qualidade diversa, de forma casuística, frequentemente infeliz.

Trinta anos em que a Universidade se sobrelotou, sacrificou edifícios e espaços à necessária democratização do ensino, adiando e hipotecando muita da qualidade histórica e cultural dos seus edifícios e da sua envolvente. Não perdeu, no entanto, a sua matriz, a sua qualidade intrínseca, a sua capacidade de atrair várias centenas de milhares de visitantes por ano.

Nos últimos anos, a Universidade estabeleceu como prioridade a inversão clara desta marcha de degradação, criando e implementado um Plano de Desenvolvimento Físico e um Plano de Requalificação para a Alta Universitária, insistindo no fortalecimento de sinergias com a cidade e na busca dos apoios necessários para um projecto de âmbito e interesse nacional.

2.4 Plano de Gestão da Preparação da Candidatura

No actual entendimento da UNESCO sobre uma candidatura a Património Mundial, não basta ter um “Bem” elegível, demonstrar a sua inequívoca mais-valia face aos critérios internacionais nesta matéria e preparar um dossier de candidatura. É preciso, além disso, demonstrar o passado, agir no presente e garantir o futuro. Para cumprir essa tarefa, foi criado um “Plano de Gestão” da própria candidatura, que em nada se confunde com um futuro Plano de Gestão da Zona Candidata, se ela vier a ser classificada, como vivamente se espera. Este Plano de Gestão da Candidatura tem oito vertentes: (i) ordenamento, investigação, (ii) intervenção física, (iii) usos e funções, (iv) repúblicas, (v) formação, (vi) promoção e sensibilização, (vii) eventos e (viii) custos.

É de realçar o contexto do ordenamento, já que da intervenção física se fala como maior frequência. Neste domínio, e numa primeira fase, o que se propõe, em articulação com a Câmara Municipal de Coimbra (CMC), o Instituto Português do Património Arquitectónico (IPPAR), a Direcção Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) e a Sociedade de Reabilitação Urbana (SRU) (entre outras instituições interessadas e participantes na vida cidade) é a elaboração dos seguintes estudos (e sua posterior formalização, aprovação e implementação):

- Actualização da regulamentação municipal para a construção/reabilitação na zona histórica;
- Planos de pormenor relativos a grande parte das zonas candidatas e das zonas tampão;
- Plano director do Jardim Botânico (contemplado no projecto para a criação de espaços verdes integrados na cidade de Coimbra - “Link”);
- Plano paisagístico de enquadramento das zonas candidatas;
- Plano de emergência da Alta e da Baixa;
- Plano de iluminação urbana ambiental da Alta;
- Plano de cor e revestimentos da Alta;
- Plano ambiental da Alta Universitária;
- Sistemas de Informação Geográfica para a Alta e a Baixa da cidade;
- Levantamento do edificado e elaboração de fichas de conjunto e individuais de caracterização de edifícios patrimoniais;
- Levantamento sócio-económico das áreas tampão;
- Plano de fluxos turísticos no Centro Histórico de Coimbra, na perspectiva de uma gestão integrada de equipamentos turísticos urbanos.

2.5 Estratégias da Intervenção nos Edifícios Universitários

A intervenção nos espaços público e edificado, que possibilita a criação de condições para o seu usufruto pela comunidade, não só universitária, e restabelece a identidade dos edifícios, através de uma política de reorganização, cor-

recção de anomalias arquitectónicas e restituição da autenticidade, determina uma longa lista de acções ou a definição de metodologias de intervenção, necessárias à credibilização do contrato para o futuro, que se pretende estabelecer com a Humanidade, através da UNESCO.

A filosofia de intervenção nos edifícios é profundamente marcada pelos princípios da “preservação” e do “restauro”. Estes princípios, que são essenciais face ao carácter histórico das construções e à meta almejada, não são, à partida, impeditivos da adequação funcional dos edifícios, da obtenção de condições mínimas de conforto e segurança ou da modernidade e competitividade dos serviços aí instalados ou a instalar. No entanto, não sendo impeditivos de tais melhorias, são, inevitavelmente e de forma assumida, factores de redução dos graus de liberdade do projecto de reabilitação e dos usos previstos para esses edifícios.

No que diz respeito à estratégia de preparação das intervenções nos edifícios, interessa realçar as seguintes preocupações, a adaptar a cada situação específica criteriosamente:

- a) Levantamento arquitectónico, construtivo e estrutural;
- b) Levantamento documental e registo das evidências físicas das grandes intervenções realizadas nos edifícios e sua envolvente, ao longo da sua vida;
- c) Levantamento dos defeitos e anomalias actuais, com elaboração e hierarquização de fichas de patologia (descrição, grau de incidência, causa presumível, consequência, estratégia de intervenção, proposta de reabilitação) e de cartas gerais de patologia (incluindo a sua tradução em plantas, alçados, grelhas, etc.);
- d) Inventariação de estudos de especialidade a promover - e elaboração dos correspondentes cadernos de encargos para eventual realização de concursos - dando prioridade às situações de presumível perigo estrutural;
- e) Promoção da inventariação e caracterização das redes técnicas;
- f) Levantamento e caracterização das exigências de conforto, segurança e funcionalidade do edifício com vista à sua progressiva satisfação;
- g) Identificação das exigências no domínio das acessibilidades, em particular para cidadãos com mobilidade reduzida;
- h) Identificação das exigências no âmbito de uma utilização consentânea com uma política de preservação ambiental, propondo eventuais intervenções físicas nesse contexto;
- i) Identificação das intervenções mais recentes - que, não raras vezes, agridem severamente o carácter histórico e patrimonial do edifício - com o objectivo de programar eventuais reposições da memória ou de as assumir de forma clara e contextualizada.

A arqueologia assume um papel relevante neste contexto, não só na sua acção mais tradicional ao nível da restituição histórica de estruturas enterra-

das, mas também na estreita colaboração com os historiadores, arquitectos e engenheiros numa actividade de arqueologia “construtiva”, isto é na identificação e valorização dos registos de cada época presentes (mas frequentemente ocultos ou dificilmente decifráveis) nas paredes, coberturas, pavimentos dos vários edifícios que, ao longo de centenas de anos, foram amalhando marcas da sua relação com os homens, adaptando-se, modernizando-se, requalificando-se, à semelhança do que continua a acontecer nos nossos dias. A memória das soluções construtivas, respectivas técnicas e materiais, é, também ela, um factor de valorização dos edifícios, que a reabilitação não pode esquecer.

Estes projectos de reabilitação, restauro ou requalificação só podem ser consistentes se tiverem esta informação de base, numa perspectiva equilibrada, sempre difícil, entre a informação desejada e a informação possível, dentro dos limites temporais e económicos que sempre existem.

3 Gestão e Controlo dos Princípios de Intervenção

3.1 Como Atingir os Objectivos

A maior inversão de atitude esperada é no modo como se encara a reabilitação da Alta e da Baixa de Coimbra, zonas tampão da zona candidata. Todos os meios são poucos para atingir esse fim. A primeira ferramenta são os regulamentos e os planos já descritos. Igualmente relevante é a realização de intervenções exemplares, em que se demonstre a exequibilidade das exigências regulamentares e a sua viabilidade técnica, funcional e económica.

Os incentivos financeiros são fundamentais para apoiar a mudança de atitude e são imprescindíveis para garantir a correcção de dissonâncias.

Os mecanismos de apoio ao projecto são também da maior importância. A regulamentação exige textos técnicos complementares que auxiliem os projectistas, quer na definição da estratégia de intervenção, quer na escolha das técnicas e dos materiais a aplicar. Ilustre-se esta preocupação com a compilação de informação já existente em diversa bibliografia técnica do sector e com trabalhos de investigação aplicada em curso, por exemplo no domínio dos revestimentos do centro histórico (projecto de investigação, financiado pela Fundação Ciência e Tecnologia). Deste projecto, sai informação privilegiada para projectistas e licenciadores sobre a epiderme dos edifícios: a sua cor e o seu revestimento.

Exige-se que o mercado da construção reconheça o desafio histórico destas intervenções e as várias escalas da oportunidade de negócio. A especialização de pequenas empresas em trabalhos elementares mas tecnicamente evoluídos e imprescindíveis a um processo de reabilitação é uma via a apoiar com toda a firmeza, por exemplo nas áreas de reparação de caixilharias, de reconstrução de alvenarias de pedra, dos revestimentos tradicionais (interiores e exteriores)

ou da recuperação e reforço de estruturas de madeira em coberturas. Também o mercado da gestão e valorização de resíduos de construção deve encontrar nestas operações um forte incentivo ao seu desenvolvimento e estruturação.

3.2 Filosofia de Intervenção e sua Adequação às Diferentes Realidades

Como já se referiu, a filosofia subjacente às intervenções, quer na zona candidata, quer na zona tampão é a da preservação da memória arquitectónica, construtiva e cultural, compatibilizada com as actuais exigências de conforto, segurança e competitividade.

É isso que determina a proposta de texto regulamentar que está em fase de preparação e que estabelece, criteriosamente, uma hierarquia de exigências em função das características históricas, morfológicas e patrimoniais de cada sub-zona.

A primeira sub-zona (Alta Universitária) é constituída por um complexo de edifícios monumentais, ligados à produção e transmissão de conhecimento, e forma uma área urbana nobre e bem delimitada da cidade de Coimbra. Cada um dos edifícios que a integra é representativo do período histórico artístico que determinou a sua construção, pelo que a requalificação desta área passa pela preservação das suas características individuais e pela reafirmação do valor deste conjunto.

A segunda sub-zona compreende a Área Crítica do Centro Histórico da cidade de Coimbra e a restante Baixa da cidade incluindo as áreas adjacentes da Rua da Sofia; corresponde à cidade histórica englobando as construções intramuros, arrabalde e a quinhentista Rua da Sofia, caracterizando-se por um contínuo urbano de origem medieval composto maioritariamente por construções correntes. Inclui as primeiras unidades urbanas identitárias na formação da urbe, pelo que a salvaguarda desta zona central da cidade deverá preservar as tipologias tradicionais mantendo o equilíbrio entre as funções residencial, comercial e institucional.

Por último, a terceira sub-zona compreende a Avenida Sá da Bandeira, Jardim da Sereia, Bairro Santa Cruz, Penitenciária, Bairro Sousa Pinto, Quartel e Hospital Militar, Seminário, Jardim Botânico e a frente nascente da Avenida Emídio Navarro. Corresponde ao modelo urbanístico do século XIX, seguindo as novas orientações higienistas e funcionais das cidades, sobre os terrenos das extintas ordens religiosas, e abarcando os espaços verdes envolventes do século XVIII. Mantém, apesar de intervenções transformadoras mais recentes, uma unidade formal que importa reafirmar.

Esta descrição das sub-zonas é, por si só, justificação suficiente para a diferenciação das regras de intervenção, apesar se manter inabalável a atitude de preservação do edificado e da sua memória.

3.3 Um Glossário Renovado para as Intervenções Urbanas

Estão, desde há muito, definidas e regulamentadas as diferentes operações urbanísticas típicas, às quais estão associados diferentes procedimentos formais e regras de licenciamento.

A realização intensiva de acções de reabilitação, em particular nas zonas históricas, aconselha a um maior detalhe e clarificação dessas operações e da sua designação para, por um lado, se poderem definir princípios e regras de intervenção com uma maior granularidade do que a que está estabelecida na Lei, e, por outro, para ser possível exercer, de forma clara, uma acção pedagógica sobre todos quantos actuam sobre o património construído.

É possível propor uma relação entre os tipos de “operação urbanística” previstos na Lei (construção, reconstrução, ampliação, etc.) e as “tipologias de intervenção” (reedificação, reinterpretação, etc.) que melhor caracterizam as acções de renovação dum centro histórico:

- a) Obras de construção – Reedificação;
- b) Obras de reconstrução – Reinterpretação;
- c) Obras de ampliação – Emparcelamento;
- d) Obras de alteração – Adaptação, Reabilitação, Translocação;
- e) Obras de conservação – Consolidação, Manutenção e limpeza, Preservação, Reparação, Restauro e preenchimento de lacunas;
- f) Obras de demolição – Correção de dissonâncias, Desconstrução;

A revisão e clarificação do glossário tem como objectivo subjacente a discussão renovada dos conceitos e das técnicas de execução. Um dos conceitos mais polémicos – já assumido pelo vocabulário de vários agentes do sector – e que interessa clarificar é o da “desconstrução”, entendida como o desmonte criterioso, preferencialmente manual, parcial ou total de um imóvel pela ordem inversa da sua construção, preservando os elementos construtivos e estruturais remanescentes, aproveitando ao máximo os componentes e materiais reutilizáveis, perspectivando a reciclagem dos excedentes não reutilizáveis, separando e confinando os resíduos potencialmente perigosos.

A este propósito e perante a emergência de enquadrar a demolição de um conjunto de edifícios para criação de um canal de circulação urbana, entendeu-se ser possível reduzir o impacto dessa acção, aconselhando a adopção dos seguintes procedimentos elementares:

- Analisar previamente os limites da demolição em função da propriedade ou de elementos estruturais visando a minimização dos impactos (nunca para além do estritamente necessário);
- Definir soluções de contenção para as áreas a manter, compatíveis com os sistemas construtivos tradicionais, visando evitar a derrocada do prédio;
- Demolição só após a separação física (“desconstrução” quase manual).

3.4 Formas de Actuação na Zona Tampão

As acções de reabilitação de edifícios nas zonas tampão não são intrinsecamente distintas das que se devem realizar, de forma corrente, em Centros Históricos, onde se assuma a importância da sua preservação. Poder-se-ia propor, em apenas sete princípios, o enquadramento deste tipo de intervenções:

- a) Manutenção e reforço das paredes estruturais;
- b) Manutenção da caixa de escadas, enquanto elemento "pivot" para a organização tipológica, reforçando-a estruturalmente e corrigindo-a funcionalmente, se necessário;
- c) Manutenção e reforço das estruturas de pavimentos;
- d) Manutenção e reforço da estrutura de cobertura que poderá ser redesenhada para correcção de dissonâncias, mantendo o sistema e forma construtiva;
- e) Preservação e reintrodução de materiais ou técnicas tradicionais em rebocos, caixilharias, telhados;
- f) Adopção de materiais leves em paredes interiores em substituição dos sistemas construtivos ligeiros tradicionais.
- g) Libertação do logradouro e correcção geral de dissonâncias.

4 Nota Final

Nos centros históricos, a reabilitação do parque construído é, antes de mais, uma obrigação cultural e, conseqüentemente, uma exigência de sustentabilidade, tendo em consideração o actual quadro de valores que a fundamentam e justificam.

A experiência de reabilitação urbana de grande escala que agora tem condições para dar os primeiros passos na cidade Coimbra - coincidente no tempo com a preparação da Candidatura da sua Universidade a Património Mundial e também por ela dinamizada - é profundamente multifacetada, quer nos agentes, quer nas políticas, quer ainda na escala das operações. Para que o seu resultado seja credível e visível em tempo útil, torna-se necessário que a par das acções de planeamento e regulamentação, decorram, de imediato e a outro ritmo, acções tendentes à mudança de atitude na reabilitação, da arquitectura à técnica, da perspectiva económica ao modelo social.

As acções de reabilitação devidamente ponderadas incluem, sempre, a escolha criteriosa de modos e técnicas de intervenção face ao tipo de edifício a reabilitar e ao conjunto edificado em que se insere. Deste modo, no caso dos centros históricos, a aparente maior rigidez das balizas de intervenção apenas traduzem esse mesmo princípio, adaptado às características do local e às suas condicionantes, que são, também, muitas vezes, as suas mais-valias.

INTERVENÇÕES EM REVESTIMENTOS ANTIGOS: CONSERVAR, SUBSTITUIR OU... DESTRUIR

Maria do Rosário Veiga*
Correio electrónico: rveiga@lnec.pt

Resumo

Os revestimentos de paredes, pela sua exposição e funções protectoras são dos primeiros elementos do edifício a sofrer degradação visível. As intervenções consistem, geralmente, na remoção do revestimento antigo e sua substituição por um revestimento novo. Esta prática resulta na eliminação de um testemunho das técnicas e estéticas ancestrais e, frequentemente, devido ao uso de produtos incompatíveis, na alteração radical do funcionamento da parede e numa repatologia, com aceleração da degradação.

A principal causa da degradação das paredes antigas é a água. Por essa razão, o comportamento à água dos revestimentos antigos é um critério essencial para a selecção dos revestimentos de substituição, que devem ter características semelhantes aos antigos desse ponto de vista.

Os revestimentos com base em cal aérea, sem hidrófugos e sem aditivos sintéticos, são os que apresentam melhor compatibilidade. As adições pozolânicas permitem obter características melhoradas, principalmente no que diz respeito ao comportamento à água.

Palavras-chave: Degradação, Intervenção, Reboco, Cal, Pozolana.

1 Degradação do revestimento exterior e destruição do edifício

A degradação dos revestimentos de paredes, mesmo quando superficial, afecta muito a aparência dos edifícios e confere um ar de decadência que todos queremos evitar nos Centros Históricos e nos Monumentos das nossas cidades.

Por isso, sempre que os orçamentos, nacionais, regionais, ou locais, o permitem, procura-se reparar esses elementos tão visíveis esperando estancar a degradação e renovar o aspecto, de forma eficaz e durável.

A principal causa da degradação é a água (da chuva, proveniente das fundações etc.), portanto muitas vezes procura-se, de forma simplista, recorrendo

* Engenheira civil, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

às técnicas actuais, impedir a chegada da água às paredes, aumentando a impermeabilidade dos revestimentos exteriores.

Frequentemente, quando se fala em reparação de revestimentos, passa-se de imediato a substituição do revestimento existente por outro com aspecto (grosseiramente!) semelhante e pensa-se vagamente numa camada de "verniz" que o proteja (para sempre!) da água e do seu potencial deteriorante.

Ou seja, remove-se o revestimento antigo, perdendo para sempre um testemunho valioso, irrepetível, de uma estética e de uma tecnologia - que mesmo se ilegível para muitos, alguns saberiam ler e traduzir - muitas vezes sem guardar sequer um registo completo da sua imagem e da sua composição; depois substitui-se por um revestimento novo, mais homogéneo, mais impermeável, com maior resistência mecânica, portanto supostamente mais perfeito e mais durável, que no entanto acaba por revelar-se anónimo e plastificado (figs. 1 e 2), por envelhecer depressa e, às vezes, mal e, ironicamente, por acelerar a degradação do conjunto (figs. 3 a 6).

Esta atitude tem 3 grandes desvantagens:

- a) científica: perdem-se testemunhos das antigas técnicas de construção e, de algum modo, do estado dos conhecimentos e do modo de vida das populações. Esta desvantagem pode ser parcialmente suprida pelo registo detalhado dos revestimentos removidos, recolha e arquivo de amostras e registo fotográfico, mas estes cuidados são geralmente omitidos;
- b) descaracteriza os edifícios. Isto é inevitável, pois, por mais semelhantes que sejam os revestimentos usados, por mais que se afine a cor e a textura, o material usado e a técnica empregue deixam uma marca indelével e a diferença é sempre sensível, senão no imediato, pelo menos a médio prazo, após envelhecimento;
- c) ao alterar as características dos revestimentos, altera-se o funcionamento da parede, o que pode conduzir, paradoxalmente, a uma degradação muito mais rápida. Este é o aspecto mais preocupante, pois não se perdem só os revestimentos, mas também as paredes e, no limite, todo o edifício.

2 Funções da parede e influência do revestimento exterior

Na construção moderna, as funções estrutural, por um lado, e de protecção contra a intrusão, a água e o ar, por outro, estão geralmente separadas e são atribuídas, respectivamente, à estrutura de betão armado e à parede (de enchimento). As paredes antigas (anteriores à utilização da estrutura de betão arma-

do) tinham, portanto, um funcionamento muito diferente das actuais: eram constituídas por materiais mais porosos e menos resistentes que aqueles de que dispomos hoje, mas acumulavam as várias funções, incluindo a estrutural, recorrendo para isso a uma maior espessura.

Porosas, espessas e sem cortes de capilaridade, as paredes antigas absorviam água a partir das fundações, que subia por capilaridade ascendente e ia impregnando a parede durante os períodos mais húmidos, mas evaporava facilmente para o exterior, através dos revestimentos de cal, assim que as condições climáticas o permitiam. Podiam deste modo manter um equilíbrio hídrico razoável, conservando-se em boas condições durante séculos (fig. 7).

Ao substituir os revestimentos de cal, permeáveis à água mas também favorecendo uma secagem rápida, por revestimentos de menor permeabilidade, como os rebocos de cimento, os revestimentos sintéticos e os materiais hidrofugados, altera-se todo esse equilíbrio [1, 2]. De facto, consegue-se evitar a penetração da água através do revestimento, mas mantém-se a infiltração pelas fundações e, eventualmente, por outros pontos da fachada, como os vãos e as platibandas; esta água fica retida na interface com o revestimento pouco permeável ao vapor, ou no interior da parede, deteriorando-a (figs. 5 a 9).

É frequente, por exemplo, começar por impermeabilizar a fachada, usando revestimentos exteriores mais impermeáveis e observar-se a partir daí a evaporação da água para o interior, iniciando-se então a degradação dos revestimentos interiores (figs. 10 e 11), por vezes estuques trabalhados ou pinturas a fresco valiosos. Como essa degradação começa nas zonas mais baixas das paredes, em seguida, se o fenómeno não é compreendido, impermeabilizam-se os rodapés e os lambris usando, por exemplo, revestimentos de cimento, ou recolando azulejos com cimento-cola. A água sobe mais na parede estendendo o seu efeito deteriorador a mais zonas e vai evaporar acima da zona impermeabilizada. Se se persistir na estratégia da impermeabilização da zona degradada, este fenómeno vai prosseguindo, até se destruir todo o revestimento interior e se impregnar toda a parede de água e dos sais solúveis que ela transporta.

Para resolver este problema e impedir completamente a entrada de água nas paredes, seria necessário produzir cortes de capilaridade e, talvez, alterar vãos e substituir caixilharia, etc., ou seja, realizar obras complexas e muito intrusivas [3].



a)



b)

Figura 1: Substituição de revestimentos em edifícios antigos: a) usando materiais com características muito diferentes; b) usando materiais semelhantes aos antigos.



a)



b)

Figura 2: Substituição de revestimentos em Fortes perto de Lisboa: a) usando materiais com características muito diferentes; b) usando materiais semelhantes aos antigos.



Figura 3: Rebecos de substituição recente em Forte perto de Lisboa: perda de coesão.



Figura 4: Reboco bastardo de substituição com cerca de 2 meses: degradação devido sais higroscópicos.



Figura 5: Palácio brasileiro do séc. XIX e edifício em Lisboa: repintura com membrana com degradação.

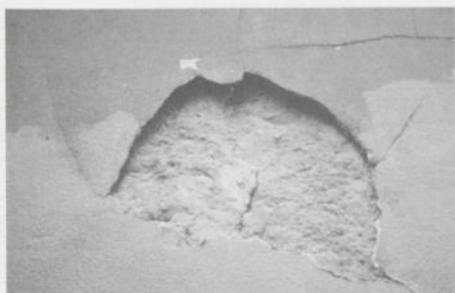


Figura 6: Camadas de acabamento de substituição de cimento: destacamento e degradação da base.



Figura 7: Parede antiga com grande espessura (convento em Lisboa).

3 Reparação ou substituição de revestimentos?

Assim, por razões históricas mas principalmente por razões técnicas, é muito mais razoável respeitar o funcionamento da parede [4 a 8]:

- manter os revestimentos antigos, reparando-os, se possível
- ou, se for necessário recorrer à substituição, usar revestimentos com características idênticas aos antigos, compatíveis com os materiais pre-existent e capazes de garantir um funcionamento conjunto semelhante ao que perdurou ao longo de séculos.

A reparação dos revestimentos de cal exige um domínio das técnicas da cal e uma mão-de-obra especializada, com recurso, muitas vezes, a conservadores e restauradores [9 e 10].

O custo deste tipo de trabalho, minucioso e lento, de consolidação de revestimentos (recolagem, colmatação de fissuras, reintegração de lacunas, restituição da coesão) nem sempre é mais elevado que a extracção de todo o revestimento antigo, às vezes difícil devido a uma dureza inesperada de cal transformada pelo tempo em rocha calcária, e execução de novo revestimento. Mas tem, naturalmente, que ser objecto de especificações detalhadas de caderno de encargos, para que o empreiteiro saiba a que tipo de trabalho está a concorrer, que materiais orçamentar e que equipas contratar.

Quando a reparação não é viável, por mau estado de conservação generalizado do revestimento antigo, é necessário substituí-lo, se possível por outro idêntico e de durabilidade semelhante.

4 Soluções de rebocos de substituição

Na generalidade dos casos, os revestimentos exteriores antigos eram apenas de cal aérea e areia. É difícil reproduzir estas argamassas, principalmente no Norte do País, mais chuvoso, devido às exigências de um clima favorável na altura da aplicação e à necessidade de muito mais mão-de-obra: muitas camadas de pequena espessura, para melhor carbonatação. Afinal, quase já não sabemos trabalhar com a cal, as dificuldades parecem intransponíveis e não podemos esperar décadas até que se afinem soluções óptimas e se treinem artesãos especializados. Então que revestimentos escolher?

É importante recorrer, tanto quanto possível, a materiais com características semelhantes aos preexistentes não apenas do ponto de vista estético, mas principalmente no que se refere ao seu efeito no comportamento da parede. Tendo em conta o comportamento à água e a sua influência decisiva na durabilidade, é particularmente importante evitar produtos muito impermeáveis, nomeadamente produtos hidrófugos e produtos sintéticos.

Por vezes argumenta-se que há materiais impermeáveis à água e permeáveis ao vapor de água. Na verdade, os materiais usados em revestimentos de paredes são, em geral, porosos e, como tal, permeáveis à água e ao vapor de água, só que em diferentes graus. Ou seja, uma argamassa de cimento ou uma tinta sintética, não são, de facto, impermeáveis ao vapor de água (tal como não são, também, impermeáveis à água), só que a sua permeabilidade é muito inferior, respectivamente, ao de uma argamassa de cal ou de uma caiçação (quadro 1). Um revestimento com permeabilidade ao vapor de água aceitável para uma parede nova, com cortes de capilaridade e entradas de água limitadas, pode não o ser para uma parede antiga, com um fluxo de entrada de água e uma capacidade de armazenamento de água (devida à espessura e à porosidade) muito superior.

Quadro 1: Ordem de grandeza da permeabilidade ao vapor de água de vários revestimentos [11, 12]*.

Tipo de revestimento	Capilaridade ($\text{kg/m}^2\cdot\text{h}^{0,5}$)	Sd (m)
Argamassa de cal	5	0,07
Argamassa de cimento	2	0,12
Argamassa de cal com tinta de cal	4,8	0,08
Argamassa de cal com tinta de silicatos	1	0,10
Tinta acrílica	0,1	0,30
Tinta tipo membrana	0,01	1,50

* Valores indicativos baseados nas referências indicadas e em ensaios diversos realizados no LNEC.

Os rebocos só de cimento são totalmente desaconselhados: são pouco deformáveis, pouco permeáveis ao vapor de água, contêm na sua composição sais solúveis (principalmente sulfatos), que vão contaminar ainda mais as paredes antigas.

Um reboco bastardo de cimento e cal aérea pode ser uma solução de compromisso admissível, se não se tratar de um edifício de grande valor histórico, pois é possível doseá-lo de forma a ter uma deformabilidade (módulo de elasticidade) e uma permeabilidade à água e ao vapor aceitáveis. No entanto, estas argamassas têm alguns inconvenientes importantes, como o teor de sais solúveis elevado, além das considerações de ordem estética.

A cal hidráulica, muitas vezes apontada como um compromisso aceitável e prático, oferece alguns problemas: trata-se de uma designação que engloba materiais com composições e processos de fabrico, e, conseqüentemente, características muito distintas, desde as mais próximas da cal aérea, às que se assemelham ao cimento. Estas últimas dão, naturalmente, maus resultados quando usadas em rebocos para edifícios antigos. Assim, é necessária uma caracterização adequada das cals hidráulicas disponíveis no mercado, para se poder decidir da sua maior ou menor aptidão para o efeito, tendo em conta, nomeadamente, o seu módulo de elasticidade, a sua permeabilidade ao vapor de água e o seu teor de sais solúveis.

Face à dificuldade de escolher uma argamassa adequada, opta-se muitas vezes por revestimentos pré-doseados, comercializados como sendo com base em cal, de origem normalmente italiana ou francesa. Se se ler com atenção as respectivas Fichas Técnicas, chega-se à conclusão que a maioria desses produtos são baseados em cal hidráulica e não em cal aérea e, não raro, contêm hidrófugos. Trata-se de produtos de custo frequentemente muito elevado, cuja principal vantagem em relação às misturas de cal hidráulica e cal aérea feitas em obra está no facto de serem, em geral, isentos de sais solúveis.

Na verdade, embora as argamassas baseadas apenas em cal aérea apresentem à partida algumas dificuldades, à medida que se vai dominando (de novo!) o seu funcionamento, essas dificuldades são relativizadas e podem ser superadas: usando, por exemplo, composições mais apropriadas, nomeadamente em termos da granulometria da areia e do modo de preparação da cal, uma amasadura mais adequada, uma aplicação em boas condições climáticas e de suporte, com técnicas mais eficazes e a utilização de várias camadas de pequena espessura [13 a 15].

Os romanos e as civilizações que se lhes seguiram usavam materiais com propriedades pozolânicas para garantir alguma hidraulicidade às argamassas, melhorar a sua capacidade de impermeabilização e a sua resistência à água e às acções climáticas em geral. Nessa época e nas épocas que se lhe seguiram usava-se principalmente o pó de tijolo e pozolanas naturais, constituídas por materiais de origem vulcânica, ricos em sílica e alumina amorfas. Hoje temos à

nossa disposição, além dos mesmos, muitos outros materiais com esse tipo de características, (alguns dos quais são aliás usados na indústria do cimento). Alguns destes materiais são resíduos industriais, o que permite juntar a reciclagem às vantagens obtidas com as argamassas que os incorporam.

É assim possível dosear argamassas com boas características recorrendo a esses produtos: pó de tijolo, metacaulino, microsilica, pozolanas naturais dos Açores e de Cabo Verde, etc. [16 a 19].

Se os produtos pozolânicos forem bem escolhidos e as argamassas bem doseadas, mediante estudos de investigação e experiências prévias (fig. 10) [20]., é possível obter argamassas com as principais vantagens das argamassas hidráulicas - endurecimento em presença da água, embora mais lento que o do cimento; resistência à água; boa permeabilidade ao vapor de água - evitando as suas principais desvantagens - módulo de elasticidade elevado, sais solúveis

5 Soluções de pinturas de substituição

A escolha da pintura final é também uma questão difícil. Como já se referiu as tintas sintéticas, nomeadamente as baseadas em resinas acrílicas e, ainda mais, as do tipo membrana, são completamente desadequadas, apresentando um comportamento incompatível com as paredes antigas (figs. 5 e 6).

Aqui as opções parecem ainda mais reduzidas. De facto, apenas as tintas minerais têm dado bons resultados sobre argamassas de cal: tintas de cal e tintas de silicatos.

As tintas de cal, coloridas com pigmentos minerais, são consideradas pouco duráveis, pois existe a ideia de que é necessário renovar a pintura todos os anos, como se fazia no Alentejo (e ainda fazem algumas pessoas). Na verdade, as repinturas frequentes têm a ver com a manutenção da brancura e com as propriedades de desinfecção atribuídas à cal, mas as pinturas de cal podem manter-se em boas condições durante vários anos (fig. 11). No entanto, a poluição pode de facto reduzir a durabilidade das caiações, que pode ser melhorada com aditivos.

Uma solução intermédia, compatível e mais durável que a cal é a que recorre a pinturas com tintas de silicatos (fig. 12). Estas tintas minerais combinam-se com a base de argamassa de cal e tornam-se uma protecção durável, sem formação de película e, como tal, sem aumentar significativamente a permeabilidade ao vapor de água do revestimento [11, 21, 22]. Actualmente, é comum aditivar estas tintas com uma resina, para maior facilidade de aplicação e redução do custo, no entanto esse aditivo não deve ultrapassar 5 % da massa total, para que se mantenham as características favoráveis da pintura.



Figura 8: Humidade em paramentos interiores de edificios antigos, devidas a capilaridade ascendente.

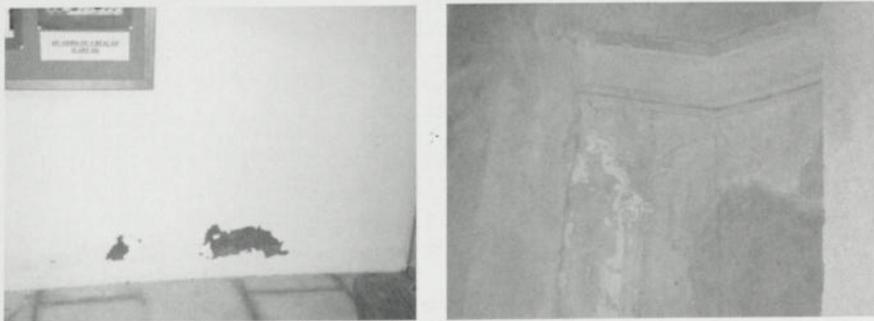


Figura 9: Humidade em paramentos interiores de edificios antigos, devidas a capilaridade ascendente.

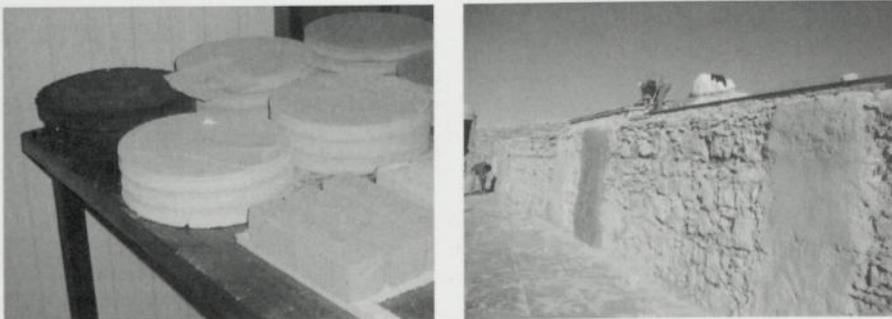


Figura 10: Argamassas com diversas pozolanas: provetes e painéis experimentais.



Figura 11: Pinturas de cal no Centro Histórico de Estocolmo. Figura 12: Aplicações experimentais de tintas de silicatos.

6 Conclusões

As intervenções em revestimentos de edifícios antigos devem ser, sempre que possível, no sentido da preservação e reparação dos revestimentos existentes. Sempre que tal não é possível, os revestimentos de substituição a escolher devem ser compatíveis com os materiais dos elementos preexistentes, o que implica que apresentem características semelhantes, principalmente no que se refere ao comportamento à água, à deformabilidade, ao teor de sais solúveis e aos mecanismos de envelhecimento.

Os rebocos com base em cal aérea, sem hidrófugos, são os mais adequados e os que menos riscos apresentam. A adição de materiais com características pozolânicas, naturais, ou artificiais, desde que isentos de sais solúveis, permitem obter bons resultados mesmo em zonas húmidas ou com exposição severa à água.

No que diz respeito ao acabamento final é possível, muitas vezes, conseguir a coloração final na própria massa com a escolha criteriosa dos constituintes - agregados, pozolanas, ou mesmo pigmentos minerais - usar tintas de cal, ou recorrer a outras tintas minerais, nomeadamente às tintas de silicatos.

A solução global de revestimento deve ser estudada no seu conjunto, de forma a não alterar significativamente o funcionamento da parede.

7 Bibliografia

- [1] Veiga, M. Rosário - *Protecção contra a água de paredes de edifícios antigos. Avaliação experimental da capacidade de protecção de argamassas de reboco com base em cal*. Conservação e Reabilitação de Estruturas - REPAR 2000, LNEC, Lisboa, Junho 2000.
- [2] Veiga, M. Rosário - *Characteristics of repair mortars for historic buildings concerning water behaviour. Quantification and requirements*. Repair Mortars for Historic Masonry, RILEM, Delft, Janeiro 2005.
- [3] Henriques, Fernando M. A.- *Humidade em paredes*. LNEC, Lisboa, 2001 (3.ª edição).
- [4] Veiga, M. Rosário; AGUIAR, José - *Definição de estratégias de intervenção em revestimentos de edifícios antigos*. 1.º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, FEUP, Porto, Março 2003.
- [5] Válek, Jan; Hughes, John J.; Bartos, Peter J. M. - *Compatibility of historic and modern lime mortars*. 12th International Masonry Conference, Madrid, Junho 2000.
- [6] Papayianni, Ioanna - *Criteria and methodology for manufacturing compatible repair mortars and bricks*. Compatible Materials Recommendations for the Preservation of European Cultural Heritage.
- [7] ~~Wadsworth~~ Ingmar - *Durability or repeated repairs? Criteria for long term maintenance*. International Workshop on Urban Heritage and Building Maintenance VII. PLASTER. pp. 25-37. Zurich, September 2000.
- [8] Veiga, M. Rosário et al. - *Conservação e renovação de revestimentos de paredes de edifícios antigos*. Lisboa, LNEC, Julho 2004. Colecção Edifícios, CED 9.
- [9] Aguiar, José - *Estudos Cromáticos nas intervenções de conservação em centros históricos*. Universidade de Évora, Évora, Agosto 1999. Tese de Doutoramento.
- [10] Tavares, Martha; Aguiar, José; Veiga, M. Rosário - *Conservação e restauro de antigos revestimentos exteriores: caracterização de alguns casos (dos séc. XVIII e XIX na zona de Lisboa)*. V Seminário Brasileiro de Tecnologia de Argamassas (V SBTA), S. Paulo (Brasil), Junho 2003.
- [11] Veiga, M. Rosário; Tavares, Martha - *Características das paredes antigas. Requisitos dos revestimentos por pintura*. Encontro A indústria das tintas no início do século XXI. APTETI, Lisboa, Outubro 2002.
- [12] Veiga, M. Rosário - *Argamassas para revestimento de paredes de edifícios antigos. Características e campo de aplicação de algumas formulações correntes*. 3.º ENCORE, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. LNEC, Lisboa, Maio 2003.
- [13] Cavaco, Luís; Veiga, M. Rosário; Gomes, A. - *Render application techniques for ancient buildings*. 2nd International Symposium on Building Pa-

thology, Durability and Rehabilitation, LNEC, Lisboa, CIB, Novembro 2003.

- [14] Margalha, Goreti; - *Algumas vantagens do uso da cal em pasta em revestimentos*. 2.º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, FEUP, Porto, Março 2006.
- [15] Malinowski, E. S. *Historic mortars revived*, Repair Mortars for Historic Masonry, RILEM, Delft, Janeiro 2005.
- [16] Velosa, Ana; Veiga, M. Rosário - *The use of pozzolans as additives in lime mortars for employment in building rehabilitation*. International Seminar Historical Constructions 2001. Universidade do Minho Guimarães, Novembro 2001.
- [17] Velosa, Ana; Veiga, M. Rosário - *Use of additivated lime mortars for old building rehabilitation. Adapted test methods*. 9th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Proceedings. Brisbane, Austrália, Março 2002.
- [18] Velosa, Ana; Veiga, M. Rosário - *Parameters Influencing The Performance Of Lime Mortars With Pozzolanic Additives: A Testing Campaign*. 10th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone. ICOMOS, Stockolm, Junho/Julho 2004.
- [19] Gibbons, P.- *Pozolanas para argamassas de cal*. Tradução de António Borges. www.buildingconservation.com. 2003.
- [20] Veiga, M. Rosário; Velosa, Ana; Magalhães, Ana - *Experimental Applications of mortars with pozzolanic additions. Characterization and performance evaluation*. To be published.
- [21] T. Gettwer, G. Rieber e J. Bonarius. *One-component silicate binder systems for coatings*, In Focus, Surface Coating International, 1998, pp. 596-603.
- [22] Tavares, Martha - *Revestimentos por pintura para edifícios antigos: um estudo experimental sobre as caiações e as tintas de silicatos*. LNEC, Lisboa, Cadernos de Edifícios, n.º 2, Outubro 2002.



TIPOS Y MOMENTOS DE APARICIÓN DE FISURAS A EDADES TEMPRANAS EN EL HORMIGÓN

Prof. José Calavera*

Correo electrónico: jcalavera@intemac.es

Resumen

En los últimos años se han incrementado los problemas de fisuración del hormigón, muy en particular del hormigón estructural armado, a edades tempranas.

Estos problemas han existido siempre y son inherentes al propio material, pero como decimos se han agravado en los últimos ocho o diez años.

Las causas que en principio pueden considerarse son varias. Por un lado, las resistencias de los hormigones de las estructuras ordinarias han subido considerablemente en el período antedicho. Por otro lado, los medios de puesta en obra son hoy mucho más eficaces y permiten poner en obra grandes volúmenes de hormigón en un tiempo reducido y, por lo tanto, alcanzar dimensiones de la pieza hormigonada de forma continua que son considerables.

La mala experiencia en cuanto a durabilidad, recogida desde el principio de la utilización del hormigón armado hasta los años 70, ha conducido a muchos Códigos a fijar dosificaciones relativamente altas de cemento, no por razones resistentes sino por razones de durabilidad muy particularmente con el fin de retrasar la corrosión de las armaduras.

Todo ello forma el conjunto de causas que conduce a los problemas mencionados. En el trabajo se analizan las fisuraciones que ocurren en el primer día del hormigón (el asiento plástico y la retracción plástica) en la primera semana del hormigón (contracción térmica) y en el primer año del hormigón donde interactúan problemas complejos como la retracción y la fluencia.

Se dedica una atención preferente al fenómeno de la contracción térmica, responsable de la inmensa mayoría de la fisuración a corta edad de los elementos de hormigón armado, analizándose el fenómeno en sí y las distintas formas de presentación en los diferentes tipos estructurales.

Finalmente, se analizan los métodos para reducir los efectos de la contracción térmica y, en particular, la fisuración a edades tempranas actuando sobre los materiales, la ejecución y el propio proyecto de la estructura.

Palabras clave: Hormigón, Fisuración, Edades jóvenes, Contracción térmica.

* Presidente de INTEMAC, Catedrático Emérito de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM).

1 Las causas del incremento de la fisuración temprana del hormigón

En los últimos diez o doce años se ha registrado un aumento considerable de la aparición de fisuras en elementos de hormigón armado y hormigón en masa, a edades tempranas del hormigón es decir en plazos no superiores a una semana.

Probablemente las causas de este incremento son varias y entre ellas deben destacarse el aumento de la resistencia especificada del hormigón en la mayoría de las estructuras, y los mejores medios de puesta en obra que han permitido la colocación en plazos breves de grandes volúmenes de hormigón y por lo tanto de grandes longitudes de elementos hormigonados en un plazo pequeño. A ello debe añadirse también que la experiencia negativa en cuanto a durabilidad del hormigón en las obras construidas desde finales del siglo XIX hasta aproximadamente 1970, fecha en que los Códigos actuaron sobre este problema, ha conducido a Códigos recientes que han incrementado el contenido de cemento, con independencia de los requisitos resistentes y únicamente debidos a la necesidad de aumentar la durabilidad del hormigón, muy especialmente en lo referente a la protección de armaduras. De hecho actualmente en muchos países los requisitos de durabilidad conducen a exigencias mayores de cemento que los requisitos de resistencia.

A continuación pasamos revista a los diferentes tipos de fisuras que aparecen en el hormigón a edades tempranas.

2 El primer día del hormigón

En la Figura 1 se representan los períodos de aparición de fisuras durante las primeras 24 horas a partir de la puesta en obra del hormigón. Básicamente las causas de figuración son el asiento plástico, que ocurre desde el momento de la puesta en obra del hormigón hasta aproximadamente tres horas después en que el hormigón ya alcanza una cierta rigidez. Por supuesto este plazo puede variar, pero no de forma importante, según las condiciones de humedad y temperatura.

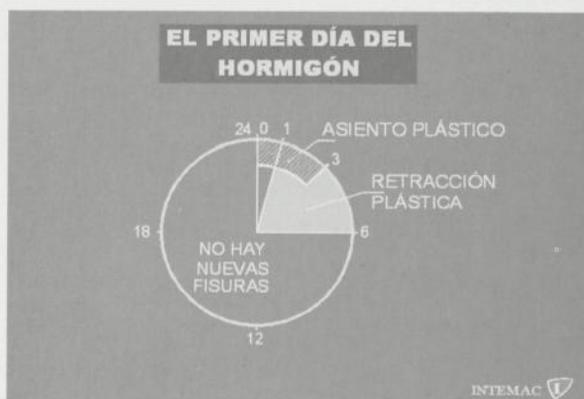


Figura 1

El segundo tipo de fisuras es debido a la retracción plástica que puede producir fisuras en un plazo situado a partir de una hora de la puesta en obra del hormigón y que no suele superar las seis horas a partir de dicho momento.

Desde aproximadamente las seis horas de la puesta en obra hasta las 24 primeras horas de vida del hormigón no aparecen fisuras en el mismo. En la Figura 2 se muestra un caso muy típico de asiento plástico en placas de cimentación. La línea AB es el nivel superior teórico del hormigón. Sin embargo, éste, en las primeras dos o tres horas intenta experimentar un asiento Δ . Si existe armadura en la cara superior, el hormigón, que a esa edad de dos o tres horas empieza a tener cierta rigidez pero muy escasa resistencia a tracción, desciende libremente en los espacios entre armaduras pero, si estas están firmemente sujetas, el hormigón situado sobre ellas no puede descender, toma una curvatura negativa y es probable que se fisure reproduciendo el esquema de fisuras la distribución de la armadura de la cara superior.

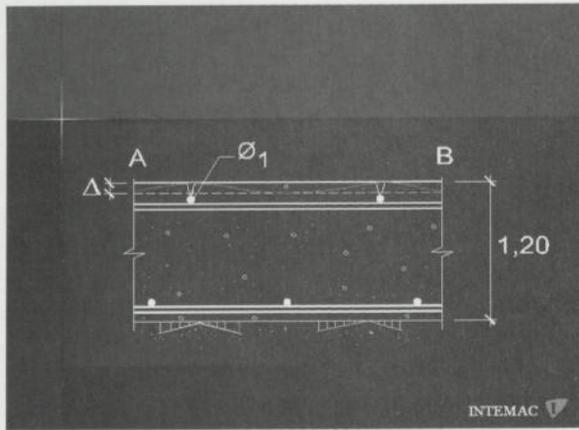


Figura 2

La Figura 3 muestra un caso real especialmente frecuente. Se trata de pilares circulares de un diámetro aproximado de 1,20 m. Este tipo de pilares tiene toda su armadura dispuesta perimetralmente y los únicos estribos son también los estribos circulares perimetrales. El hormigón situado en toda la zona central del pilar puede descender por asiento plástico fácilmente. Dados los actuales medios de puesta en obra estos pilares, que en el caso de la figura tienen 4 m de altura, experimentan un descenso por asiento plástico considerable.

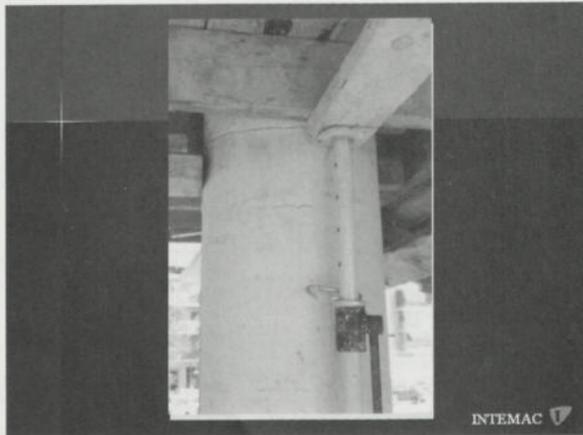


Figura 3

En cambio el hormigón situado en la superficie lateral del pilar se “apoya” en los estribos y no puede descender. El hormigón en cambio situado inmediatamente debajo de los estribos si puede realizar este descenso. Las fisuras que se producen por asiento plástico son de ancho considerable en este caso.

Las fisuras de la retracción plástica, que como hemos dicho pueden ocurrir entre la primera y la sexta hora a partir de la puesta en obra del hormigón, son mucho más familiares y están relacionadas con el problema de la exudación, es decir con el hecho de que, según las condiciones termohigrométricas y de viento, el hormigón puede perder en la superficie agua a mayor velocidad de que el agua de la masa general del hormigón puede reponer la pérdida superficial. La Figura 4 representa una fisura de este tipo en un pavimento.



Figura 4

El fenómeno ha sido muy estudiado, especialmente por los gráficos clásicos de la Portland Cement Association, que señalan la importancia de la velocidad del viento, de la temperatura ambiente, de la humedad relativa del aire, y sobre todo de la temperatura del hormigón en el momento de su puesta en obra.

3 La primera semana del hormigón

En el gráfico indicado en la Figura 5 se representa los fenómenos que ocurren, entre el primer día y el sexto día de vida del hormigón. Prácticamente el único problema, pero de excepcional importancia, que ocurre en la masa del hormigón es el de la contracción térmica inicial. Probablemente es el mayor causante de fisuras y de problemas en las edades jóvenes de las estructuras pero por no ser un fenómeno suficientemente divulgado muchas de las fisuras

ocurridas en la primera semana en los elementos de hormigón son atribuidas, erróneamente, a problemas de retracción, en general vagamente planteados.



Figura 5

4 El primer año del hormigón

En el gráfico de la Figura 6 se representa la aparición de los distintos fenómenos en el primer año del hormigón. Aunque este trabajo se refiere a fisuración a edades tempranas, por lo tanto en un plazo no superior a una semana, es importante destacar la fisuración en mapa que puede ocurrir entre el primer día y el decimoquinto día y que es poco frecuente en hormigón estructural pero muy frecuente en hormigón de tipo arquitectónico. Esta fisuración que efectivamente reproduce el esquema de un mapa es debida al gradiente de relación agua/cemento en sentido perpendicular al encofrado. Su importancia estructural es muy escasa.

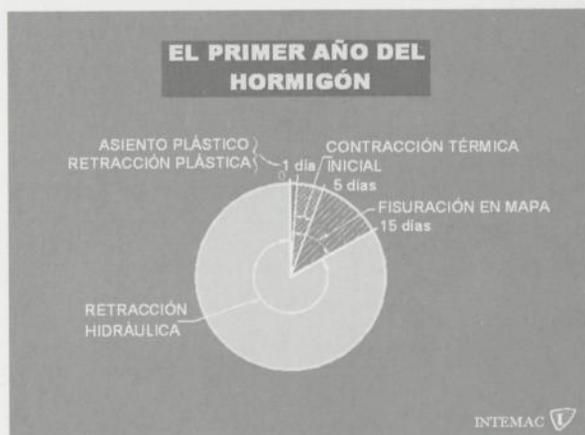


Figura 6

Desde que el hormigón se pone en obra ocurre el fenómeno de la retracción hidráulica que naturalmente se produce durante toda la vida del hormigón, pero cuya importancia es muy escasa en la primera semana, en la que rara vez se rebasa un 2% de la deformación total por retracción.

Por supuesto en los primeros años de la pieza del hormigón puede haber dos momentos especialmente propicios a la manifestación de fisuras, que son la primera vez que se enciende la calefacción si el edificio la tiene o la primera vez que se enciende el aire acondicionado si se ha dispuesto la instalación correspondiente.

Es claro que muchas veces los cambios térmicos mencionados se superponen a tensiones de retracción o de contracción térmicas preexistentes en la estructura.

5 El fenómeno de la contracción térmica

Como es un fenómeno no suficientemente divulgado, hacemos a continuación unas consideraciones sobre él.

En la Figura 7 a) se dibuja un caso puramente teórico de una esfera de hormigón de un metro de diámetro colgada de un pescante mediante un hilo de material aislante. A partir de la puesta en obra del hormigón y para una esfera de un metro de diámetro, es fácil que las temperaturas del hormigón en el centro de la esfera y del ambiente que rodea la misma sean del tipo indicado en la Figura 7 b).

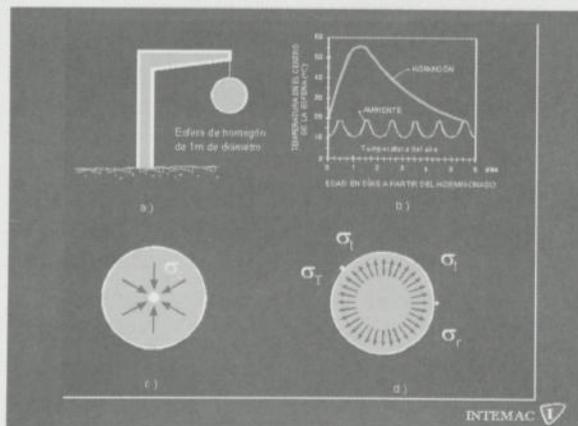


Figura 7

La esfera está situada en un clima que tiene mínimas nocturnas del orden de 11° y máximas diarias del orden de 20° . Sin embargo el calor de hidratación y el espesor de la pieza hacen que aproximadamente entre 24 y 36 horas, la temperatura en el centro de la esfera alcance valores próximos a los 60° dependiendo del contenido de cemento del hormigón y del propio calor de hidratación del cemento.

El centro de la esfera está por lo tanto a una temperatura cercana a los 60° pero la superficie de la misma, dependiendo de la hora del día, está a una temperatura muy poco superior a la del ambiente. Esto quiere decir que el hormigón frío de la superficie de la esfera coacciona la dilatación que intenta tomar la zona central de la esfera expuesta a la temperatura cercana a 60° . De ello se deduce por lo tanto que cualquier punto próximo al centro de la esfera está sometido a un estado de tricompresión.

Al ser la superficie de la esfera la que impide la dilatación del hormigón del centro de la esfera se presenta la situación indicada en la Figura 7 d), en la que se indica que toda la superficie de la esfera, en cualquier plano tangente a la misma, está sometida a un estado de bitracción. Naturalmente estas tracciones pueden fisurar el hormigón, pero ello dependerá de muchos aspectos entre ellos del contenido de cemento, de las condiciones de curado, de la armadura mínima de retracción y temperatura que se haya dispuesto en la pieza, etc.

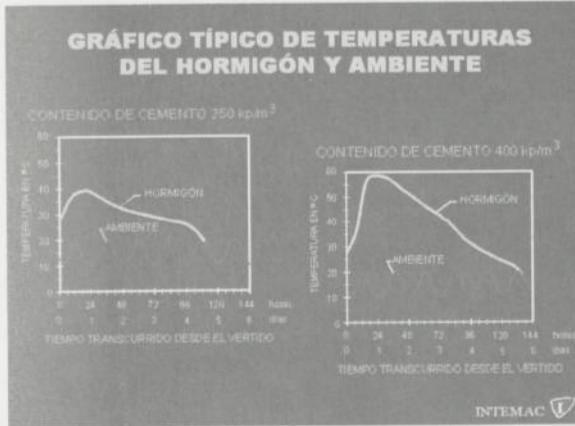


Figura 8

Frecuentemente no se tienen ideas realistas de qué temperaturas se alcanzan en los elementos de hormigón a edades cortas. En la Figura 8 se representan para muros de 50 cm de espesor dos casos. En uno de ellos el contenido de cemento es de 250 k/m³ y la máxima temperatura que se alcanza a las 24 horas es de 40°. En el segundo caso el contenido de cemento se ha elevado a 400 k/m³ y las temperaturas medidas rozan los 60°. Generalmente se llama salto térmico a la máxima diferencia entre la temperatura del hormigón y la temperatura ambiente. En el primero de los casos mencionados ese salto térmico sería aproximadamente de 30° mientras que en el segundo de los casos sería aproximadamente de 50°.

El problema de la contracción térmica no sería un problema en sí mismo si no existiesen coacciones internas o externas actuando sobre la pieza de hormigón.

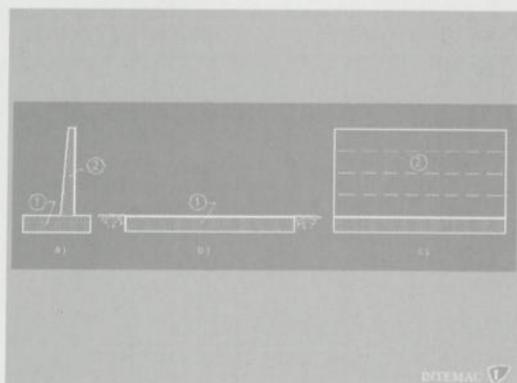


Figura 9

Un caso muy sencillo y fácil para visualizar los problemas de la contracción térmica es el de los muros de contención que se indican en la Figura 9. El cimencimiento del muro se hormigona en una primera etapa y cuando se comienza a hormigonar el alzado naturalmente han pasado ya tres o cuatro días del hormigonado del cimencimiento y éste ya está prácticamente a la temperatura ambiente. Cuando el hormigón del alzado pasa su salto térmico, el hormigón del alzado se enfría e intenta acortarse pero naturalmente el rozamiento creado por la adherencia entre el hormigón del alzado y el hormigón del cimencimiento coartará mucho este acortamiento. Aunque no se sabe mucho de la velocidad de desarrollo de adherencia a edades jóvenes del hormigón, los pocos ensayos realizados demuestran que en un plazo inferior a un día la resistencia de adherencia es ya considerable.

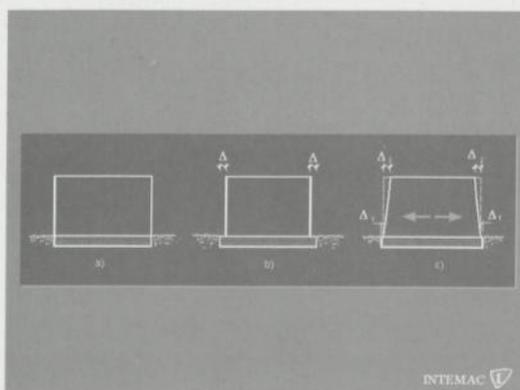


Figura 10

En la Figura 10 se esquematiza el fenómeno que la contracción térmica produce en el muro. En condiciones de homogeneidad de temperaturas entre el cimiento y el alzado (cosa irrealizable en la práctica), la situación sería la indicada en la Figura 10 a). Si no existiese adherencia ninguna entre el cimiento y el alzado, éste se acortaría uniformemente con dos corrimientos Δ en cada extremo. Naturalmente la adherencia que se va creando desde las primeras horas coarta seriamente estos acortamientos que son de un valor Δ_1 casi despreciable a nivel del plano de contacto de cimiento y alzado y son de mayor consideración en la coronación que tiene un recuerdo más lejano de la coacción del cimiento y se acorta un valor Δ_2 que no es el Δ teórico pero se aproxima a él.

En definitiva lo que le ha ocurrido al alzado es que se ha alargado respecto a la posición nominal derivada de un acortamiento 2Δ , lo cual supone tracciones horizontales que pueden fisurar el alzado.

6 Caso particular de las placas de cimentación de edificios altos

En el caso de edificios de gran altura existen dos técnicas de cimentación compitiendo en la práctica de la construcción. Una es el empleo de pilotes de gran diámetro y otra es el de placas de cimentación.

TORRE ESPACIO	
Propiedad:	ESPACIO
Arquitecto:	PEI FREED COB & PARTNERS
Consultor de la estructura:	MC-2
Control de calidad:	INTEMAC
Constructor:	OHL
Altura:	227 m
Nº de niveles s/r:	56
Nº de niveles b/r:	6
Superficie construida s/r:	74,500 m ²
Superficie construida b/r:	44,000 m ²

INTEMAC 

Figura 11

En la Figura 11 se representan los datos del Edificio “Torre Espacio” actualmente en construcción en Madrid y cuyo Control de Calidad está siendo realizado por INTEMAC. En la Figura 12 se representa la planta general del

edificio y aparece sombreada la placa de cimentación de la propia torre correspondiendo el resto a zonas de baja altura, aparcamientos subterráneos, etc.

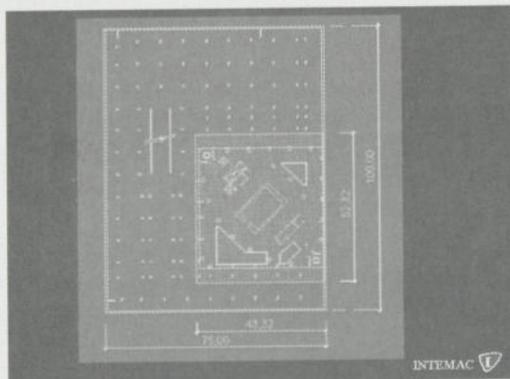


Figura 12

La placa que tiene 52 x 43 m de dimensiones en planta, tiene 4 m de canto y después de algunos estudios se tomó la decisión de hormigonarla en dos tongadas de 2 m de espesor. Por supuesto este método exige disponer una armadura en la cara superior de la tongada inferior para evitar problemas de retracción y contracción térmica. En la Figura 13 se indica una sección de la losa. Una primera precaución que se tomó es disponer una hoja de polietileno entre el hormigón pobre (hormigón de limpieza) y la propia losa con el fin de permitir el acortamiento debido a la contracción térmica y también debido al postesado aplicado a la losa, parte del cual se aplicó a edades tempranas para controlar más eficazmente la fisuración a edades jóvenes.

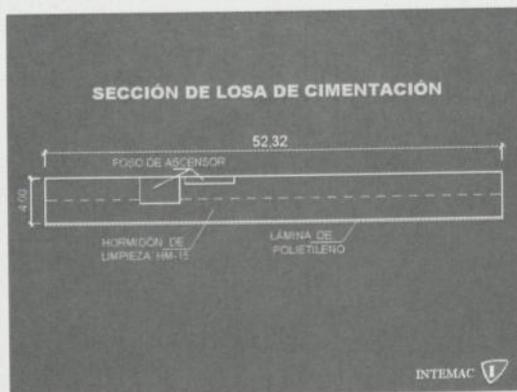


Figura 13

En la Figura 14 se indican los resultados de las medidas realizadas con un equipo de auscultación de INTEMAC mediante termopares dispuestos en la tongada superior, a 30 cm por encima de la junta de las dos tongadas, en el centro de la segunda tongada y a 30 cm de su cara superior. El hormigón que se empleó en la placa es un H-60, es decir de resistencia 60 MPa medida en probeta cilíndrica.

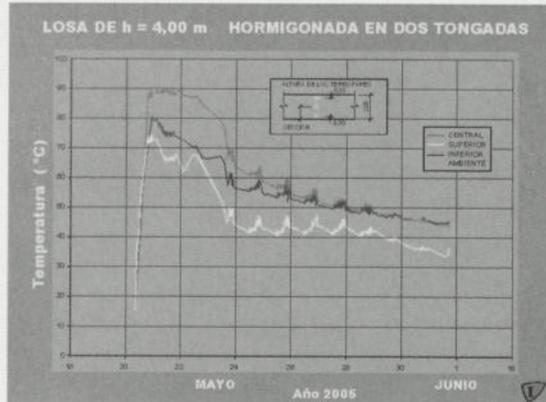


Figura 14

Como puede verse en la zona central de la segunda tongada se alcanzaron prácticamente a las 21 h temperaturas muy próximas a los 90°. Los termopares situados cerca de la cara superior alcanzaron aproximadamente en el mismo período una temperatura máxima de 73° puesto que esa zona disipaba calor en unas condiciones mucho más favorables. Los termopares dispuestos a 30 cm por encima de la junta entre las dos tongadas indican un máximo que se presentó aproximadamente a la misma edad y que es de 80°, dado que aunque la tongada inferior estaba relativamente fría las condiciones de disipación de calor en esta zona eran menos favorables que en la zona superior.

Estas cifras pueden ser sorprendentes para muchas personas, pero son las habituales que se registran en piezas gruesas hormigonadas con hormigones de alta resistencia y evidentemente requieren un estudio muy específico en cada tipo de obra.

7 Medidas para reducir la fisuración a edades tempranas

Básicamente en lo que sigue nos referimos a reducir los problemas creados por la contracción térmica coartada puesto que es el componente fundamental de la fisuración a edad temprana.

- 1. EMPLEAR CEMENTO DE BAJO CALOR DE HIDRATACIÓN.**
 - 2. EMPLEAR ÁRIDOS CALIZOS O GRANÍTICOS CON PREFERENCIA A LOS CUARCÍTICOS.**
 - 3. DISPONER ARMADURAS MÍNIMAS DE CONTRACCIÓN TÉRMICA.**
 - 4. CURAR EL HORMIGÓN.**
 - 5. HACER JUNTAS DE CONTRACCIÓN.**
- INTEMAC 

Figura 15

En la Figura 15 se indican los distintos métodos para eliminar o en su caso controlar la fisuración por contracción térmica.

AS PATOLOGIAS E AS REABILITAÇÕES ESTRUTURAIS

Aníbal Costa*

Correio electrónico: agc@fe.up.pt e acosta@civil.ua.pt

Resumo

O principal objectivo desta comunicação é apresentar as principais causas das patologias estruturais, procurando-se evidenciar os cuidados a ter para as evitar. Para algumas dessas causas é apresentado um exemplo prático em que se procura discutir a causa e depois a técnica de reabilitação e ou reforço estrutural usada.

Palavras-chave: Patologias Estruturais, Reabilitação Estrutural, Reforço Estrutural.

1 Introdução

O problema das patologias na construção e as medidas de reabilitação estrutural estão intimamente ligadas entre si e dependem, por um lado da causa e por outro lado da sua dimensão. A complexidade do comportamento das construções, envolvendo mecanismos, que na maior parte das situações são extremamente difíceis de julgar e de avaliar, torna indispensável que o diagnóstico dessas patologias seja efectuado por pessoas com experiência profissional e com um grande sentido crítico. Esta experiência, sendo muitas vezes de carácter pessoal, varia de pessoa para pessoa, e por isso, normalmente, dificulta a sua transmissão e o confronto de pontos de vista. Nesse sentido, é extremamente importante que este tipo de avaliação seja efectuada por uma equipa, que integre pessoas com essa experiência profissional, de modo a permitir a troca de pontos de vista e com isso beneficiar o trabalho dessa equipa e em particular a intervenção nas construções.

Perante a ocorrência de uma patologia estrutural, o estabelecimento de um diagnóstico é uma tarefa indispensável na procura de uma solução que conduza à eliminação dessa patologia. Em termos teóricos fazer um diagnóstico corresponde a operar um modelo de comportamento da construção em que as ligações entre as causas e os efeitos estejam perfeitamente estabelecidas [1].

* Professor Catedrático. Secção Autónoma de Engenharia Civil. Universidade de Aveiro.

2 Principais causas das patologias estruturais

As patologias estruturais dizem respeito aos fenómenos que afectam o comportamento da estrutura resistente do edifício, embora muitas vezes seja difícil separar a estrutura do resto do mesmo, no que se refere ao seu comportamento, já que, na maioria dos casos, as patologias estruturais afectam elementos não estruturais, introduzindo danos e outras vezes elementos não estruturais desempenham funções estruturais (por exemplo as paredes de alvenaria de tijolo). Assim, podem-se verificar situações em que uma determinada causa actuando num determinado elemento estrutural origina danos em elementos não estruturais e nestes casos o diagnóstico terá de conseguir avaliar a origem da causa e as suas repercussões.

Um diagnóstico correcto proporciona uma identificação precisa das causas e a avaliação rigorosa da situação real é condição indispensável para a correcta resolução do problema.

As principais causas das patologias estruturais podem ser sintetizadas no Quadro I [1].

De entre as causas assinaladas, verifica-se em vários países, incluindo Portugal, que as causas humanas, são a maior fonte do aparecimento de anomalias na construção. Estudos efectuados [2] [3] permitem estimar que as patologias estruturais se podem dividir nas seguintes percentagens:

- Erros de projecto e/ou cálculo – 51,5%
- Erros de execução - 38,5%
- Qualidade dos materiais - 16,2%
- Mau uso ou falta de manutenção – 13,4%
- Causas naturais ou excepcionais – 4,0%

Como se pode verificar a maior parte das patologias da construção tem origem em deficiências dos projectos, quer do projecto geral quer do projecto de especialidades. A maior parte das obras constroem-se a partir de ante – projectos, sendo os projectos de execução quase exclusivos das obras públicas. Além de insuficientes, os projectos apresentam-se frequentemente incompletos e incorrectamente elaborados por deficiente formação dos autores, in experiência ou falta de ética. Saliente-se o facto, cada vez mais corrente, do risco envolvendo a adopção ao nível do projecto de soluções novas, pouco conhecidas e experimentadas, a par do descuido com que são tratadas as soluções ditas tradicionais [4].

Quadro I – Principais causas das patologias estruturais

TIPO DE CAUSA	FASE	AGENTE
Humanas	Na fase de concepção e projecto	<ul style="list-style-type: none"> • Ausência de projecto • Má concepção • Inadequação ao ambiente (geotécnico, geofísico, climático) • Inadequação a condicionamentos técnicos - económicos • Informação insuficiente • Escolha ou quantificação inadequada de acções • Modelos de análise ou de dimensionamento incorrectos • Pormenorização deficiente • Erros numéricos ou enganos de representação
	Na fase de execução	<ul style="list-style-type: none"> • Má qualidade dos materiais • Impreparação da mão de obra • Má interpretação do projecto
	Na fase de utilização	<ul style="list-style-type: none"> • Ausência ou deficiência de fiscalização • Acções excessivas face ao projecto • Alteração das condições de utilização • Remodelação e alterações mal estudadas • Degradação dos materiais (deteorização anormal, incúria na utilização) • Ausência, insuficiência ou inadequação da manutenção
Acções Naturais	Acções físicas	<ul style="list-style-type: none"> • Gravidade • Variações de temperatura • Temperaturas extremas • Vento (pressão, abrasão, vibração) • Presença de água (chuva, neve, humidade no solo) • Efeitos diferidos (retração, fluência, relaxação)
	Acções químicas	<ul style="list-style-type: none"> • Oxidação • Carbonatação • Presença de água • Presença de sais • Chuva ácida • Reacções electroquímicas • Radiação solar (ultra-violeta)
	Acções biológicas	<ul style="list-style-type: none"> • Vegetais (raízes, líquenes, bolores, fungos) • Animais (vermes, insectos, roedores, pássaros)
Desastres Naturais		<ul style="list-style-type: none"> • Sismo, ciclone, tornado • Trovoada, cheia, tempestade marítima, tsunami • Avalanche, deslizamento de terras, erupção vulcânica
Desastres de Causas Humanas		<ul style="list-style-type: none"> • Fogo, explosão, choque, inundação

As deficiências na construção são também uma grande causa de anomalias, essencialmente devido à falta de mão de obra qualificada e especializada. Cada vez mais nas obras se recorre aos sub – empreiteiros e aos tarefeiros, cuja remuneração depende da velocidade de execução e onde a falta de qualidade é notória. O gosto pela profissão e por aprender a arte de uma forma gradual e consistente desapareceu. É normal nas obras que o único representante do empreiteiro seja o encarregado, sobre o qual descarrega grande parte da responsabilidade das mesmas e, conseqüentemente, da sua qualidade.

A falta de qualidade na construção é traduzida também pela ausência de uma política de controlo e garantia da qualidade dos materiais, a par de regras muito bem definidas de comercialização e certificação dos mesmos.

Um dos grandes problemas actualmente é que cerca de 72% das patologias referidas correspondem a edificios construídos nos últimos 20 anos. E em 50% aparecem antes dos dois primeiros anos. Esta patologia precoce, como designou Appleton [4] há alguns anos, é cada vez mais frequente e cada vez mais preocupante. O facto surpreendente de um edificio que antes de estar construído já está doente, ou que logo nos primeiros anos de vida já apresenta problemas muito graves, é potenciador da geração de uma série de conflitos entre os diversos intervenientes no processo, que obriga a procedimentos legais, extremamente delicados e complicados e em que normalmente a vítima é o dono de obra e muitas vezes o utilizador final do edificio. Outras vezes procede-se a obras de reabilitação e reforço, que pretendem sempre repor a segurança regulamentar. Mas como é evidente esta solução corresponderá sempre a uma obra reparada e nunca à obra nova de qualidade que deveria ter sido construída.

De entre os variados casos de obras em que temos intervindo ao longo dos tempos, procurou-se seleccionar três que abordassem algumas das causas referidas. Os dois primeiros casos abordam as causas humanas relacionadas com o projecto e execução de obra e no terceiro caso aborda-se o problema do fogo que está englobado nos desastres devidos a causas humanas.

3 Reabilitação e Reforço

3.1 Acção Humana – Erro de Projecto / Execução

Apresenta-se um trabalho de avaliação estrutural de um edificio, devido ao colapso de um pilar ao nível do rés do chão, que levou à sua desocupação até que as obras de reforço estrutural fossem realizadas.

Nesta apresentação procura-se definir as principais etapas realizadas e apresenta-se a solução de reforço usada.

Segundo o processo constante dos arquivos da Câmara o processo foi licenciado em 31 de Dezembro de 1991 e a licença de ocupação foi emitida em 27 de Novembro de 1995, tendo o colapso do pilar ocorrido no início de 2003.

O edifício está situado no cruzamento de duas ruas, sendo portanto um edifício de gaveto com cave, rés do chão, 7 andares e um piso recuado. O acesso à cave é realizado por uma das ruas, praticamente de nível. O acesso aos andares localiza-se na outra rua e na extremidade do prédio, deste lado da rua, a cave está praticamente toda enterrada. Do lado poente o terreno confinante está a uma cota que atinge o 2º andar do edifício.

O edifício estruturalmente é realizado em estrutura porticada em betão armado, com lajes aligeiradas. Apresenta um núcleo central, realizado em betão armado, correspondente à caixa de elevadores e as paredes laterais são realizadas ao nível da cave e na parte poente até ao 2º andar por muros de suporte também em betão armado, figura 1. No projecto a caixa de escadas está indicada como sendo maciça, com 20 cm de espessura, mas no local foi realizada com pilares de betão armado nos cantos e paredes de alvenaria de tijolo de 20 cm.

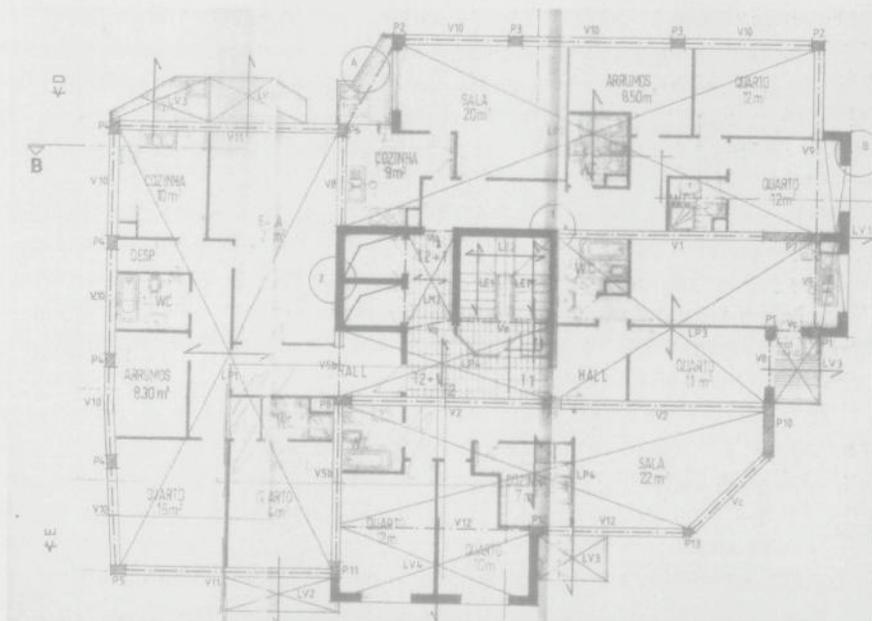


Figura 1: Planta estrutural do piso tipo

A malha estrutural é regular, apresentando para cada rua um avançado, salientando-se um deles, pela sua expressão, com 2,40m de vão. O andar recuado

apoia-se em pilares criados ao nível do piso do pavimento do andar de baixo. Os pilares em betão armado apoiam-se em sapatas realizadas a pequena profundidade, cerca de 0,50m. Com vista a alcançar os objectivos preconizados, para além da modelação numérica da estrutura, foram realizados os seguintes trabalhos:

- Levantamento estrutural, compreendendo a medição à fita e com um distanciómetro dos vãos e das dimensões das secções dos elementos estruturais de betão armado;
- Análise dos danos observados;
- Identificação do tipo de aço;
- Sondagem para identificação de armaduras;
- Sondagens para identificação do tipo de fundação;
- Teste de ensaio de dureza superficial do betão e de resistência à penetração;
- Extracção de carotes para realização de ensaios para caracterização do tipo de betão.

A partir dos desenhos fornecidos pela Câmara, verificaram-se algumas medidas, actualizaram-se cotas de pisos e obtiveram-se as secções dos pilares.

Na inspecção ao edifício visitaram-se todos os pisos e apartamentos tendo-se concluído que o edifício se encontrava em bom estado de conservação, [5], verificando-se como dano principal a ocorrência da rotura do pilar no canto do edifício (pilar P13, ver figura 1) virado para o cruzamento das duas ruas, figura 2.

De seguida procedeu-se à identificação do tipo de aço existente na obra, tendo-se concluído que correspondia ao A400 e foram realizadas várias sondagens em alguns pilares para identificação das armaduras, tendo-se verificado que na generalidade das situações as armaduras estavam conforme o projecto, figura 3. Procedeu-se também a algumas escavações para confirmar o tipo de fundações e respectivas dimensões.

Para aferir a qualidade do betão usou-se o esclerómetro ou martelo de Schmidt que permite, de uma maneira bastante simples e expedita, a avaliação da dureza superficial do betão e da sua resistência à compressão. A utilização deste procedimento não dispensa a realização de ensaios sobre provetes extraídos da estrutura para uma avaliação mais realista da resistência à compressão do betão. Contudo, é um ensaio de enorme utilidade para o fornecimento de uma primeira ordem de grandeza dos valores daquela resistência e para a verificação da uniformidade das características do betão em diferentes pontos de uma mesma estrutura.

A análise dos resultados obtidos com o esclerómetro e os ensaios das carotes, permitiram concluir que o betão usado na construção poderia ser consi-

derado um B20 e que eventualmente na maioria das situações a classe do betão seria superior.

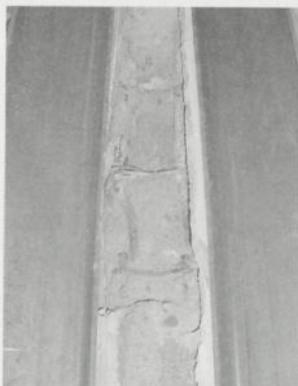


Figura 2: Pilar colapsado

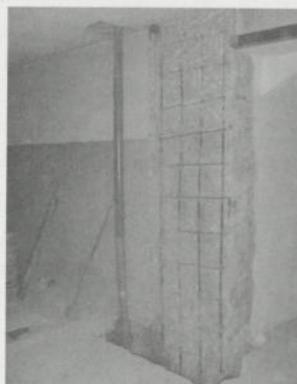


Figura 3: Armadura num pilar

Procedeu-se então à avaliação da segurança estrutural do edifício, que nestes casos é sempre uma questão bastante delicada, mas que sendo o aspecto principal deste tipo de trabalhos, interessa referir os pontos de vista que, normalmente se adoptam.

O edifício, como se referiu anteriormente, foi construído no início dos anos 90.

Ao equacionar o problema da segurança global da estrutura e a sua aptidão às funções previstas, devem por isso procurar-se aquelas exigências que deverão em absoluto ser cumpridas. Isto não apenas no momento actual, mas ainda num período esperado de vida útil que, atendendo à avaliação agora efectuada, pode ser estimado, tal como em condições normais, em novo período de 50 anos. Em termos estritamente regulamentares, a verificação da segurança consiste em comprovar que a estrutura existente está em condições de desempenhar as funções que a sua utilização exige em termos de estados limites últimos e de utilização, ou seja:

- que as acções resistentes suportam em boas condições as acções previstas para o edifício;
- que as flechas máximas previstas se situam em valores aceitáveis;
- que estão cumpridas todas as regulamentações relativas às disposições construtivas;
- que existe suficiente protecção das armaduras de modo a garantir as exigências de durabilidade.

Das inspecções efectuadas e da análise do projecto do edifício considera-se fundamental a satisfação da 1ª condição, já que as outras alíneas estão em princípio satisfeitas e no caso da deformação da consola, com um vão demasi-

ado elevado, seriam tomadas as medidas julgadas indispensáveis no sentido de minorar as deformações introduzidas nos primeiros pisos.

Para a verificação da segurança da estrutura foi usado um programa de cálculo automático, tendo-se considerado as acções e as combinações regulamentares e calculados os esforços nos diversos elementos estruturais. A análise desses esforços permitiu concluir que as lajes e as vigas se encontravam bem dimensionadas, verificando-se que as vigas apresentavam algum excesso de armadura positiva, que estará relacionado com o tipo de modelo de cálculo usado no dimensionamento do edifício e que os pilares apresentavam algumas deficiências de armadura.

Estes cálculos foram efectuados com base nas secções extraídas do projecto de licenciamento. Como em obra foram encontradas diferenças importantes entre o que estava projectado e o que foi construído foi efectuado novo cálculo, com as dimensões encontradas em obra, verificando-se que alguns dos pilares não tinham secção suficiente, pelo que foi necessário proceder ao reforço da secção desses pilares e efectuado novo cálculo para essa hipótese de reforço.

Nos pilares em que a armadura não era suficiente recorreu-se à utilização de cantoneiras nos cantos, de modo a satisfazer a área da armadura em falta. O pilar que correspondia à zona do apoio do corpo balançado (pilar P12, ver figura 1) foi reforçado de modo a garantir o apoio à parede de betão que foi introduzida no canto em balanço.

Nas figuras seguintes apresentam-se algumas imagens das soluções de reforço usadas.



Figura 4: Colocação de cantoneiras em pilares



Figura 5: Preparação para acabamento do pilar.

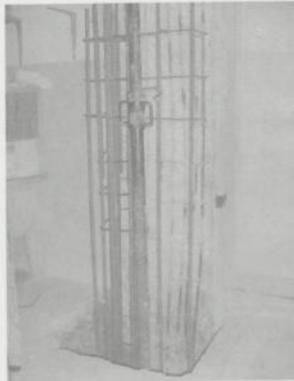


Figura 6: Reforço de pilares.



Figura 7: Aumento de secção de pilares



Figura 8: Realização de paredes de betão armado



Figura 9: Reforço de pilares em caixa de escadas

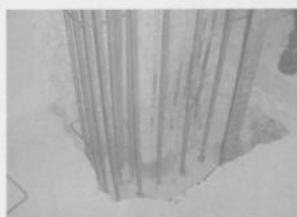


Figura 10: Aumento de secção de pilares



Figura 11: Reforço com cantoneiras



Figura 12: Reforço de pilares

3.2 Acção Humana – Má execução

Na sequência de uma solicitação efectuada ao Instituto da Construção (IC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), elaborou-se um relatório de inspecção que visava avaliar as patologias existentes numas esculturas ornamentais que encimam um edifício sito no Porto e posteriormente estabelecer um projecto de reforço para garantir a sua segurança estrutural. Este edifício construído nos anos 20, da autoria do Arq. Marques da Silva foi dos primeiros edifícios construídos em betão armado na Cidade do Porto.

Foram realizadas diversas deslocações técnicas ao edifício de forma a avaliar o estado geral das esculturas e definir estratégias de trabalho, tendo-se efectuado uma inspecção que envolveu o levantamento sistematizado das pato-

logias que se estavam a verificar nestas esculturas e no corpo cimeiro do edifício [6].

O edifício constituído por 2 caves, R/C, 3 pisos mais um piso recuado, figura 13, foi sujeito a obras interiores para instalação das lojas agora existentes. O vão do telhado possui ainda na sua zona central um piso suplementar. As fachadas são constituídas por paredes resistentes de alvenaria de pedra revestidas a argamassa de cimento com trabalhado em fingido de cantaria.

A encimar um vão das fachadas existem dois arcos com tímpano sobre a varanda do andar recuado, conforme se pode observar na figura 14, e sobre estes arcos existem duas esculturas representando uma figura masculina e uma figura feminina e que se destacam cerca de 0,80m para fora do plano da fachada. As duas imagens e os elementos decorativos que fazem parte do conjunto escultórico em cada arco, desenvolvem-se ao longo de cerca de 3,90m.



Figura 13 – Vista parcial do edifício



Figura 14 – Pormenor do arco na fachada

Na figura 15 apresenta-se uma imagem das paredes de fachada junto à cobertura onde estão situados estes elementos escultóricos e na figura 16 apresenta-se uma imagem que explicita o posicionamento destes face ao plano da fachada. Face ao posicionamento dos elementos escultóricos decorativos situados em consola junto à cobertura do edifício, e estando este edifício localizado no gaveto de duas das ruas mais movimentadas da cidade do Porto, foram consideradas preocupantes as patologias observadas quer nos elementos escultóricos, quer nas fachadas que servem de apoio a estes elementos.

Nas figuras 17 e 18 apresenta-se um exemplo do tipo de fissuração encontrado e considerado mais gravoso.

No piso recuado detectou-se fissuração longitudinal num pilar circular executado em betão armado. Este pilar, da origem da construção, não parece ter grande importância no funcionamento estrutural do edifício, apresentando-se mais como elemento decorativo. Após se ter retirado parte do reboco adjacente à fissura, verificou-se que este pilar, na zona que ficou visível, não possuía armadura transversal, ou seja estribos de cintagem.



Figura 15 – Parede da fachada onde apoiam as imagens



Figura 16 – Posicionamento das esculturas face ao plano da fachada

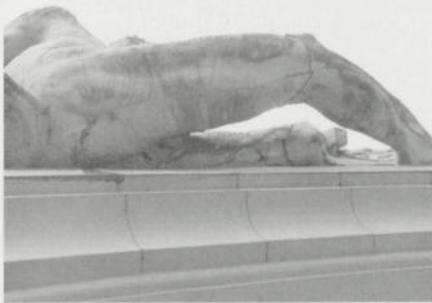


Figura 17 – Fissura pronunciada no elemento masculino

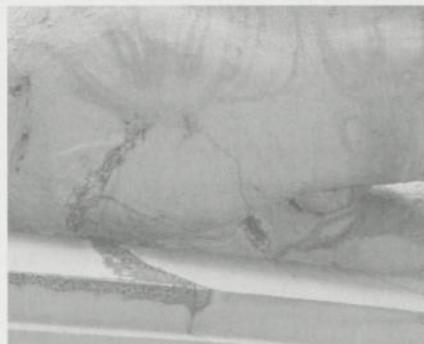


Figura 18 – Pormenor da fissura

Essa fissuração que se ilustra nas figuras 19 e 20, é mais um indício de que este pilar previsto para cargas de compressão muito baixas, está a ser sujeito a forças de compressão elevadas.



Figura 19 – Fissuração em pilar

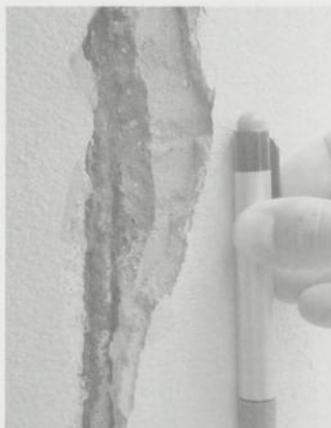


Figura 20 – Pormenor da fissura

De forma a se ter um correcto conhecimento do material constituinte dos elementos escultóricos e da parede que lhe serve de apoio, foram extraídas carotes para caracterizar estes materiais e o sistema construtivo usado.

Retirou-se uma primeira amostra do corpo da figura masculina, com um diâmetro de cerca de 2,5cm, que revelou existir um grande volume de fragmentos de tijolo maciço envolvidos numa argamassa de cimento, mas que devido à sua fragmentação não permitiu ser conclusivo acerca da sua constituição. Aumentou-se então o diâmetro dessa carotagem para cerca de 4,5cm, obtendo-se uma amostra mais significativa constituída por uma mistura de argamassa de cimento com fragmentos de tijolo maciço. Quando se atingiu a profundidade de cerca de 16,5cm no interior do elemento escultórico, verificou-se que o seu interior era oco. Nas Figuras 21 e 22 apresentam-se imagens das amostras recolhidas

A inspecção efectuada permitiu concluir que a fissuração que se verificava nos elementos escultóricos decorativos que encimam o edifício em questão atinge, nalguns casos, níveis preocupantes, podendo pôr em risco a segurança dos trauseuntes que circulam nas imediações do edifício, e que a fissuração verificada nas paredes da fachada e num pilar do andar recuado sobre a R. de Passos Manuel, sugerem um ligeiro movimento de rotação destas fachadas para o exterior.

Foi também possível concluir que a fissuração nas estátuas estavam associadas a obras realizadas há cerca de 5 anos, em que na pintura do edifício usaram tintas plásticas que impermeabilizaram as estátuas impedindo o material de respirar e originando um processo de degradação acelerada que deu origem às patologias entretanto detectadas.



Figura 21 – Carotagem na figura masculina

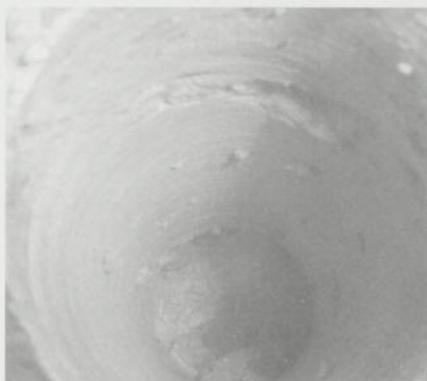


Figura 22 – Vista interior da carote.

Como conclusão final, considerou-se ser muito urgente uma intervenção nos elementos escultóricos decorativos que encimam as fachadas do edifício Palladium no Porto, dado que está a ser posta em causa a segurança de pessoas e bens.

O projecto de reforço de fixação das estátuas previa o seguinte, [7]:

1. Limpeza adequada da superfície que compõe a perna da estátua, esccorando se necessário esse membro;
2. Estabilização da fendilhação com a injeção de uma resina de poliuretano, sempre que necessário, e tratamento da armadura interna de suspensão da estátua: método a definir em obra;
3. Restabelecimento do esqueleto exterior do corpo da perna por aplicação de cintas exteriores com 5 cm de largura, constituído por duas camadas de tecido de GFRP (vidro com resistência alcalis), impregnadas e aplicadas com a respectiva resina de saturação indicada pelo fornecedor do compósito. Estas cintas formam um anel envolvendo o perímetro da perna, com sobreposição das extremidades num comprimento de 5 cm, distribuindo-se ao longo de todo o comprimento do membro inferior, afastadas entre eixos de 20 cm;
4. Reforço da fixação da perna à fachada do edifício (zona do pé) através da colagem de uma faixa, de 10 cm de largura e 20 de comprimento, constituída por 3 camadas de manta unidireccional de CFRP. Esta deve ser aplicada na parte posterior do membro junto ao pé e encastrada na fachada por selagem da manta num rasgo executado na alvenaria utilizando-se a resina de saturação indicada pelo fornecedor do compósito;
5. Conclusão do restabelecimento do corpo global da perna da estátua por confinamento contínuo desta com uma camada de tecido de GFRP, impregnada e colada com a respectiva resina de saturação indicada pelo

fornecedor do compósito. Esta fase deverá ser executada depois de estabilizadas as fases 3 e 4;

6. Aplicação dum acabamento de protecção dos materiais compósitos aos agentes UV, reajuste das formas exteriores da escultura e pintura final.

Nas figuras seguintes apresentam-se algumas imagens das soluções de reforço usadas.



Figura 23: Limpeza e escombramento do membro



Figura 24: Aplicação das cintas exteriores



Figura 25: Reforço da fixação e impregnação.



Figura 26: Confinamento contínuo com uma camada de tecido



Figura 27: Acabamento final e pintura



Figura 28: Confinamento do pilar com camada de tecido

3.3 Acção do Fogo

O presente trabalho refere-se à avaliação da segurança estrutural de um edifício, figura 29, na sequência de um incêndio, iniciado num piso intermédio, que se propagou a todo o edifício.



Figura 29: Edifício objecto do estudo

O edifício, com cave, rés do chão e dois andares, com aproveitamento do sótão, apresentava uma estrutura adaptada ao acondicionamento de autocarros, com grandes vãos e com grandes portões de entrada para permitir a entrada franca dos mesmos.

O incêndio, de grandes proporções, afectou de forma mais gravosa a estrutura da cave e do rés do chão e de um piso intermédio, originando danos acentuados em pilares, vigas e lajes da cave e em pilares, paredes e cobertura do rés do chão. Em função da extensão dos danos pretendia-se avaliar até que ponto a estrutura do edifício tinha sido afectada e que medidas de reabilitação e reforço se deveriam adoptar para a habilitar, com as necessárias condições de segurança.

De um modo geral os estudos desenvolvidos tiveram como finalidade:

- avaliar o estado de conservação dos diversos elementos estruturais;
- propor soluções de reabilitação e reforço, de modo a que a segurança estrutural do edifício fosse reposta, tendo em vista futuras utilizações.

Para a prossecução destes objectivos foram realizadas campanhas de observação em que foram:

1. realizadas diversas visitas ao local, tendo sido inspeccionadas visualmente as várias partes da obra e elementos estruturais;
2. recolhidas amostras dos materiais empregues para a determinação das suas características e condições de conservação;
3. realizadas prospecções para determinação das armaduras existentes;
4. efectuados cálculos estruturais com vista à avaliação das condições de segurança;
5. propostas soluções de reabilitação e reforço;

6. execução de ensaios de carga, após a conclusão das obras, para comprovação das soluções de reforço.

A primeira parte do trabalho compreendeu, logo após o incêndio, a observação no local. Segundo o que se pode apurar, o incêndio iniciou-se num piso intermédio, entre o rés do chão e o 1º andar, numa zona onde funcionava um pequeno escritório e as instalações sanitárias, tendo-se propagado a todo o edifício. Na cave e no rés do chão existiam estruturas "tipo Dexion", que realizavam prateleiras onde era colocado material, sendo muito dele inflamável. Foram tiradas várias fotografias a seguir ao incêndio, apresentando-se algumas relativas à cave e ao rés do chão.

Nas figuras 30 a 35 apresentam-se diversos aspectos das instalações, ao nível da cave, após a ocorrência do incêndio. Na sequência do incêndio alguns pilares ficaram seriamente danificados, como se pode verificar nas figuras 32 e 35 bem como algumas vigas e lajes, figura 31 e figura 34.



Figura 30: Vista da cave do início da rampa de acesso à mesma.



Figura 31: Vista geral da cave.



Figura 32: pilar danificado



Figura 33: Vista do rés do chão debaixo do edifício



Figura 34: Vista dos painéis de laje



Figura 35: pilar danificado

Segundo o que se pode apurar, o edifício foi construído nos finais dos anos 60, tendo o projecto sido aprovado em 27 de Junho de 1968. Como já foi referido, funcionou durante muitos anos como garagem de autocarros na cave e

no rés do chão, sendo os andares superiores destinados a escritórios. Para que a entrada e a circulação dos autocarros se fizesse com relativa facilidade, foi elaborado um projecto de estruturas adaptado a tal função.

Da pesquisa efectuada na Câmara Municipal foi possível obter as plantas estruturais dos diversos pisos, pormenorização das armaduras dos pórticos que realizam esses pisos e pormenorização de armaduras de lajes, vigas e pilares. A análise das peças desenhadas permitiu concluir que a estrutura construída é muito diferente da que foi licenciada na Câmara Municipal. Esta constatação obrigou a um levantamento geométrico de toda a estrutura, que permitiu a elaboração de novas plantas estruturais do edifício. Esta contradição entre os elementos de projecto e os encontrados em obra, obrigou a uma caracterização mecânica dos materiais existentes em obra e a uma verificação das diferentes secções das peças e das armaduras dos diferentes elementos estruturais.

De forma sumária podemos referir que a inspecção realizada ao edifício para recolha dos elementos referidos, permitiu comprovar a maior parte dos danos verificados nas visitas anteriores, tendo-se sistematizado, com representação em plantas, as fotografias obtidas por piso. No entanto evidenciou um dano muito grave em três vigas principais, figura 36, que não tinha sido detectado nas visitas anteriores. Este facto sucedeu porque nas visitas anteriores ainda não se tinha procedido a uma limpeza cuidada dos diversos elementos estruturais e não existiam meios de acesso às vigas, dado que se encontravam localizadas a uma altura considerável.

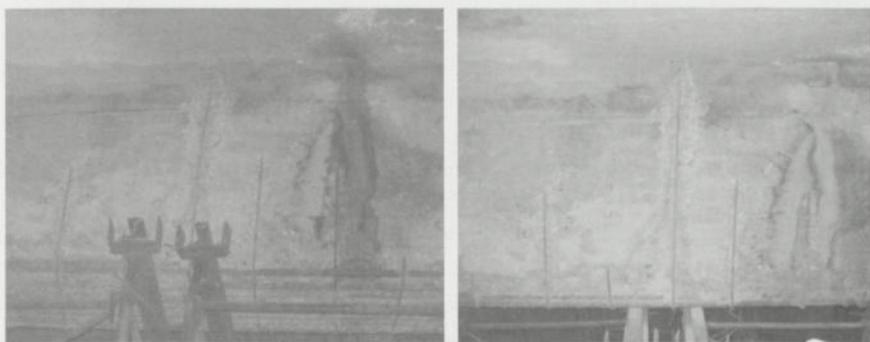


Figura 36: Patologias associadas a vigas

Este dano, fendas quase verticais, com início junto ao fim dos empalmes, em três vigas principais, sucedeu porque o empalme das armaduras inferiores é realizado a meio vão e com o desaparecimento do betão que envolvia as armaduras a transmissão do esforço entre armaduras deixou-se de poder fazer. Este

facto mostra que grande parte das armaduras já não se encontravam a trabalhar sendo urgente tomar-se medidas de modo a evitar o colapso destas vigas.

Esta inspecção permitiu também identificar os materiais que constituem as paredes, pisos e pilares e foram registadas as dimensões e a localização de vigas e pilares, para se proceder à elaboração de plantas estruturais.

A solução estrutural adoptada para o pavimento do primeiro piso, (tecto da cave), consiste em lajes maciças armadas nas duas direcções, com espessura em torno dos 15 cm, que apoiam numa "grelha" de vigas principais e secundárias delimitando painéis rectangulares com cerca de 3,70 x 5,90 m (ver figura 37).

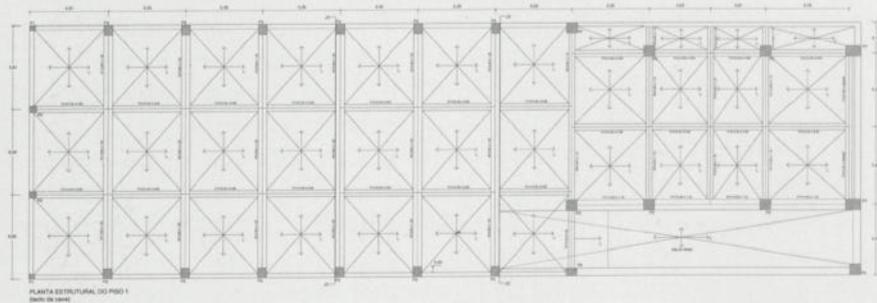


Figura 37: Planta estrutural do piso 1

Nos pisos superiores a estrutura de betão armado, é realizada por um reticulado de pilares e vigas, que dão apoio a lajes maciças armadas numa direcção e na cobertura a lajes aligeiradas de vigotas pré - esforçadas. As escadas são em betão armado e ligam à estrutura do edificio através de patamares também em betão armado.

A estrutura resistente do edificio é constituída, na cave, por pórticos paralelos à rua, espaçados de 4,80m, vencendo o vão total, 17,30m na parte de trás do edificio, e na zona frontal do edificio, este vão é diminuído pelo espaço ocupado pela rampa de acesso à cave e pelas escadas de acesso aos andares, o que origina pórticos de 3 tramos, variáveis, correspondendo o primeiro vão à largura da rampa, 4,60m, o segundo a 11,6m e o terceiro a 1,20m. Nos andares a estrutura é constituída por pórticos que se desenvolvem nas fachadas principal e posterior e que dão apoio a vigas que, apoiando nestes pórticos, realizam o vão total do edificio. Estas vigas dão apoio a lajes maciças, armadas numa direcção.

Os materiais constituintes dos diversos elementos estruturais foram devidamente caracterizados, tendo-se realizado uma campanha de extracção de ca-

rotos, que permitiu uma detecção indirecta das armaduras e a obtenção de provetes para ensaios em laboratório.

Foram extraídas cinco carotes, sendo quatro carotes em painéis de lajes do piso 1 e uma num pilar. Através da execução das 4 carotes nas lajes foi possível saber qual a sua espessura, qual o recobrimento e confirmar o diâmetro das armaduras previamente obtido com o paquímetro.

Na figura 38 pode-se observar um aspecto da recolha das carotes e na figura 39 uma das carotes recolhidas.



Figura 38: Extracção de amostras



Figura 39: Carote extraída

O ensaio das carotes extraídas das lajes e do pilar permitiu concluir estarmos na presença de um betão C20/25.

A prospecção efectuada permitiu concluir que a armadura da laje na zona do piso 1, correspondente à parte de trás do edifício, era formada por uma malha com $9 \text{ } \varnothing \text{ } 12/\text{m}$ na direcção perpendicular às vigas principais e por $9 \text{ } \varnothing \text{ } 8/\text{m}$ na direcção das vigas principais. Como era habitual na época, 50% da armadura sobe para o apoio a cerca de 0,20 do vão. O recobrimento das armaduras era de 15mm.

Alguns dos pilares apresentavam a armadura à vista, pelo que em alguns casos a prospecção das armaduras foi efectuada com facilidade, noutros casos foram inspeccionados com o detector de armaduras e também por prospecção directa, retirando o reboco e o recobrimento dos mesmos. Assim, retirou-se o recobrimento de um dos pilares de secção rectangular da cave, isto em constante interacção do operador com o detector de armaduras de modo a não se danificar a armadura desnecessariamente. Pôde determinar-se qual o diâmetro da armadura, a sua disposição e o recobrimento. A prospecção também permitiu avaliar a qualidade do betão pela dificuldade evidenciada na sua realização.

Na figura 40 apresenta-se um aspecto das prospecções efectuadas a um dos pilares do rés do chão e na figura 41 pode-se observar a armadura desse mesmo pilar.



Figura 39: Prospecção num pilar



Figura 40: Armadura num pilar

Foram ainda efectuadas inspecções indirectas a diversos pilares ao longo dos pisos do edifício e em vários foi possível a visualização das armaduras e a leitura dos diâmetros das armaduras com recurso ao paquímetro.

A partir da utilização conjunta do detector de armadura e da prospecção foi possível estimar a armadura dos pilares em altura. A detecção das armaduras positivas na generalidade das vigas foi um trabalho que se mostrou muito facilitado pelo facto de na maioria delas o recobrimento ter saltado, o que permitiu, por observação directa, obter o número e o diâmetro das armaduras. As vigas dos andares superiores foram igualmente inspeccionadas permitindo o conhecimento das secções e das armaduras nos diversos pisos.

A verificação da segurança numa obra desta natureza é sempre uma questão bastante delicada. Neste caso usaram-se os pontos de vista já referidos na verificação do edifício visado no ponto 3.1.

Assim e tendo em conta o tipo de sinistro ocorrido, havia que seleccionar um conjunto de elementos mais afectados e mais representativos, para uma análise cuidada da segurança, presumindo-se uma situação idêntica relativamente aos restantes elementos estruturais.

Tendo em conta o tipo de estrutura, considerou-se para verificação da segurança da estrutura dois pórticos transversais, um situado na parte de trás do edifício, com um vão maior e que tenha sido mais afectado, e outro na zona por debaixo do edifício contendo um dos pilares mais afectados. Estas escolhas foram também reflectidas nos ensaios de carga efectuados após a execução das obras de reforço, já que foram estes os pórticos ensaiados. Para cada um dos elementos estruturais que os constituem foram realizados os correspondentes cálculos de comprovação.

Igualmente e pelas mesmas razões efectuaram-se cálculos de verificação da segurança para os painéis de laje situados junto a estes pórticos.

A verificação de segurança em termos de esforços foi efectuada comparando-se os esforços resistente com os esforços actuantes provenientes da actuação das cargas regulamentares.

As verificações de segurança em relação ao estado limite de deformação consistiram em comparar os valores máximos das flechas obtidas (para combinações frequentes) com os valores máximos regulamentares (1/400 do vão ou 1,5 cm no caso em que a deformação das lajes afecte paredes divisórias). Neste caso a comparação foi efectuada através do valor medido no ensaio de carga, que no caso presente, para uma carga de 700 kN/m^2 foi muito reduzida.

No caso dos pórticos transversais verificou-se existir algum excesso de capacidade para momentos negativos e um ligeiro défice de capacidade resistente para momentos positivos.

Em função dos esforços obtidos no cálculo e do tipo de danos encontrados nas vigas elaborou-se uma solução de reforço, que consistiu essencialmente no seguinte:

1. Limpeza prévia das superfícies a jacto de água;
2. Definição das áreas a intervir;
3. Remoção do betão desagregado e preparação da superfície envolvente das armaduras;
4. Soldadura dos varões da armadura na zona do empalme;
5. Protecção da armadura com um revestimento anticorrosivo para armaduras e agente de colagem;
6. Colocação de uma cantoneira $75 \times 75 \times 8$ nos cantos inferiores da viga, soldada com uma barra a cada 40 cm aos varões longitudinais da viga. Estas cantoneiras teriam um comprimento de 12 m;
7. Colocação de uma chapa com 100×8 mm na base das vigas, a ligar as duas cantoneiras e que permitira a colocação de uma cofragem nessa mesma base;
8. Colocação de uma chapa, com 50×8 mm de cada lado das vigas, (tipo estribo), com cerca de 50 cm de altura e espaçada de 40 cm, que deveria ser soldada às cantoneiras e chumbada à alma da viga;
9. Betonagem da base da viga entre as cantoneiras com um micro - betão muito fluído, de granulometria controlada;
10. Colocação de uma rede de galinheiro a envolver toda a viga (lados e base) para permitir a colocação de argamassa para realizar o recobrimento das armaduras, com uma espessura mínima de 30 mm.

Apresenta-se nas figuras 41 e 42 dois esquemas do projecto de reforço que correspondem às fases 6 e 9.

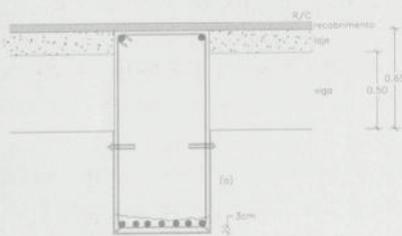


Figura 41: Colocação de uma cantoneira 75 x 75 x 8 na base da viga

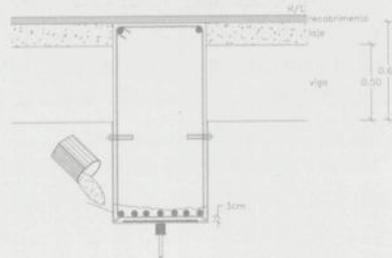


Figura 42: Betonagem da base da viga

No caso dos pilares foi possível verificar, pelo cálculo estrutural, que na generalidade dos casos verificavam as condições de segurança em relação aos estados limites últimos.

Dois dos pilares, os que se encontram na zona da rampa, tinham sido bastante afectados pelo que a metodologia de reforço a usar, nestes, consistiu no seguinte:

1. Remoção do betão degradado;
2. Limpeza das superfícies;
3. Preparação e protecção das armaduras;
4. Colocação de chapas de ferro com espessura de 30 mm, em cada face, sob resina epoxi, que deverá ser colocada por injeção sob pressão;
5. Estas chapas seriam soldadas nos cantos, soldadura contínua, ao longo de toda a altura do reforço;
6. As chapas teriam furos ovais na sua superfície, onde seriam colocados Dwidaggs 32, que deveriam ligar as chapas opostas, sendo apertadas e colocadas porcas e contra - porcas;
7. Todas as chapas deveriam ser metalizadas a 40 microns;
8. Todas as zonas soldadas seriam metalizadas a frio e utilizado um primário do tipo Icosit E6-1;
9. Todas as zonas soldadas deveriam ser soldadas em cordão contínuo nunca inferior a 30 mm e sem vazios (poros);
10. A espessura do cordão de solda contínuo deveria ser igual à espessura da menor peça a ligar e nunca superior a 0,7 da peça com maior espessura;
11. O operador de soldadura deveria possuir carteira profissional de soldador;
12. Todas as superfícies metálicas, bem como todas as zonas de soldadura, levariam no final um primário Friazinc R da SIKA em 2 demãos, se-

guido de barramento através de Icosit – Poxicolor Primer HE (1 demão) e finalmente Icosit – Poxicolor (2 demãos).

Apresenta-se nas figuras 43 e 44 dois esquemas do projecto de reforço que correspondem ao reforço de um dos pilares.

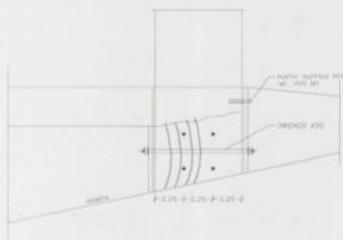


Figura 43: Reforço de pilar

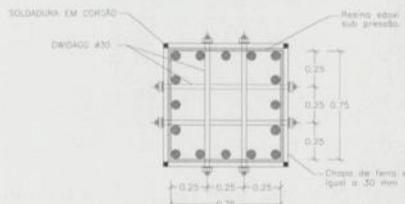


Figura 44: Reforço de pilar

Como já foi referido, após a execução em obra das propostas de reabilitação e reforço seriam realizados ensaios de carga para comprovação dessas soluções de reforço.

Assim foram efectuados ensaios de carga, [8], que tiveram como principal objectivo a verificação do comportamento da estrutura para carregamento máximos de 6 kN/m^2 em vigas e laje e 7 kN/m^2 em pilares.

A análise dos resultados permitiu concluir que a estrutura manteve um comportamento elástico para os níveis de carga a que foi submetida tendo-se obtido um deslocamento máximo de 3,29 mm (correspondente a uma relação vão/deformação de 5 258) e não foram detectadas fissuras ou outras quaisquer alterações de índole estrutural, pelo que se considerou que o comportamento estrutural, após reforço, se situava dentro do esperado, estando a estrutura apta para as solicitações para que foi calculada.

Nos trabalhos de reparação estrutural interessa adoptar procedimentos que assegurem resultados satisfatórios a longo prazo. Qualquer que seja a técnica utilizada na reparação é sempre necessário começar por eliminar o betão degradado e proceder ao tratamento e/ou substituição de armaduras. Assim para além do reforço de vigas e pilares já referidos foi necessário proceder a uma reparação geral da estrutural que consistiu essencialmente na regeneração do betão e que nestes casos, em que existem elementos construtivos afectados por corrosão de armaduras e destacamento de betão, deve incluir 5 etapas:

- Remoção do betão degradado;
- Limpeza das superfícies;
- Preparação e protecção das armaduras;
- Reconstituição do material de recobrimento;
- Acabamento.

- Remoção do betão degradado

Nas figuras seguintes apresentam-se algumas imagens das soluções de reforço usadas.

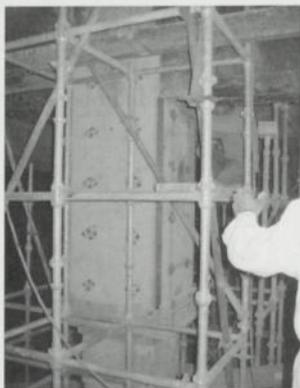


Figura 45: Reforço de pilar



Figura 46: Reforço de pilar

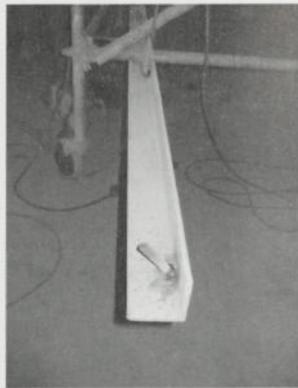


Figura 47: Cantoneira para reforço da viga



Figura 48: Reforço de viga



Figura 49: Reforço de pilar



Figura 50: Regeneração do betão

4 Conclusões

Foram apresentadas neste trabalho as principais causas das patologias estruturais e evidenciadas as mais relevantes com particular incidência nas acções humanas, nomeadamente os erros de projecto e de execução.

Apresentaram-se três casos práticos de reforço estrutural, em que os dois primeiros casos abordam as causas humanas relacionadas com o projecto e execução de obra e no terceiro caso aborda-se o problema do fogo que está englobado nos desastres devidos a causas humanas.

Para cada um dos casos são apresentadas as técnicas de inspeção e as metodologias seguidas na avaliação da segurança estrutural e as soluções de reforço usadas.

5 Agradecimentos

Um trabalho desta natureza só é possível realizar contando com a colaboração de uma série de colegas que integram o Núcleo de Conservação e Reabilitação D' Edifícios e Património (NCREP) da FEUP nomeadamente do Prof. João Paulo Miranda Guedes e da Eng. Esmeralda Paupério. Não posso deixar de fazer uma referência, com muito apreço, a todos os colegas, que não sendo do NCREP, estão sempre disponíveis para colaborar com a equipa, neste caso, um agradecimento especial ao Prof. Luís Juvandes pela sua preciosa colaboração.

6 Referências Bibliográficas

- [1] Vasconcelos Paiva, J.; Cansado Carvalho, E.; Cavalheiro Silva, A. – *Patologia das Construções*. 1º Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, Julho de 1985, LNEC, Lisboa.
- [2] Vieitez Chamosa, J.A. – *Patologia Estrutural. Aspectos Químicos, Normativa e Estadística*. Tesis Docotoral, UPN, Março, 1984.
- [3] GEHO. *Encustas de Patologia*. Madrid, Febreo, 1992.
- [4] Appleton, J. – *Patologia Precoce dos Edifícios*. pp. 823-833. 2º Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, 27 de Junho a 1 de Julho de 1994, LNEC, Lisboa.
- [5] Costa, A.; Paupério, E.; Costa, P. - *Trabalhos de avaliação estrutural do edifício sito na intersecção das ruas Rei Ramiro e José Falcão, Vila Nova de Gaia*. Requerente: Irva, Lda. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Fevereiro, 2003, FEUP, Porto.
- [6] Costa, A.; Miranda Guedes, J.; Arêde, A.; Paupério, E. - *Relatório sobre as patologias observadas nos elementos escultóricos decorativos do Edifício Palladium no Porto*. Requerente: Carlos Guedes, Engenharia, Lda. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Junho, 2003, FEUP, Porto.
- [7] Juvandes, L.; Costa, A. – *Reforço dos Elementos Escultóricos Decorativos do Edifício Palladium no Porto*. Requerente: Carlos Guedes, Engenharia, Lda. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Outubro, 2003, FEUP, Porto.
- [8] Costa, A.; Paupério, E. – *Ensaio de Carga da Viga e Laje de Piso. Edifício em Campanhã*. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Julho, 2005, FEUP, Porto.

REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS COM NOVOS MATERIAIS

Fernando A. Branco*

Correio electrónico: fbranco@civil.ist.utl.pt

João R. Correia†

Correio electrónico: jcorreia@civil.ist.utl.pt

João G. Ferreira‡

Correio electrónico: joaof@civil.ist.utl.pt

Resumo

A degradação do parque edificado, que em Portugal apresenta uma gravidade particular devido à generalizada falta de acções de manutenção, e as limitações associadas às soluções tradicionais de reabilitação estrutural têm conduzido nos últimos anos ao estudo de novas soluções para a reabilitação de edifícios. Neste âmbito, tem-se procurado incrementar a utilização de soluções com aplicação de novos materiais estruturais, que apresentam vantagens importantes face às soluções tradicionais.

Nesta comunicação apresentam-se os resultados de estudos de dois tipos de novas soluções para a reabilitação estrutural de pavimentos: (i) painéis de pré-laje com GRC e aligeiramento em espuma de poliuretano; e (ii) lajes mistas constituídas por perfis pultrudidos de GFRP e betão. Verificou-se que a implementação das soluções estudadas em reabilitação de pavimentos é tecnicamente viável, apresentando vantagens face a soluções tradicionais à base de betão armado ou perfis metálicos, nomeadamente em termos de leveza, facilidade de aplicação e durabilidade.

Palavras-chave: Reabilitação, pavimentos, novos materiais, GRC, GFRP.

1 Introdução

A degradação do parque edificado, que em Portugal apresenta uma gravidade particular devido à generalizada falta de acções de manutenção, e as limitações associadas às soluções tradicionais de reabilitação estrutural têm con-

* Professor Catedrático, Instituto Superior Técnico.

† Assistente, Instituto Superior Técnico.

‡ Professor Auxiliar, Instituto Superior Técnico.

duzido nos últimos anos ao estudo de novas soluções para a reabilitação de edifícios. Em geral, a reabilitação com materiais tradicionais introduz acréscimos de carga nas construções existentes e apresenta dificuldades especiais devidas aos difíceis acessos a meios de elevação e de betonagem.

As soluções que envolvem a aplicação de novos materiais estruturais permitem ultrapassar estes problemas devido às vantagens que estes apresentam face às soluções tradicionais, nomeadamente o baixo peso próprio, a resistência, a durabilidade e a facilidade de aplicação. Estas vantagens são particularmente importantes na reabilitação sísmica de edifícios antigos com pisos de madeira, em que é importante manter um reduzido peso próprio e garantir uma rigidez adequada.

Nesta comunicação apresentam-se os resultados de dois casos de estudo de novas soluções para a reabilitação estrutural de pavimentos: (i) painéis de pré-laje com GRC e aligeiramento em espuma de poliuretano; e (ii) lajes mistas GFRP-betão.

O GRC (do inglês, *Glass fibre Reinforced Concrete*) é um material constituído por uma matriz cimentícia (cimento, areia, água e aditivos) na qual são dispersas fibras de vidro de pequeno comprimento. Este material tem sido largamente utilizado na indústria da construção em elementos não estruturais, particularmente em painéis de fachada. O reduzido peso próprio e a resistência ao choque do GRC associados à leveza da espuma rígida de poliuretano permitem obter uma solução inovadora para a reabilitação estrutural de pavimentos. O estudo apresentado comporta a análise da pré-laje antes e depois da betonagem da lâmina de compressão.

Os perfis pultrudidos de fibra de vidro ou perfis de GFRP (do inglês *Glass Fibre Reinforced Polymer*) são constituídos por fibras de vidro E, combinando filamentos contínuos longitudinais aglomerados em mechas e mantas com fios em várias direções, embebidos numa matriz de poliéster, viniléster ou epóxi. Os perfis de GFRP apresentam como principais vantagens as elevadas resistência e rigidez específicas, o reduzido peso próprio e a durabilidade em ambientes agressivos. No entanto, o dimensionamento destes perfis é geralmente condicionado pela deformabilidade ou por fenómenos de instabilidade, associados à elevada relação resistência/rigidez. Nesse sentido, de forma a otimizar a utilização das suas propriedades resistentes e a aumentar a rigidez dos elementos estruturais, foi adoptada uma solução consistindo na ligação destes perfis a banzos de compressão em betão armado, formando assim lajes mistas GFRP-betão, que foram ensaiadas em flexão.

Verificou-se que a implementação das soluções estudadas em pavimentos é tecnicamente viável, com vantagens face a soluções tradicionais à base de betão armado ou perfis metálicos, nomeadamente em termos de leveza, facilidade de aplicação e durabilidade.

2 Aplicação de GRC em Elementos Estruturais

2.1 Características Gerais do GRC

O GRC consiste essencialmente numa matriz cimentícia, composta por cimento, areia, água e aditivos, na qual são dispersas fibras de vidro de pequeno comprimento. A presença das fibras confere ao material compósito assim constituído uma muito maior resistência ao choque e alguma resistência à tracção. Este material tem sido utilizado na construção desde há cerca de quatro décadas em elementos não estruturais, particularmente em painéis de fachada, que constituem cerca de 80% da produção total de GRC, mas também em manilhas para sistemas de saneamento, cofragens perdidas decorativas, canais de rega, mobiliário urbano e outros produtos [1].

Foram recentemente desenvolvidos estudos visando a aplicação estrutural do GRC [2-4] tirando partido do seu menor peso próprio e da sua maior resistência à tracção face ao betão armado.

A primeira fase dos estudos desenvolvidos consistiu na avaliação experimental das propriedades do GRC, nomeadamente: resistência mecânica, módulo de elasticidade, parâmetros de retracção e fluência e obtenção de diagramas tensão-extensão em compressão, em tracção e sob carregamento cíclico. O efeito do envelhecimento das fibras de vidro foi igualmente analisado em ensaios de envelhecimento acelerado. Estes ensaios permitiram otimizar as composições e processos de fabrico do GRC com vista à obtenção de propriedades optimizadas.

2.2 Descrição da Pré-Laje em GRC

A solução de reabilitação estudada consiste essencialmente em lajes aligeiradas fabricadas a partir de um elemento não tradicional de pré-laje.

A pré-laje é constituída por uma lâmina inferior de GRC com 12 mm de espessura, complementada com uma rede contínua de fibra de vidro (4 cm x 4 cm) disposta no seu interior, e sobre a qual assentam os blocos de aligeiramento em espuma rígida de poliuretano. O conjunto da lâmina de GRC e blocos de poliuretano serve de cofragem a uma grelha de nervuras de betão armado que confere à pré-laje a necessária rigidez e capacidade resistente durante a fase de fabrico.

Em obra, a pré-laje é apoiada nas suas extremidades e, se necessário, em prumos que confirmam escoramento provisório.

A solução final de laje é obtida através da betonagem de uma lâmina de compressão que deverá incluir uma rede de aço electro-soldada previamente colocada sobre os blocos de poliuretano.

Os elementos de laje produzidos e ensaiados tinham comprimento de 5,00 m, 2,50 m de largura e 0,25 m de espessura. A espessura da lâmina de compressão sobre os blocos de poliuretano era de 4 cm.

Na direcção longitudinal existiam 5 nervuras de betão armado com varões de aço $2\phi 10 + 2\phi 12$ posicionados logo acima da lâmina de GRC. Na direcção transversal existiam 3 nervuras com varões de aço $2\phi 8$. A armadura da face superior da laje era constituída por uma rede electro-soldada com $\phi 5 // 15$ cm, complementada com varões $2\phi 10$ em cada nervura.

Na armadura foi utilizado aço da classe S500NR. A resistência do betão avaliada em ensaios de compressão, era de 42 MPa.

A laje, que se apresenta na Figura 1, apresentou um peso total de 3505 kgf, correspondente a um peso volúmico médio de $11,2 \text{ kN/m}^3$ a que corresponde um peso por unidade de superfície de $2,75 \text{ kN/m}^2$.

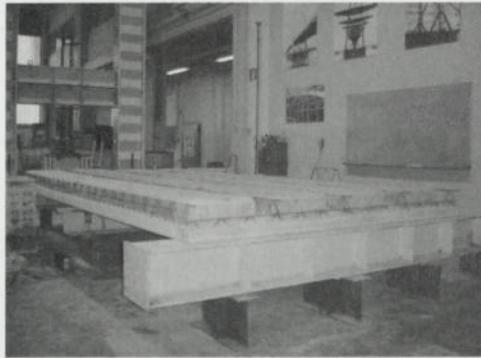


Figura 1 – Pré-laje com GRC e blocos de espuma rígida de poliuretano.

2.3 Avaliação Experimental do Elemento de Pré-Laje

Foram realizados três ensaios experimentais sobre o elemento de pré-laje, nomeadamente: ensaio de vibração induzida em fase construtiva; ensaio de deformação em fase construtiva; ensaio de deformação durante a betonagem. Estes ensaios tiveram por objectivo a avaliação do comportamento da pré-laje face às acções indicadas durante a fase de instalação e betonagem, em particular quando não é utilizado escoramento provisório.

A vibração da pré-laje, apoiada ao longo dos bordos de menor dimensão (ou seja, funcionando na maior direcção), foi medida nas quatro seguintes situações representativas do movimento dos trabalhadores sobre este elemento construtivo: 1 homem atravessando a laje a passo no sentido longitudinal, centrado transversalmente; 1 homem dando um salto no centro do elemento; 12

homens saltando uma vez e em simultâneo sobre a pré-laje (Figura 2); 1 homem saltando uma vez no centro da pré-laje e outra vez no centro do bordo não apoiado.

A vibração vertical foi medida com acelerómetros piezoeléctricos montados no centro dos bordos livres da pré-laje.



Figura 2 – Teste de vibração com salto de 12 homens.

A análise dos registos obtidos incluiu a aplicação do algoritmo FFT (Fast Fourier Transform) aos três primeiros ensaios, na zona correspondente ao regime livre, após aplicação da excitação dinâmica, de forma a obter as frequências naturais de vibração da pré-laje. Da análise efectuada ressaltam os seguintes aspectos:

- As oscilações verticais apresentaram valores máximos de 0,34 m no primeiro ensaio, 1,41 mm no segundo (Figura 3), 5,69 mm no terceiro e 1,95 mm no quarto.
- A frequência própria fundamental da pré-laje apresenta um valor entre 8,0 Hz a 8,4 Hz (Figura 4).
- O coeficiente de amortecimento estrutural da pré-laje é de cerca de 5% (Figura 5), valor habitual em estruturas de betão fendilhado. Não tendo ocorrido fendilhação da pré-laje nos ensaios pode-se concluir que este aumento do coeficiente de amortecimento face ao valor habitual do betão não fendilhado (cerca de 2%) se deve à presença dos elementos de espuma de poliuretano.
- O nível das vibrações na pré-laje é sentido pelas pessoas que as induzem mas não compromete a realização dos trabalhos em obra.

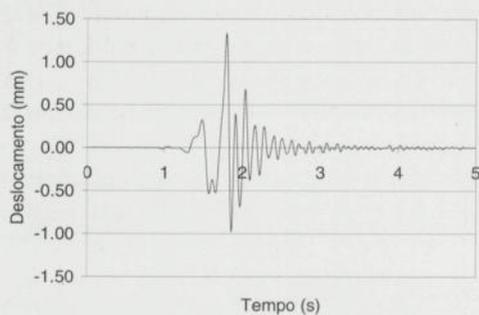


Figura 3 – Registro parcial do primeiro ensaio dinâmico (1 homem saltando a meio).

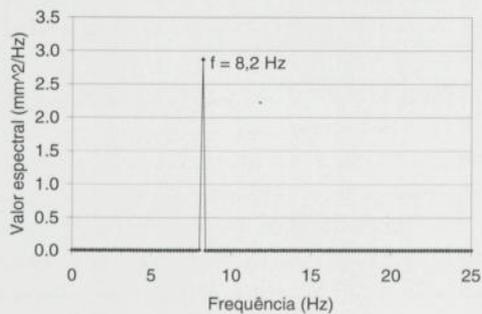


Figura 4 – FFT obtida no segundo ensaio.

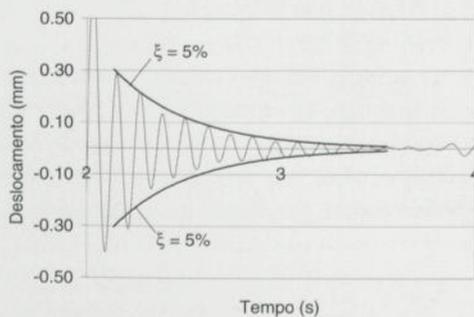


Figura 5 – Coeficiente de amortecimento obtido no registro em oscilação livre do primeiro ensaio (1 homem saltando a meio da pré-laje).

A deformação estática da pré-laje induzida pelos trabalhadores foi medida nas seguintes situações: 12 homens no centro da pré-laje; 1 homem no centro e no bordo livre da laje. Durante os ensaios foi medido o deslocamento a meio vão dos dois bordos livres da pré-laje através de deflectómetros eléctricos com precisão de cerca de 0,01 mm.

No primeiro ensaio foi obtido um valor máximo de 7,0 mm, tendo-se medido o máximo de 0,6 mm com 1 homem centrado e 1,2 mm com um homem no bordo da laje. Em todos os casos se registou uma recuperação elástica praticamente total.

Durante os ensaios sobre a pré-laje verificou-se a ocorrência de estragos em alguns blocos de poliuretano, tendo-se concluído pela necessidade do seu reforço para utilização em obra. Este reforço pode consistir por exemplo na substituição dos blocos vazados por blocos maciços de espuma, o que corresponde apenas a um aumento residual no peso próprio final dos elementos.

Os resultados dos ensaios de vibração e de deformação sobre a pré-laje demonstraram o seu adequado comportamento estrutural e a viabilidade de aplicação na fase construtiva.

Durante a betonagem da lâmina de compressão a laje foi apoiada apenas nos seus bordos de menores dimensões (funcionando na maior direcção), através de duas vigas metálicas paralelas afastadas entre si de 4,70 m. Neste caso não foi realizado o escoramento da laje, apesar de tal ser previsto na sua aplicação prática. Este procedimento teve por objectivo avaliar a capacidade da pré-laje para suportar o peso do betão da lâmina de compressão e medir a sua deformação nestas circunstâncias condicionantes que podem ocorrer acidentalmente em obra. Desta forma acabou por ser realizado sobre a pré-laje um ensaio de carga não destrutivo correspondente à fase de betonagem. Durante a betonagem foram medidos os deslocamentos a meio vão de ambos os bordos livres da laje e no seu centro, através de deflectómetros eléctricos. Logo após o final da betonagem da lâmina de compressão os deslocamentos a meio vão da laje foram repostos para os valores originais (aqueles que apresentavam antes do início da betonagem) através de macacos hidráulicos, tendo-se de seguida montado um sistema de escoramento.

O valor máximo da deformação que ocorreu no final da betonagem (Figura 6) foi de cerca de 9,5 mm (semelhante em todos os pontos instrumentados). Durante esta operação não ocorreu fendilhação na pré-laje.

A resistência e o módulo de elasticidade do betão da lâmina de compressão foram avaliados através de ensaios realizados em 3 cubos normalizados de 15 cm de aresta ensaiados aos 53 dias e em dois cilindros normalizados de 15 cm × 30 cm ensaiados aos 57 dias. Obteve-se um valor característico da resistência à compressão de 34 MPa, referida a cilindros ensaiados aos 28 dias. O módulo de elasticidade apresentou um valor médio de 31 GPa.



Figura 6 – Fase de betonagem da lâmina de compressão.

2.4 Ensaios de flexão da laje

O elemento de laje foi ensaiado para avaliar a resistência a momentos flectores positivos no vão e a momentos negativos nas zonas dos apoios.

Para realização do ensaio de flexão positiva foi retirado o escoramento da laje e montada uma viga metálica na sua face superior para distribuição das cargas a meio vão, que foram aplicadas através de dois macacos hidráulicos montados num pórtico de reacção (Figura 7).

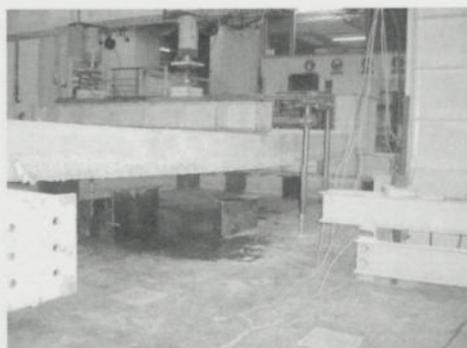


Figura 7 – Esquema de ensaio para momentos flectores positivos.

A força exercida por cada macaco foi medida com células de carga eléctricas. Durante o ensaio, foram ainda medidos os deslocamentos a meio vão da laje, nos bordos e no centro do painel, através de deflectómetros eléctricos.

O procedimento para a realização dos ensaios consistiu na aplicação gradual da força, tendo-se realizado uma descarga parcial. A fase de carga foi dada por concluída quando se atingiu um deslocamento a meio vão de cerca de 40 mm, claramente após a capacidade resistente da laje ter sido atingida, tendo-se então procedido à descarga. Na Figura 8 apresenta-se o diagrama do momento flector em função do deslocamento médio da laje a meio vão (diagrama M-d). Aos valores do momento flector apresentados no diagrama, corresponde um valor de 19 kN.m devido ao peso próprio da laje.

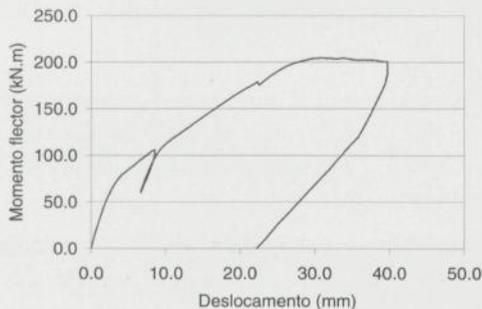


Figura 8 – Resultados do ensaio de flexão positiva.

Da análise dos resultados obtidos salientam-se os seguintes aspectos:

- A fendilhação da laje, correspondente à zona de perda de linearidade no diagrama M-d, ocorre para um valor do momento flector total (incluindo acção do peso próprio) de 64 kN.m (cerca de 45 kN.m no diagrama). O valor da tensão de tracção na face inferior da lâmina de GRC correspondente ao início da fendilhação foi estimado em 8 MPa.

- Para um valor do momento flector total de 100 kN.m (cerca de 80 kN.m no diagrama) ocorre uma perda súbita de rigidez da laje.
- O máximo valor do momento flector atingido durante o ensaio foi de 223 kN.m.
- A rigidez na descarga apresenta um valor intermédio entre os valores correspondentes aos regimes elástico e pós-elástico da fase de carga.

Para realização do ensaio de flexão negativa foi montado um sistema de apoios (Figuras 9 e 10) que permitiu aplicar um valor máximo do momento flector numa secção localizada entre o meio vão da laje e a sua extremidade (secção S indicada na Figura 9).

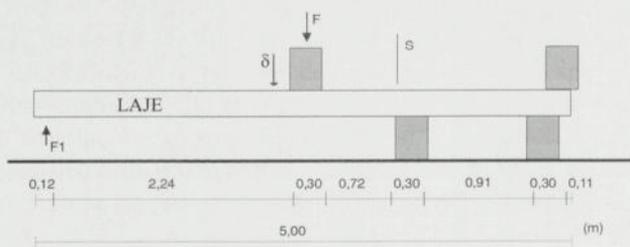


Figura 9 – Esquema para ensaio de flexão negativa.

A força F indicada na Figura 9 que produz o momento flector negativo na secção S foi aplicada por dois macacos hidráulicos montados no pórtico de reacção. O deslocamento δ foi medido em dois pontos da secção transversal da laje através de transdutores eléctricos.

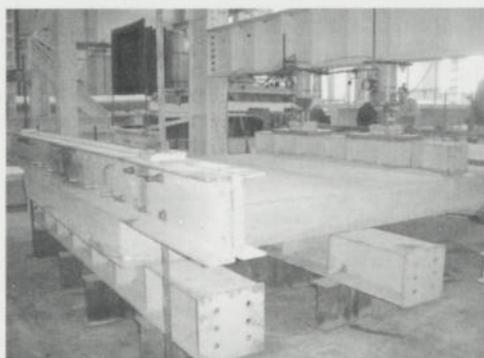


Figura 10 – Montagem do ensaio de flexão negativa.

Foi ainda utilizado um macaco hidráulico complementar para aplicação da força F_1 (Figura 9) na extremidade livre da laje em consola (Figura 11) de forma a permitir libertar o escoramento utilizado na fase de montagem.

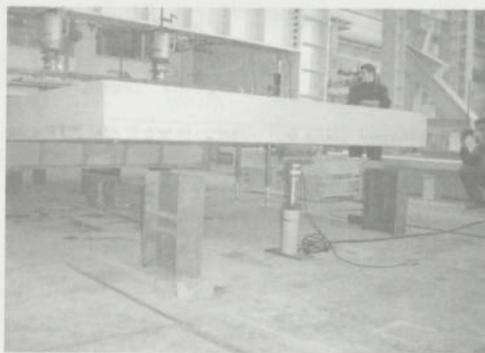


Figura 11 – Zona da laje em consola e macaco complementar.

O procedimento de ensaio consistiu na aplicação progressiva da carga e, assim, do momento flector na secção S. Na Figura 12 apresenta-se o diagrama do momento flector na secção S em função do deslocamento médio δ (diagrama M-d). Os valores do momento flector negativo são apresentados com valor positivo para melhor interpretação do diagrama. A fase inicial do diagrama corresponde à aplicação e libertação da força aplicada pelo macaco complementar. Os valores indicados no diagrama não incluem a acção do peso próprio da laje que produz na secção S um momento flector negativo de 39 kN.m.

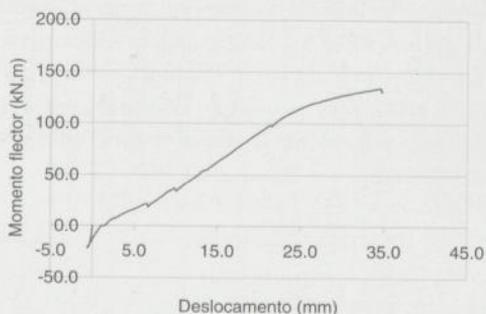


Figura 12 – Resultados do ensaio de flexão negativa.

Da análise dos resultados deste ensaio ressaltam os seguintes aspectos:

- Para um momento flector de cerca de 139 kN.m (100 kN.m no diagrama) ocorre uma perda de rigidez acentuada no diagrama.

- O valor máximo do momento flector foi de 173 kN·m (134 kN·m no diagrama), para o qual ocorriam fendas de abertura significativa, correspondentes a uma situação de colapso estrutural.
- Nesta fase, por razões de segurança, foram desmontados os deflectómetros, tendo-se continuado a impor acréscimos de deslocamento com os macacos (esta fase não se representa no diagrama dado que não existem os correspondentes registos do deslocamento), sem que o momento flector tenha aumentado.

Os resultados dos ensaios experimentais apresentados demonstraram a eficiência e viabilidade da solução de pavimentos proposta, que apresenta importantes vantagens, particularmente no caso da reabilitação sísmica de edifícios, devido ao seu reduzido peso próprio.

3 Pavimentos à base de elementos mistos GFRP-betão

3.1 Características gerais dos perfis de GFRP

Os perfis de GFRP são constituídos por fibras de vidro embebidas numa matriz polimérica (em geral, poliéster) e apresentam como principais vantagens as elevadas resistência e rigidez específicas, o reduzido peso próprio e a durabilidade em ambientes agressivos [5]. Até ao início dos anos 80, estes materiais eram utilizados em indústrias com elevados requisitos de desempenho, nomeadamente as indústrias naval, automóvel e aeroespacial. Desde então, o desenvolvimento da indústria dos plásticos reforçados com fibras permitiu o alargamento da sua utilização a outros mercados, como a indústria da construção, em que são agora utilizados numa grande variedade de aplicações que incluem guardas, escadas, painéis de fachada, vigas, colunas, painéis de pavimentos de edifícios e pontes.

O dimensionamento dos perfis de GFRP é geralmente condicionado pela deformabilidade ou por fenómenos de instabilidade, associados à elevada relação resistência/rigidez [6,7]. Nesse sentido, de forma a otimizar a utilização das suas propriedades resistentes e a aumentar a rigidez dos elementos estruturais, foi investigada uma solução consistindo na ligação destes perfis a banzos de compressão em betão armado, formando assim lajes mistas GFRP-betão.

A investigação experimental teve por objectivo o estudo do comportamento em flexão de elementos estruturais mistos GFRP-betão. Foram realizados ensaios de conexão de corte em perfis de GFRP com secção em I (200 mm × 100 mm × 10 mm) ligados a elementos de betão com parafusos metálicos. Os resultados desses ensaios foram utilizados para dimensionar uma viga mista GFRP-betão, que foi ensaiada em flexão. O comportamento da viga mista é analisado

e comparado com o de um perfil de GFRP, idêntico ao utilizado na viga mista, demonstrando as vantagens da solução mista desenvolvida.

3.2 Análise de secções mistas GFRP-betão

Apresenta-se na Figura 13 a secção transversal da solução mista analisada, indicando-se as respectivas dimensões e as distribuições de extensões e tensões em serviço e na rotura. O perfil de GFRP tem secção transversal A_p , momento principal de inércia I_p (eixo horizontal), área da alma A_w e área de banzo A_f ; a lâmina de betão tem uma área A_c e momento principal de inércia I_c (eixo horizontal). As propriedades dos materiais são: E_c = módulo de elasticidade do betão; f_c = resistência à compressão do betão; ϵ_{cu} = extensão última do betão; E_p = módulo de elasticidade em flexão do perfil na direcção longitudinal; G_p = módulo de distorção do perfil.

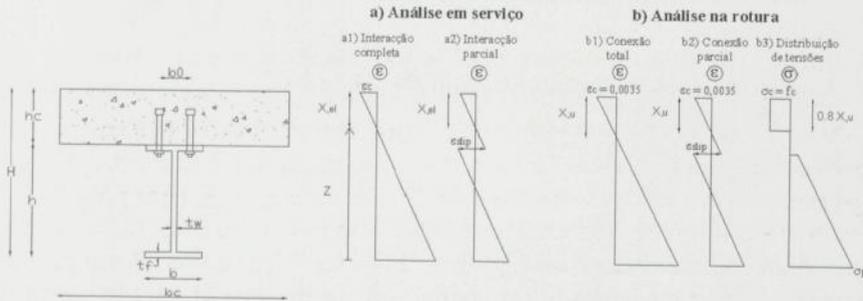


Figura 13 – Dimensões da secção transversal da viga mista e distribuições de extensões e tensões.

Correia et al. [8] desenvolveram um conjunto de equações para o dimensionamento de vigas mistas GFRP-betão, em serviço e à rotura.

Para a análise em serviço, as equações desenvolvidas permitem estimar a posição da linha neutra (X_{sl}) e a rigidez de flexão equivalente (EI_{eq}^{GFRP}) para as secções fendilhada e não fendilhada. Foram consideradas as situações de interação parcial (Figura 13-a1) e total (Figura 13-a2), correspondendo à ocorrência ou não de deslizamento relativo na interface entre os dois materiais. Foi ainda desenvolvido um modelo de previsão das flechas em serviço, que contabiliza as parcelas da deformabilidade por corte (em que se assume conservativamente que o corte é resistido exclusivamente pela alma do perfil) e por flexão (que é função da rigidez da conexão de corte). Para uma viga mista GFRP-betão simplesmente apoiada, submetida a uma carga concentrada P a meio vão, a flecha máxima pode ser estimada através da seguinte expressão,

$$\delta = \frac{P \times L^3}{48 \times EI_{GFRP}} \times \left(\frac{\delta_p}{\delta_f} \right) + \frac{P \times L}{4 \times G_p \times A_w}$$

em que (δ_p/δ_f) é a relação entre as deformabilidades por flexão com interacção parcial e total, que depende da rigidez da conexão de corte, e pode ser estimada de acordo com a formulação apresentada em [8].

Para a análise na rotura, o colapso das vigas mistas pode ocorrer devido a vários mecanismos: tracção em flexão do banzo inferior; corte da alma; compressão da alma (esmagamento ou instabilidade); corte do betão; esmagamento do betão em flexão; encurvadura global por flexão-torção; rotura da conexão de corte. Num dimensionamento racional de uma secção mista GFRP-betão, as dimensões e propriedades mecânicas dos elementos constituintes devem ser escolhidas por forma a que a rotura ocorra por esmagamento do betão (em flexão), com a linha neutra situada na lâmina de betão. O objectivo da primeira condição tem a ver com o facto de, entre os mecanismos de colapso referidos, aquele ser o menos frágil, garantindo uma certa *pseudo-ductilidade* ao comportamento do elemento estrutural. O objectivo da segunda condição é garantir uma boa utilização das propriedades resistentes do perfil. Neste estudo, as dimensões da secção transversal foram escolhidas tendo em conta estas duas condições para um vão de referência de 4,0 m.

Para o modo de rotura por esmagamento da lâmina de compressão em flexão, foi desenvolvido um conjunto de equações para a determinação do espaçamento entre os conectores ($a_{f,c}$), da posição da linha neutra ($X_{,u}$) e do momento flector resistente (M_u). Para a situação de conexão total (Figura 13-b1), a linha neutra e o momento flector resistente podem ser estimados através das seguintes equações, em que as tensões na lâmina de betão são calculadas com base no método do diagrama rectangular equivalente (Figura 13 - b3):

$$(0,8 \times b_c \times f_c) \times X_{,u}^2 + (A_p \times E_p \times \epsilon_c) \times X_{,u} - A_p \times E_p \times \epsilon_c \times \left(\frac{h}{2} + h_c \right) = 0$$

$$M_u = (0,8 \times b_c \times X_{,u} \times f_c) \times (0,6 \times X_{,u}) + (A_f \times E_p) \times \left[\frac{\epsilon_c}{X_{,u}} \times \left(\frac{t_f}{2} + h_c - X_{,u} \right) \right] \times \left(H - X_{,u} - h + \frac{t_f}{2} \right) + (A_w \times E_p) \times \left[\frac{\epsilon_c}{X_{,u}} \times \left(\frac{h}{2} + h_c - X_{,u} \right) \right] \times \left(H - X_{,u} - \frac{h}{2} \right) + (A_f \times E_p) \times \left[\frac{\epsilon_c}{X_{,u}} \times \left(h - \frac{t_f}{2} + h_c - X_{,u} \right) \right] \times \left(H - X_{,u} - \frac{t_f}{2} \right)$$

Caso se considere a flexibilidade da conexão, a extensão de deslizamento que se desenvolve na interface entre os materiais (Figura 13-b2), provoca uma redução do momento flector resistente e a magnitude dessa redução depende da flexibilidade da conexão (no limite, quando não há qualquer conexão, a resistência à flexão é limitada pela rotura do elemento menos resistente). Para esta situação, foi desenvolvido um método iterativo para estimar o momento flector resistente [8].

3.3 Ensaios de conexão de corte

O objectivo deste ensaio foi quantificar a conexão de corte entre o betão e um perfil de GFRP com secção em I. Os banzos do perfil foram ligados a dois cubos de betão com parafusos metálicos (conectores de corte), conforme apresentado na Figura 14a, e o perfil foi carregado em compressão até à rotura.

A carga foi aplicada através de um macaco hidráulico posicionado entre uma chapa metálica colocada sobre o provete de ensaio e um pórtico de carga constituído por uma viga metálica e duas barras Dywidag (Figura 14b). Os deslocamentos foram medidos nos quatro cantos da chapa metálica através de transdutores de deslocamento.

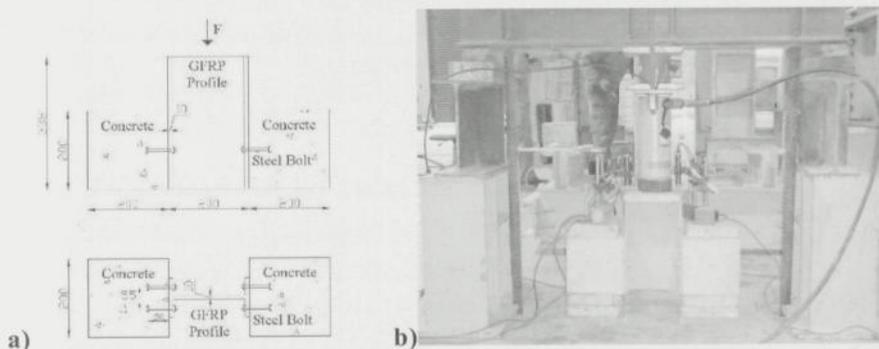


Figura 14: Ensaio de conexão de corte: a) geometria dos provetes em mm - planta (em cima) e secção (em baixo); b) Esquema do ensaio.

A carga foi aplicada monotonicamente até se dar a separação dos materiais, apresentando-se na Figura 15a a curva força-deslocamento relativo. A rotura ocorreu por corte dos parafusos, para uma carga máxima de 157,1 kN, e a rigidez da conexão foi estimada em 80,7 kN/mm. No entanto, na definição do espaçamento dos conectores da viga mista, foi adoptada uma carga máxima de 120 kN (60 kN por banzo), uma vez que para cargas superiores a este valor, os deslocamentos relativos aumentaram consideravelmente. A ovalização dos furos (Figura 15b) e as elevadas compressões determinadas para a região da chapa em frente aos parafusos, sugerem que a rotura por esmagamento da chapa estaria iminente.

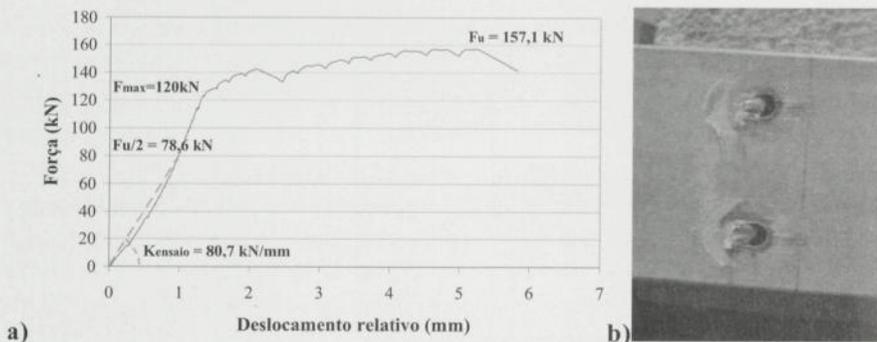


Figura 15: Ensaio de conexão de corte: a) Curva força-deslocamento relativo; b) Rotura por corte dos parafusos.

3.4 Fabrico e propriedades da viga mista GFRP-betão

O perfil de GFRP utilizado na campanha experimental foi produzido por pultrusão e é constituído por uma matriz de poliéster reforçada com fibras de vidro E (teor mássico de 62%). O módulo de elasticidade em flexão longitudinal ($E_p = 38.4 \text{ GPa}$) e o módulo de distorção ($G_p = 3,48 \text{ GPa}$) foram determinados num ensaio de carga à escala real num perfil idêntico ao utilizado na viga mista [9], de acordo com um procedimento descrito em [10]. O valor médio da resistência à compressão ($f_c = 39,9 \text{ MPa}$) e o módulo de elasticidade do betão ($E_c = 32.5 \text{ GPa}$) foram determinados experimentalmente de acordo com as especificações LNEC E226 e E397, respectivamente.

A viga mista, com um comprimento total de 4,80 m, foi ensaiada num vão de 4,0 m, submetida a uma carga concentrada aplicada a meio vão. As dimensões da secção transversal da viga mista foram escolhidas com base nas equações de dimensionamento desenvolvidas (por forma a garantir as condições afixadas, em particular a rotura por esmagamento da lâmina de betão) e tendo em consideração o campo preferencial de aplicação deste tipo de solução, nomeadamente a reabilitação de pavimentos degradados. Assim, adoptou-se uma lâmina de betão com 100 mm de espessura e 400 mm de largura, reforçada longitudinalmente nas superfícies inferior e superior com varões $2\phi 6 + 2\phi 8$ (1.57 cm^2) e transversalmente com estribos $\phi 6 // 0.10$ ($5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$) em aço S500.

Os resultados do ensaio de conexão de corte e a força de corte máxima (correspondente à resistência à compressão da lâmina de betão) foram utilizados para estabelecer o espaçamento longitudinal de 12,5 cm entre os conectores.

Para o fabrico da viga mista, foram executados furos de cada um dos lados do banzo superior do perfil de GFRP, onde foram colocados os conectores metálicos, que foram apertados manualmente. Apresentam-se na Figura 16 diferentes fases da execução da viga mista.

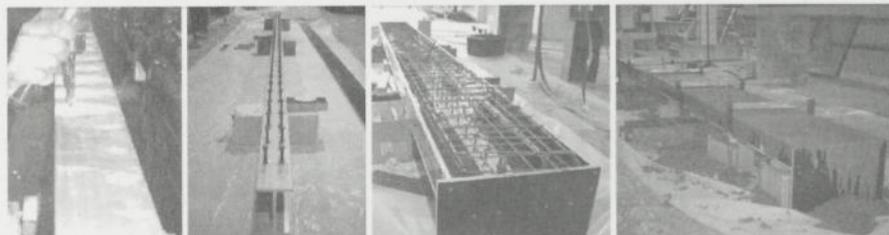


Figura 16: Diferentes fases de execução da viga mista.

Os valores da linha neutra em serviço ($X_{,el}$), da rigidez de flexão da secção equivalente (EI_{eq}^{GFRP}), da relação entre as deformabilidades para interacção parcial e total (δ_p/δ_f) e do momento flector resistente (M_u) foram estimados através das equações desenvolvidas e com base nos valores determinados experimentalmente para as propriedades do betão e do perfil de GFRP: $X_{,el} = 53,8$ mm; $EI_{eq}^{GFRP} = 4554$ kN.m²; $\delta_p/\delta_f = 1,13$; $M_u = 174,7$ kN.m

3.5 Ensaio à flexão da viga mista GFRP-betão

Os apoios da viga foram materializados com rótulas cilíndricas com 5 cm de diâmetro, assentes em chapas metálicas, estando uma das rótulas fixa, podendo a outra deslizar na direcção longitudinal. A carga foi aplicada a meio vão da viga, através de um macaco hidráulico de 300 kN, reagindo contra a viga superior de um pórtico de carga metálico (Figura 17a). A leitura da carga aplicada pelo macaco foi realizada através de uma célula de carga de 300 kN, colocada entre o macaco e a viga. Entre a célula de carga e a laje de betão foi ainda colocada uma barra metálica com 8 cm de espessura para distribuir transversalmente as tensões aplicadas. A viga foi instrumentada com deflectómetros eléctricos e extensómetros em várias secções. O registo dos valores dos aparelhos de medida foi realizado em PC através de uma unidade de aquisição de dados.

O ensaio foi realizado 28 dias após a betonagem da lâmina de betão, tendo sido efectuados dois ciclos de carga, com controlo da força aplicada, apresentando-se na Figura 17b as correspondentes curvas força-deslocamento a meio vão, bem como as estimativas dos deslocamentos obtidas com o modelo de cálculo desenvolvido. Na mesma figura é apresentada a curva correspondente a

um ensaio à flexão realizado numa viga constituída por um perfil de GFRP idêntico ao utilizado na viga mista e com o mesmo vão. Nesse ensaio, em que a encurvadura lateral foi impedida através do travamento transversal da viga, a rotura ocorreu de forma súbita, por instabilidade local do banzo superior.

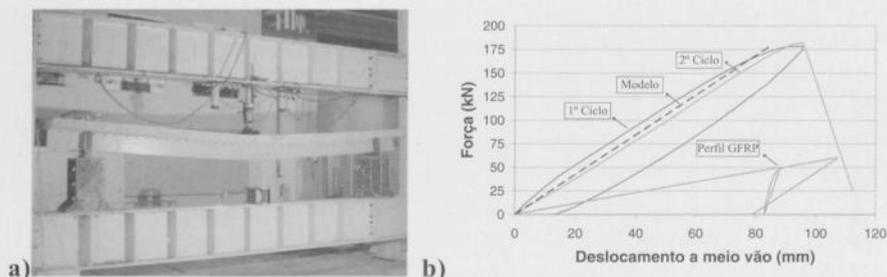


Figura 17: Ensaio à flexão da viga mista GFRP-betão: a) Esquema de ensaio; b) Curvas força-deslocamento.

No primeiro ciclo a carga foi aplicada monotonicamente até um valor máximo de 178,4 kN, muito próximo do valor previsto para a carga de rotura (174,7 kN). Para o valor máximo da carga aplicada, a lâmina de betão já se apresentava esmagada numa profundidade considerável na zona de meio vão.

No segundo ciclo a carga voltou a ser aplicada monotonicamente, verificando-se a progressão da zona de esmagamento da lâmina de compressão de betão em extensão e na altura da secção. A rotura final ocorreu de forma súbita, para uma carga de 182,0 kN, por corte da alma do perfil, 1 cm a 2 cm acima da sua meia altura e ao longo de todo o comprimento da viga. A rotura por corte foi acompanhada por delaminação e flexão da alma na secção de meio vão (Figura 18).

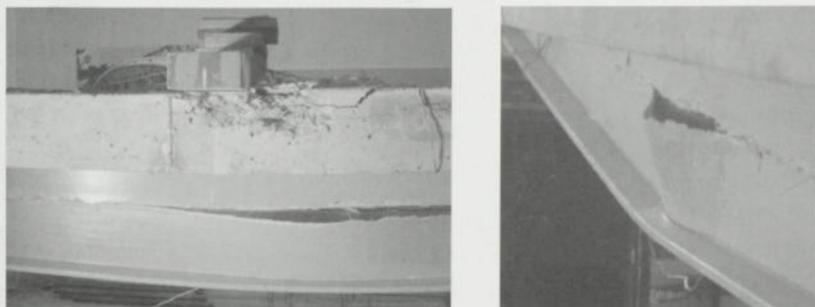


Figura 18: Rotura da viga mista no final do segundo ciclo de carga: esmagamento do betão e rotura por corte da alma com delaminação.

Relativamente à viga constituída apenas pelo perfil de GFRP são de salientar as seguintes melhorias no comportamento estrutural da viga mista: (i) A rigidez aumentou cerca de 3,5 vezes, por comparação com o comportamento exibido no segundo ciclo de carga; (ii) a resistência última aumentou cerca de 3 vezes; (iii) a rotura na viga de GFRP ocorreu por instabilidade local, para uma tensão longitudinal máxima nos banzos de 269 MPa. No caso da viga mista a rotura ocorreu para uma tensão longitudinal de tracção máxima no banzo inferior de 386 MPa. Assim, o aproveitamento da capacidade resistente do perfil aumentou mais de 40%; (iv) tendo em conta o tipo de rotura que ocorreu no 1º ciclo de carga, conclui-se ser possível dimensionar as vigas mistas GFRP-betão por forma a que a rotura ocorra de uma forma mais dúctil do que no caso das vigas simples de GFRP.

É ainda de referir a boa concordância entre os valores dos deslocamentos a meio vão medidos experimentalmente e as estimativas obtidas através do modelo de cálculo.

4 Conclusões

Do estudo das duas novas soluções para a reabilitação estrutural de pavimentos apresentado nesta comunicação conclui-se que a utilização de elementos estruturais mistos GFRP-betão e de pré-lajes com GRC e aligeiramento em espuma de poliuretano é viável, constituindo ambos os casos, soluções de reabilitação leves. Estas soluções construtivas são especialmente bem adaptadas para a reabilitação sísmica de edifícios antigos (em particular, edifícios de alvenaria com pisos em madeira), devido às reduzidas forças sísmicas (reduzida massa), à elevada rigidez e à facilidade de execução associada à leveza dos elementos.

5 Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio prestado pelas firmas Pavicentro, STEP e Betão Liz ao desenvolvimento das soluções estudadas.

6 Bibliografia

- [1] Bentur, A. & Mindess, S. 1990, Fibre reinforced cementitious composites, Elsevier Applied Science, UK.
- [2] Ferreira, J. 2001, Structural characterization of glass-fibre reinforced concrete. Application to telecommunication towers., (in Portuguese), PhD Thesis, IST, Lisbon.
- [3] Branco, F. & Ferreira, J. 2001, Tests on a GRC Pedestrian Overpass, (in Portuguese), Technical report EP n° 55/01 of IC-IST, Lisbon.



- [4] Persano-Adorno, G., et al 2000, Structural applications of glass-fibre reinforced concrete components (STRUCTA-GRC), final technical report of project CRAFT-BES2-5315.
- [5] Correia, J.R., Ferreira, J. & Branco, F.A. *Utilização de Perfis Pultrudidos de Fibra de Vidro (GFRP) na Construção*, Congresso Nacional da Construção, 2004, pp. 387-392.
- [6] Barbero, E.J., Fu, S.H. & Raftoyiannis, I. *Ultimate Bending Strength of Composite Beams*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 3, No. 4, 1991: 292-306.
- [7] Nagaraj, V. & GangaRao, H.V.S. *Static Behaviour of Pultruded GFRP Beams*, Journal of Composites for Construction, Vol. 1, No. 3, 1997: 120-129.
- [8] Correia, J.R., Branco, F.A. & Ferreira, J.G. *Flexural behaviour of GFRP-concrete hybrid beams with interconnection slip*. Composite Structures (in press), available online 14/7/2005.
- [9] Correia, J.R. *Perfis pultrudidos de fibra de vidro (GFRP). Aplicação de vigas mistas GFRP-betão na construção*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2004.
- [10] Bank, L.C. *Flexural and Shear Moduli of Full-Section Fiber Reinforced Plastic (FRP) Pultruded Beams*, Journal of Testing and Evaluation, Vol. 17, No.1, 1989: 40-45.

ENFOQUE GLOBAL EN LOS ESTUDIOS PATOLÓGICOS

Juan Monjo Carrió *

Correo electrónico: director.ietcc@csic.es

1 Objetivos

Dos objetivos básicos de los estudios patológicos:

- La prevención;
- La reparación;

La **prevención** implica:

- Estudio de la funcionalidad constructiva del elemento en cuestión (firmas, utilitas y venustas)
- Conocimiento de las acciones exteriores sobre el elemento constructivo (mecánicas, físicas y químicas)
- Identificación de la vulnerabilidad del elemento constructivo (procesos patológicos posibles)
- Definición de la durabilidad del elemento en función de esa vulnerabilidad y del mantenimiento (calidad como conjunto de características físicoquímicas, diseño constructivo y actividades de mantenimiento)
- En consecuencia, la prevención en el diseño constructivo debe tener en cuenta esa vulnerabilidad, la calidad del elemento y las actividades de mantenimiento necesarias.

* Dr. Arquitecto. Director del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.

La **reparación** se refiere a las actividades de conservación del edificio como conjunto de medidas a tomar ante el inicio de procesos patológicos, para recuperar las características históricas, funcionales y fisicoquímicas de los elementos constructivos afectados.

Implica, por tanto la consideración simultánea de las necesidades de:

- Restauración, en función del valor histórico y artístico del edificio (la arquitectura como documento de la historia)
- Rehabilitación del mismo, para recuperar o modificar su habitabilidad, manteniendo su uso funcional y, por tanto, su "vida" (la arquitectura para las personas)
- Reparación de los elementos dañados para recuperar su funcionalidad constructiva y asegurar su durabilidad (la arquitectura a favor del edificio).

Para cualquier intervención se debe tener en cuenta lo siguiente:

- El enfoque debe ser "**arquitectónico**", considerando el edificio globalmente,
 - como documento histórico (valor histórico-artístico)
 - como conjunto de locales funcionales (habitabilidad)
 - como objeto físico construido (durabilidad):
- Debe ir precedido de un **diagnóstico completo** (global) en sus tres aspectos (histórico, funcional y constructivo)
- Para ello resulta necesario un **estudio patológico** de todos los procesos lesivos que afectan al edificio
- A partir de aquí se definen las técnicas de intervención más adecuadas que permitan:
 - Recuperar la función constructiva de todos sus elementos; reparar
 - Recuperar su funcionalidad; rehabilitar
 - Recuperar su aspecto y su valor histórico; restaurar

2 Definiciones y conceptos básicos

Un término es la síntesis de un concepto. La utilización correcta de aquellos nos ahorra la explicación de éste.

Cuando un término se pone de moda, su significado puede verse alterado y mal utilizado. Conviene volver a su origen, al concepto, a la definición del término.

Patología

- Etimológicamente de “pathos” (enfermedad) y “logos” (estudio)
 - En nuestro caso, ciencia que estudia los problemas constructivos que aparecen en los edificios después de su ejecución. Dos opciones:
 - Patología como estudio de las lesiones de un edificio
 - Patología como conjunto de las lesiones de un edificio
- ¡Nunca patología como una de esas lesiones!

Restauración

Según el ESPASA, “Reparación, reposición, recobro, restablecimiento de una cosa”

En Arquitectura, “...restaurar es volver a construir en un edificio antiguo las partes arruinadas o a punto de arruinarse, en el mismo estilo original”

“El problema, así concebido, no fue planteado hasta el segundo tercio del siglo XIX, en el cual, el profundo estudio de los estilos antiguos y medievales permitió a los arquitectos contemporáneos adueñarse relativamente del espíritu y técnicas de los antiguos”

En este sentido la restauración implica, la conservación del estilo (la forma) y de las técnicas originales

Rehabilitación

Según DRAE, “Rehabilitar es habilitar de nuevo o restituir una persona o cosa a su antiguo estado”

Etimológicamente, recuperar una “habilidad”

Dos “habilidades” principales en un edificio:

- La **habitabilidad** de los espacios, como característica más específica de la Arquitectura
- **Los espacios y los volúmenes** que los encierran (la obra arquitectónica como “escultura edilicia”)

Ambas habilidades necesitan su recuperación:

- La primera, como exigencia básica para seguir en uso (**funcional**)
- La segunda, sobre todo, si es un edificio con **valor histórico o artístico**

Reparación

Según DRAE, “Acción o efecto de reparar cosas materiales mal hechas o estropeadas”

En construcción, “Acción o efecto de reparar cosas materiales mal diseñadas, mal construidas o que sufren alguna lesión o proceso patológico”

Lesión, en general, como “Daño, perjuicio o detrimento”

Proceso patológico, como conjunto de aspectos relativos a una lesión que, agrupados secuencialmente, provocan su aparición.

Su estudio nos permite entender la lesión, sus causas, su evolución y sus efectos (**diagnóstico**) y facilitan la decisión sobre las técnicas de intervención más adecuadas para su **reparación**

En definitiva, en los tres términos el concepto básico es “recuperar el estado de algo”

Tanto por los conceptos implícitos, como por el uso culto más extendido, proponemos los siguientes significados complementarios:

Reparación, como actuación técnica sobre un elemento dañado, o conjunto de ellos, para recuperar o mejorar su integridad y su funcionalidad constructiva

Rehabilitación, como “recuperación o modificación de la habitabilidad de un edificio o parte de él”, tenga o no un valor histórico o artístico dado

Restauración, como “recuperación del valor histórico o artístico de un objeto” (pintura, escultura, arquitectura - su aspecto y constitución originales)

Los tres términos deberán ser complementarios en obras arquitectónicas, sobre todo en las declaradas como monumentos histórico-artísticos

3 Estudio patológico

Para acercarnos el **estudio patológico**, debemos analizar:

- Las lesiones y su tipología
- Las causas que las provocan y sus variables
- La toma de datos, para asegurar un correcto
- Diagnóstico, para asegurar una correcta intervención

Tabla 01: Cuadro general de lesiones.

Familia	Lesión	Tipo
Físicas	Humedades	De obra
		Capilar
		De filtración
		De condensación
		Accidental
	Suciedad	Por depósito
		Por lavado diferencial
	Erosión	Meteorológica

Familia	Lesión	Tipo
Mecánicas	Deformaciones	Asiento
		Desplome
		Pandeo
		Alabeo
		Flecha
	Grietas	Por cargas
		Por dilatación-contracción
	Fisuras	Por soporte
		Por acabado
	Desprendimientos	Acabados continuos
Acabados por elementos		
Erosión	Golpes y rozamiento	
Químicas	Eflorescencias	Sales solubles cristalizadas
		Reacción química con sales
	Oxidación	Oxidación superficial
	Corrosión	Oxidación previa
		Inmersión
		Aireación diferencial
		Par galvánico
	Organismos	Presencia y ataque de animales
Presencia de plantas		
Erosión	Por contaminación	

Tabla 02: Cuadro general de causas.

Tipo	Causa
DIRECTAS Acciones que inician el proceso patológico y marcan su "carácter". Suelen ser consecuencia de la propia funcionalidad constructiva del elemento	Físicas
	Mecánicas
	Químicas
	Lesiones previas (Para lesiones secundarias)
INDIRECTAS Errores del proceso que favorecen la vulnerabilidad del elemento constructivo. Sobre ellas hay que actuar, tanto en prevención como en conservación , para darle la durabilidad adecuada (mejorar su calidad, fisicoquímica y geométrica)	Proyecto
	Elección del material y diseño constructivo
	Material
	Ejecución (En taller y en obra)
	Mantenimiento

Tabla 03: Toma de datos.

Objetivo	Datos
IDENTIFICACIÓN (Cada lesión de forma independiente)	Tipo de lesión
	Fecha de aparición
	Periodicidad
DATOS CONSTRUCTIVOS (Los datos generales pueden ser comunes para todas las lesiones de un edificio o parte de él)	Documentos técnicos
	Elementos constructivos afectados
	Materiales afectados
	Mapas y detalles gráficos, incluso fotos
	Muestras para ensayar
DATOS AMBIENTALES (Los datos pueden ser comunes para un mismo edificio o una misma fachada)	Localización de la lesión
	Orientación (fachadas)
	Nivel de exposición (fachadas)

Tabla 04: Diagnóstico.

Sistema Constructivo	Lesiones			Estudios		Causas	
	Físicas	Mecánicas	Químicas	In Situ	Laboratorio	Directas	Indirectas
Estructura (Distintos elementos)							
Fachadas (Distintos partes y orientaciones)							
Cubiertas (Distintos tipos)							
Tabiquería (Distintos tipos y alturas)							
Instalaciones (Distintos tipos)							

El diagnóstico preferentemente "global" y después de realizar los estudios necesarios para asegurar el "prediagnóstico"

A IMPORTÂNCIA DO CONHECIMENTO DA PATOLOGIA NO ENSINO DA ENGENHARIA CIVIL

Fernando M. A. Henriques*
Correio electrónico: fh@fet.unl.pt

Resumo

Apresenta-se um conjunto de reflexões sobre a problemática da patologia das edificações, da recuperação de edifícios e sobre as estratégias que podem potencializar estes conhecimentos no âmbito do ensino da Engenharia Civil em Portugal.

Palavras-chave: Patologia, Recuperação de edifícios, Ensino da Engenharia

1 Análise da situação

Desde há várias décadas que o estudo da patologia da construção tem vindo a sofrer um desenvolvimento considerável. Tal deve-se, por um lado, à necessidade de dar uma resposta eficaz à tendência crescente para a reutilização do parque habitacional e, por outro, às novas possibilidades decorrentes da produção de equipamentos de diagnóstico mais sofisticados, associadas ao conhecimento mais aprofundado dos fenómenos envolvidos. O acréscimo acelerado da investigação e do número de equipas a trabalhar nos vários temas da construção, têm originado um acumular de conhecimentos que seria impensável num passado próximo. A internacionalização da investigação potenciada pelos vários meios de comunicação disponíveis cria hoje um *corpus* de conhecimento muito vasto e aprofundado. Longe vão os tempos em que era difícil encontrar uma publicação que tratasse dos assuntos que se procuravam. No presente, a dificuldade já não reside em encontrar essa publicação, mas antes em seleccionar as mais relevantes de entre a multiplicidade de ofertas disponíveis.

A situação no Portugal de hoje é muito semelhante à que se verifica nos restantes países europeus, tendo em conta o acesso fácil ao que de melhor é produzido e disponibilizado em todo o mundo.

* Professor Catedrático, Universidade Nova de Lisboa.

Os veteranos do estudo da patologia não-estrutural em Portugal recordam bem os tempos em que algumas revistas e instituições publicavam regularmente artigos sobre problemas específicos, devendo ser realçadas as crónicas da revista francesa *Bâtiment-Bâtir* ou os *Digest* do *Building Research Establishment* (BRE). Em termos de livros o destaque ia para Giovanni Massari com a sua publicação de referência sobre humidade na construção [2]. A tendência sistematizadora própria da escola inglesa levou a que mais tarde o BRE iniciasse a publicação dos *Defect Action Sheets*, num movimento que seria acompanhado por várias outras publicações em diversos países. Essa época dos anos 80 deu continuidade a uma das abordagens mais típicas do estudo da patologia da construção: a patologia enquanto caso isolado.

Esta tendência tem-se mantido até ao presente e é caracterizada pela apresentação de diversos casos de estudo, cuja análise permite ao leitor saber como actuar perante situações semelhantes. Na sua forma mais elaborada, os casos são analisados sob uma forma discretizada, apresentando um número de divisões variáveis mas, em geral, coincidentes em três objectivos: sintomas, diagnóstico e soluções de reparação. É precisamente neste campo que se desenvolve o meritório esforço do grupo PATORREB coordenado pela FEUP, cujo site na Internet disponibiliza diversas fichas sobre anomalias de tipos diversificados.

As vantagens desta linha de actuação são claras, já que ela propicia um acesso fácil a conhecimentos por vezes bastante complexos, possibilitando que um número muito alargado de interessados possa beneficiar da informação disponibilizada. Mas essas vantagens inegáveis são também acompanhadas por inconvenientes não negligenciáveis, dos quais se destacam sobretudo dois: a dificuldade de resolver situações que não sejam totalmente coincidentes com a descritas e a não-criação de um conhecimento sistematizado que permita um domínio e, sobretudo, uma segurança maiores na análise das situações reais.

As dificuldades referidas anteriormente estão na génese de uma segunda linha de abordagem do estudo da patologia, mais exigente nos meios e com melhores resultados na especialidade, mas com possibilidades de generalização bastante inferiores às da outra linha mencionada. Esta segunda metodologia versa não o estudo dos casos de patologia concretos, mas antes a sistematização das causas que os podem ocasionar. Já não cabe aqui a descrição dos sintomas e soluções de reparação para uma ocorrência de bolores, mas antes o estudo aprofundado dos fenómenos de condensações, cuja ocorrência pode determinar o aparecimento de bolores. Enquanto na linha clássica se parte do sintoma para a determinação das causas, aqui é o estudo das causas que permite antever quais os sintomas que poderão ocorrer [3].

É certo que se está perante duas abordagens bem diversas sob inúmeros pontos de vista, desde a metodologia à facilidade de utilização, passando pelo esforço necessário à sua produção. Mas torna-se também cada vez mais evi-

dente que ambas têm que coexistir como forma de melhorar a abordagem moderna aos problemas da construção. Ninguém questiona a relevância do estudo da patologia sob a forma de análise de casos. Em boa verdade é por essa via que a larga maioria dos interessados se inicia no estudo dessa disciplina e é através dela que surge a maioria das respostas correntes aos problemas cada vez mais prementes associados à reabilitação da construção.

Portugal vive uma situação única no contexto europeu. Estudos recentes mostram que existem actualmente cerca de 1,65 fogos por cada família e que se for construído tudo o que está previsto construir nos Planos Directores Municipais o número de fogos atingiria valores absurdos. Tendo em conta o actual decréscimo de natalidade que se verifica no país, parece razoável afirmar-se que o nível de construção nova que tem caracterizado as últimas décadas não pode continuar por muito mais tempo, sob pena de provocar um colapso de consequências drásticas no sector da comercialização desse novos espaços. Tendo em conta, por outro lado, que o tempo das grandes obras públicas parece já estar ultrapassado, pese embora as recentes decisões políticas relativas a um novo aeroporto e novas comunicações ferroviárias, e por outro que a indústria da construção civil sempre dependeu maioritariamente do sub-sector da construção de edifícios, daí decorre que terão que ser encontradas novas vias que permitam ao sector continuar a sua actividade. Ora essas vias existem e são conhecidas, sustentando aliás boa parte do esforço do sector em vários países europeus: a recuperação do património existente, motivado por razões de natureza múltipla, designadamente em termos económicos, culturais e sociais.

Neste contexto, o conhecimento e o estudo da patologia da construção assumem um significado e importância que ultrapassam largamente aqueles que tinham há alguns anos atrás. Já não se trata apenas da correcção de problemas de carácter mais ou menos pontual, mas antes da concepção de novas soluções que permitam a resolução em termos globais dos vários problemas existentes e o acréscimo do nível de exigências funcionais para patamares superiores àqueles que vigoravam quando os edifícios foram executados. É este último aspecto que, em boa verdade, determina o conceito de reabilitação, cujo uso é frequentemente incorrecto.

Nesta nova dimensão o problema da patologia deve ser encarado numa perspectiva nova. Na realidade, se em muitas circunstâncias se manterá a necessidade de correcção de anomalias pontuais, a tendência do mercado deverá apontar no sentido de intervenções de maior profundidade que re-qualifiquem em termos exigenciais os edifícios intervencionados. Nestas condições não basta dispor-se dos conhecimentos necessários à correcção de anomalias, porque não é disso que se necessita, nem é suficiente a aplicação dos conceitos utilizados correntemente em edificações novas, na medida em que os edifícios a intervencionar têm especificidades próprias e frequentemente distintas das que configuram a construção nova. Veja-se por exemplo a evolução dos pro-

cessos técnicos utilizados na construção de edifícios desde o séc. 18 até meados dos anos 70 do séc. 20 [1].

Fica assim aberta uma nova via para o conhecimento e o ensino das matérias necessárias à intervenção em edifícios antigos, cujo conteúdo pode ser sintetizado na designação patologia e recuperação de edifícios. A designação recuperação usada anteriormente não é fortuita e, sobretudo, não deve ser encarada como um sinónimo de reabilitação. As questões terminológicas, tão descuradas em Portugal, são muito importantes na definição clara dos objectivos que se pretendem atingir com uma determinada intervenção. A distinção fundamental entre aquelas duas designações resulta de, no primeiro caso, não estar obrigatoriamente previsto que os níveis de qualidade do edifício sejam melhorados para além daquele que constituía o seu nível após ter terminado o processo construtivo, enquanto na segunda esse acréscimo qualitativo está claramente contemplado. Esta questão do aumento ou manutenção dos níveis iniciais de qualidade de um edifício é frequentemente mal compreendida e justifica uma análise mais detalhada.

Em condições normais qualquer intervenção num edifício antigo deve presupor um acréscimo dos níveis de qualidade. Este ponto resulta de simples bom senso. Contudo, na prática, existem diversas situações em que tal não é possível ou não é desejável. Aumentar os níveis de ventilação em edifícios construídos nos últimos trinta anos sem destruir boa parte dos interiores, nas zonas de passagem das condutas respectivas, é praticamente impossível, inviabilizando um processo de acréscimo de qualidade no que se refere à ocorrência de condensações. Ou no caso de ser necessário melhorar o isolamento térmico de paredes exteriores simples, os trabalhos respectivos poderão ser incompatíveis com a manutenção do aspecto exterior do edifício - factor importante na manutenção do carácter de certas zonas das cidades - ou do interior, nos casos em que esses paramentos tenham particularidades que devam ser preservadas. De uma forma mais prosaica, pode muitas vezes não ser economicamente justificável proceder a acréscimos dos níveis de qualidade, mas apenas à sua reposição nos níveis iniciais, o que mesmo assim implica em geral uma considerável melhoria global.

Por outro lado, devem ser tidas em conta as várias situações em que os edifícios a intervencionar se encontram protegidos com base em classificações de natureza histórica. Por definição um documento histórico não se apaga ou rescreve, o que significa que um edifício que tenha obtido uma classificação com base nesses valores também não deve ver alteradas as suas características e funcionalidades. Este grupo configura as situações em que uma reabilitação apesar de poder ser possível não é desejável. O alargamento do conceito de património cultural teve como consequência o acréscimo substancial do número de edifícios classificados, pelo que presentemente no espaço europeu esta realidade assume já uma importância não negligenciável.

Ao usar-se a designação mais genérica de recuperação em vez do habitual termo reabilitação está-se a dar espaço para uma definição mais exacta dos níveis da intervenção a realizar e a aumentar o nível de qualidade global que resulta do maior conhecimento e do uso apropriado dos diversos termos que a terminologia oferece.

A disciplina de recuperação de edifícios - e na verdade trata-se de um nova disciplina e não uma mera aplicação de conceitos já conhecidos - responde assim a necessidades novas do mercado da construção e implica o uso de conceitos diversos dos que são habitualmente ensinados e correntemente postos em prática.

A sua abordagem específica vai para além da simples aplicação dos conceitos que são usuais para construção nova. Com efeito, não se trata, na maioria dos casos, de refazer por inteiro, mas tão somente corrigir o que esteja funcionalmente incorrecto e melhorar o desempenho quando tal seja requerido. É nessas circunstâncias que, por exemplo, matérias tão básicas como as técnicas de execução de paredes duplas ou de rebocos, sobejamente conhecidas e tratadas em diversas publicações, podem não encontrar aqui uma aplicação directa. De facto, na maioria dos casos as paredes existentes serão do tipo simples, com alvenarias de natureza muito diversa, pelo que o seu tratamento deve ser equacionado numa perspectiva própria e diferente do usual. No que respeita aos rebocos, as técnicas de aplicação poder-se-ão manter válidas (como a aplicação em diversas camadas e o uso do princípio da diminuição do teor de ligante do interior para o exterior), mas os tipos e traços das argamassas podem necessitar de alterações, tendo em conta designadamente a natureza de algumas alvenarias existentes, as quais apresentam características de resistência mecânica e de deformabilidade bem diversas das correntes.

O mesmo princípio da reapreciação dos conceitos correntes para posterior adaptação às situações reais que existam deve prevalecer em todas as opções que sejam tomadas. Os problemas decorrentes do uso de tecnologias modernas em edifícios antigos sem a devida ponderação são bem conhecidos e encontram-se documentados abundantemente. É sobretudo a lógica de que o que tem funcionado bem (nas construções novas, entenda-se), deve também ter um funcionamento adequado nos edifícios antigos que se revela mais gravosa para a recuperação do parque edificado existente.

Neste domínio importa ter em conta a grande divisão que ocorre entre os processos construtivos anteriores e posteriores ao advento do betão armado como tecnologia de uso sistemático. Tal corresponde, em Portugal e em termos médios, a definir os anos 30 do século passado como o ponto de viragem. Os edifícios de betão armado, mesmo os da primeira fase em que aquele material era usado primordialmente na execução de lajes, apresentam um conjunto de soluções construtivas cujo comportamento os aproximam bastante dos edifícios actuais (nos aspectos não-estruturais). Nestes casos as soluções de repara-

ção a utilizar poderão ser menos cuidadas, isto é com menor grau de adaptação às especificidades existentes. Já no que se refere aos edifícios anteriores àquele período a situação apresenta-se diferente. Ainda que em alguns casos se possam continuar a aplicar soluções correntes, na maioria tal não será aconselhável. E apesar de vulgarmente se pensar que essa inadequabilidade resulta apenas da incapacidade de as soluções construtivas desses edifícios resistirem aos efeitos de algumas tecnologias correntes, é conveniente ter em conta que o inverso também se verifica, ou seja que diversas soluções modernas não conseguem suportar as condições próprias de alguns tipos de edifícios antigos.

Um dos exemplos mais elucidativos é a incompatibilidade entre soluções baseadas no uso de cimentos correntes em alvenarias de pedra grosseira e argamassa. Essas incompatibilidades são de dois tipos. Por um lado, as resistências mecânicas e a deformabilidade das alvenarias são de facto bastante diferentes das soluções obtidas com recurso a materiais cimentícios, tal como as respectivas permeabilidades ao vapor de água são dificilmente compatíveis. Todos estes factores jogam em desfavor das alvenarias antigas. Mas também é certo que uma alvenaria antiga é, tipicamente, uma fonte privilegiada de existência de sais solúveis diversos, especialmente sulfatos resultantes quer dos seus materiais constituintes, quer de infiltrações de água da chuva em zonas de poluição industrial. Ora neste caso tem-se um material rico em aluminatos e silicatos - os cimentos -, ambos particularmente sensíveis a ataques pelo ião sulfato. Do respectivo ataque tem-se, no primeiro caso, a formação de etringite e, no segundo, de thaumasite. Ambas as situações se caracterizam por uma progressiva e irreversível deterioração dos materiais cimentícios. Neste caso os fenómenos jogam em claro desfavor das soluções modernas. E se for tido em conta que, frequentemente, esses novos materiais são usados sob a forma de consolidação estrutural, então ter-se-á uma noção clara da potencial gravidade da situação.

É, pois, neste contexto que importa ter em conta as especificidades desta disciplina, mesmo sem ter como preocupação as questões relacionadas com as situações em que os edifícios assumam valor histórico, factor que, por si só, cria uma categoria de dificuldade completamente à parte e cuja abordagem extravasa o presente artigo. Na fase actual em que o País se encontra, onde tudo indica que a recuperação do património existente venha a constituir o mercado preferencial para o sector da construção, é imperioso que estas novas abordagens sejam transmitidas de forma sistemática nas nossas Universidades, não bastando, como se referiu, nem a simples transposição dos conhecimentos correntes, nem uma abordagem focada apenas no estudo das anomalias e na suas soluções de reparação.

Um aspecto interessante a considerar tem a ver com a importância que o estudo da patologia da construção pode assumir, não só no âmbito da recuperação do património existente - conforme referido anteriormente -, mas tam-

bém no caso da construção nova. É sabido que faz parte da nossa natureza humana aprender com maior profundidade aquilo que se pode presenciar ou viver em relação aos fenómenos de que apenas se ouviu falar. Ora é esta realidade básica, por vezes tão esquecida, que deve ser aproveitada no ensino das ciências da construção. O sucesso desse ensino depende de diversos factores, que por terem grande variabilidade e imponderabilidade não podem ser sistematizados, como são os casos das características dos docentes, incluindo o conhecimento das matérias, a capacidade de síntese e a eficiência de exposição, das condições físicas da aprendizagem, tais como instalações em geral, acesso a laboratórios e a bibliotecas com publicações relevantes, ou do número de disciplinas disponíveis para a transmissão de conhecimentos. Todos estes factores configuram situações não-sistematizáveis e, portanto, não controláveis. Mas existem outros que dependem do enfoque com que o ensino seja ministrado e que, portanto, podem ser facilmente extrapoláveis para contextos diversos.

O ensino das ciências da construção, como aliás de qualquer outro grupo de ciências, deve ser equacionado em termos de uma estratégia global concebida para atingir determinados objectivos. Não se deve tratar apenas de um simples somatório de matérias leccionadas em diferentes disciplinas mas sim de algo com carácter mais holístico em que do todo resulte mais do que a simples soma das partes. Neste caso o que se propõe - e tem sido utilizado pelo autor ao longo dos últimos dez anos - é um ensino das ciências da construção numa óptica da patologia da construção. Esta abordagem poderia ser encarada como resultante de uma certa deformação profissional do proponente, tendo em conta o seu percurso científico. Mas em boa verdade ela resulta antes de uma ponderação sobre as condições mais eficazes para a transmissão do máximo de conhecimentos com a maior eficiência possível, utilizando meios que são sempre inferiores àqueles que seriam desejáveis.

A exemplificação com alguns casos reais permite compreender melhor o conceito referido. A análise do comportamento higratérmico de edifícios é um procedimento fundamental para a correcta concepção das soluções construtivas mais adequadas aos objectivos visados. Apesar de não ser um domínio de complexidade extrema, na forma como os problemas são usualmente considerados em engenharia civil, requer conhecimentos aprofundados de várias matérias, nomeadamente noções de transmissão de calor, de comportamento do ar húmido, de características dos materiais e soluções construtivas e de comportamento global das edificações em termos higratérmicos. Todos aqueles que leccionam estas matérias sabem que é frequentemente difícil motivar as assistências para o acompanhamento das matérias requeridas.

Por outro lado, é sabido que a ocorrência de condensações, nas suas várias formas, constitui uma das anomalias mais frequentes, em particular nos edifícios de habitação. Uma das suas consequências mais gravosas é o desenvolvimento potencial de manifestações de bolor em diversos locais, criando condi-

ções de insalubridade e de insatisfação nos ocupantes. Este tipo de patologias é de tal forma frequente que é virtualmente impossível encontrar quem nunca tenha contactado com essas proliferações de bolores, se não de uma forma generalizada, pelo menos na situação mais vulgar dos tectos das instalações sanitárias. Ora partindo dessa realidade muito bem conhecida, a transmissão do *corpus* de conhecimentos necessários para a cabal compreensão dos fenómenos é bastante mais eficaz e facilitada.

O mesmo raciocínio pode ser aplicado às questões da ventilação, quer abordada segundo a publicação de referência de J. Viegas [4], quer mais recentemente através da análise da norma EN 1037-1 [5]. O objectivo da transmissão de conhecimentos é mais facilmente alcançado se estiver presente a noção de que uma ventilação deficiente pode estar na origem dos referidos mecanismos de condensação. De igual modo, a necessidade de se poder dispor de uma ventilação eficaz e autónoma - aqui entendida como aquela que decorre independentemente da intervenção dos ocupantes dos espaços - é mais facilmente compreendida se for acompanhada pelo registo das consequências que resultam da sua não aplicação. A conjugação de uma imagem do tipo da que se apresenta na fig. 1 com um gráfico (real) de levantamento das condições termo-higrométricas, como o da fig. 2 podem potenciar o aproveitamento das matérias necessárias à compreensão destes fenómenos.

A partir do momento em que a problemática das condensações esteja suficientemente consolidada, torna-se muito mais fácil perceber as consequências daquela que parece ser uma prática muito frequente no País e que consiste em não se proceder à correcção térmica dos elementos estruturais nos edifícios correntes. Apesar de essa correcção ser exigida para se poder invocar a verificação automática do RCCTE e de, presumivelmente, esse mecanismo poder ser invocado na maioria das situações, a prática mostra que não são frequentemente aplicadas quaisquer soluções de tratamento dessas pontes térmicas. Ora, independentemente de outras considerações que o assunto pode levantar, torna-se óbvio que todos os intervenientes que estejam familiarizados com o problema das condensações e com os mecanismos de termoforese, em particular quanto estes ocorram de forma diferencial em zonas de diferente isolamento térmico, saberão que tais práticas de não-correcção das pontes térmicas darão inevitavelmente origem à ocorrência de condensações nessas zonas mais frias e ao desenvolvimento de bolores ou, pelo menos, à deposição diferencial de partículas de sujidade.



Fig. 1 – Bolors resultantes de condensações superficiais

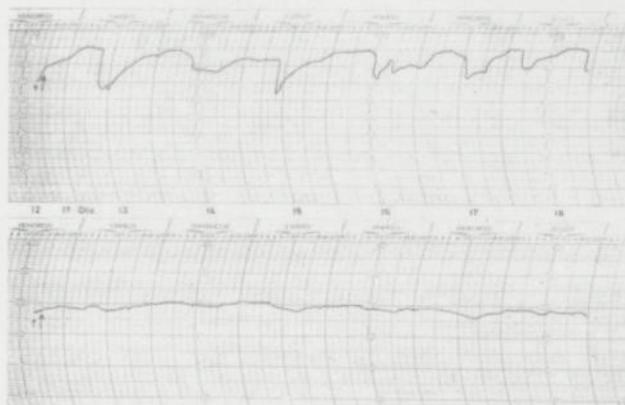


Fig. 2 – Registo termo-higrométrico de condições ambientes

Outro aspecto importante tem a ver com a concepção de paredes duplas. Qualquer análise, por mais simples que possa ser, da forma como as paredes duplas são executadas em Portugal mostra que o conceito que lhes está subja-

cente é mal compreendido, assumindo simplificações que inviabilizam o seu comportamento adequado. De facto, aquilo que é correntemente designado como parede dupla dificilmente se enquadra no conceito genérico que é aplicado com sucesso em vários países europeus, em especial naqueles cujo clima em termos de pluviosidade incidente em superfícies verticais é claramente mais severo do que o nosso. Esta realidade é válida sob vários pontos de vista, a começar pelo facto mais evidente de as paredes consideradas como duplas serem, do ponto de vista do comportamento, meras paredes simples. Com efeito, nos tempos mais recentes em que o RCCTE passou a exigir níveis de isolamento térmico superiores aos que eram correntemente praticados, tornou-se prática corrente a inclusão de isolantes térmicos nos espaços de ar das paredes duplas, que constituem desde há décadas o paradigma de execução de paredes exteriores no País. Na tentativa de simplificar o processo construtivo, passou a ser prática quase generalizada que o isolante térmico ocupasse a totalidade da caixa de ar, criando dessa forma uma continuidade física entre os dois panos das alvenarias. Desta forma, o princípio básico de funcionamento das paredes duplas - o afastamento físico entre os dois panos - foi perdido e com ele foram aumentados os riscos de infiltração de água da chuva.

Naturalmente que estas considerações são perceptíveis a qualquer técnico. Mas aqueles que tenham contactado com os efeitos da não existência de descontinuidades nas paredes correntes, ou da inexistência dos restantes mecanismos necessários ao funcionamento eficaz das paredes duplas (caleiras, drenagem, ventilação, travamento dos panos), estarão bastante mais sensibilizados para os riscos que poderão ocorrer da execução incorrecta daquela tecnologia. Vários outros exemplos poderiam ser dados sobre a influência do conhecimento da patologia na melhoria da concepção de soluções novas, mas o princípio referido mantém-se.

Desta forma, o ensino das ciências da construção segundo uma óptica da patologia permite alcançar vários objectivos, maximizando os resultados da aprendizagem. Não só se conseguem benefícios na aprendizagem das bases das várias disciplinas envolvidas, mas também se lançam os fundamentos para uma melhor compreensão da recuperação de edifícios, objectivo que requererá menor esforço adicional em termos de carga horária para se obterem resultados satisfatórios.

Ora tendo em conta que a intervenção em edifícios existentes deverá ser o mercado do futuro (próximo) e que as instituições de ensino têm por missão preparar os seus alunos para dar resposta às solicitações que a Sociedade lhes proponha, torna-se óbvia a necessidade de otimizar recursos, o que no âmbito académico significa melhorar o desempenho sem aumentar demasiado a carga horária e os recursos humanos necessários. Nessa perspectiva a metodologia proposta afigura-se como uma via possível e suficientemente experimentada. Naturalmente que a hipótese de se praticar um ensino em duas fases, constru-

ção nova e recuperação de edifícios, pode conduzir a resultados igualmente satisfatórios, embora com um uso mais intensivo dos recursos.

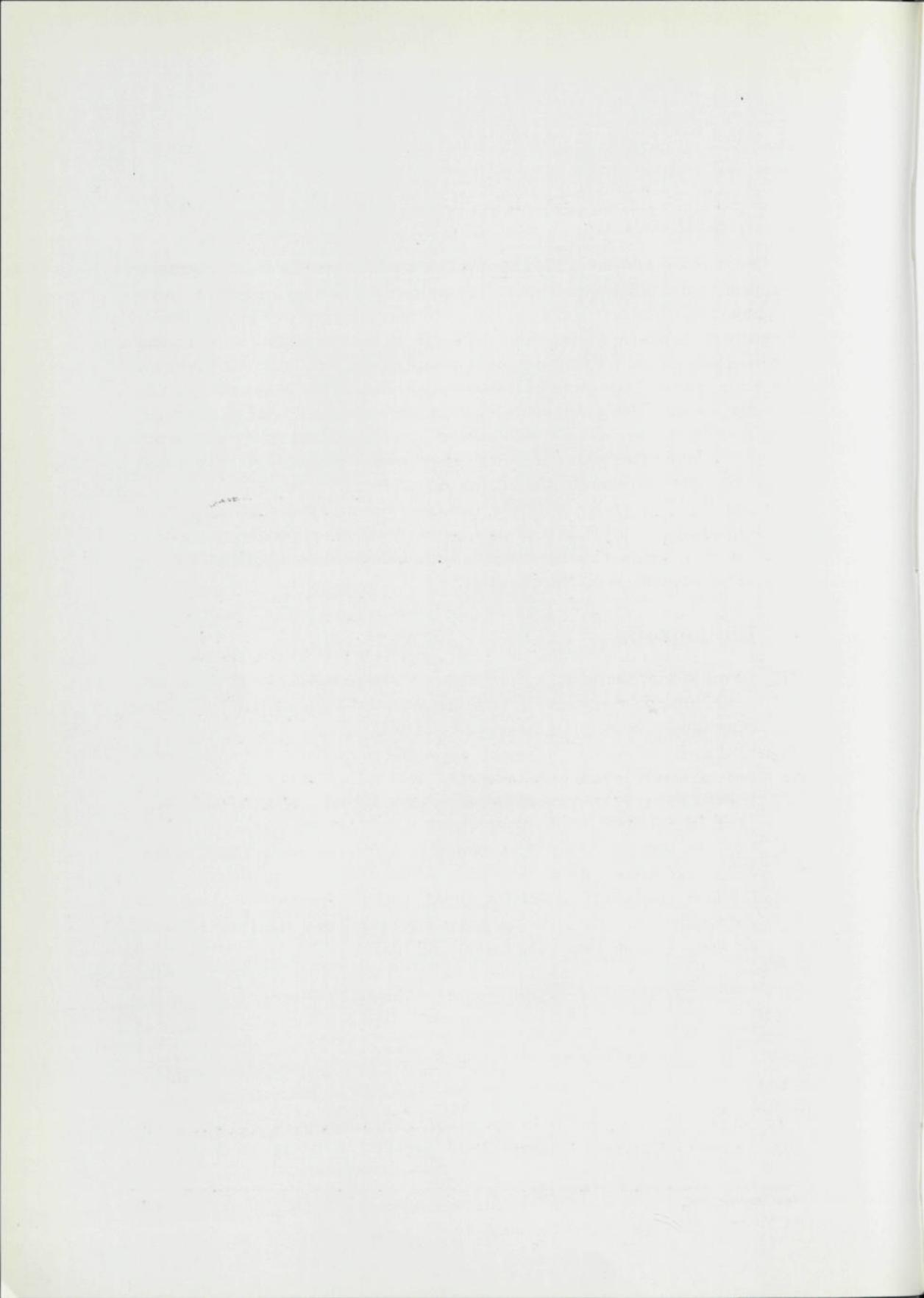
2 Conclusões

O despontar do meio técnico nacional para a nova realidade que constitui a recuperação de edifícios existentes é actualmente um facto, que se traduz numa progressiva análise das especificidades e dos requisitos que esta nova actividade justifica. Como em qualquer outra situação, as instituições devem agir e não reagir, isto é, devem preparar o futuro nos termos que lhes sejam mais adequados e não apenas tomar decisões tardias quando a realidade se torna demasiado evidente, as quais, em geral, se traduzem em menores eficiências de desempenho. É nesse contexto que o estudo da patologia das edificações e o ensino das matérias próprias da construção numa perspectiva da patologia se tornam fundamentais para a preparação dos técnicos do futuro.

A dimensão do parque edificado nacional a requerer intervenção e o fraco nível de qualidade global da construção nova garantem um mercado promissor para várias décadas e, simultaneamente, lançam desafios novos que as instituições universitárias não podem descartar.

3 Bibliografia

- [1] Oliveira, C.; Cabrita, A. *Tipificação do parque habitacional*, in 11 Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, Documentos Introdutórios. Lisboa, LNEC, 1985.
- [2] MASSARI, Giovanni *Bâtiments humides et insalubres. Pratique de leur assainissement*. Paris, Eyrolles, 1971.
- [3] HENRIQUES, F.A. *Humidade em paredes*. Lisboa, LNEC, 1994. Coleção Edifícios, n.º 1.
- [4] VIEGAS, João C. *Ventilação natural de edifícios*. Lisboa, LNEC, 1995. Coleção Edifícios, n.º 4.
- [5] INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE. *Ventilação e evacuação dos produtos da combustão dos locais com aparelhos a gás. Parte 1: Edifícios de habitação. Ventilação natural*. NP 1037-1.



A REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS DE ACORDO COM A PROPOSTA DO RGE - REGULAMENTO GERAL DE EDIFICAÇÕES

Vitor Abrantes*

Correio electrónico: abrantes@fe.up.pt

Resumo

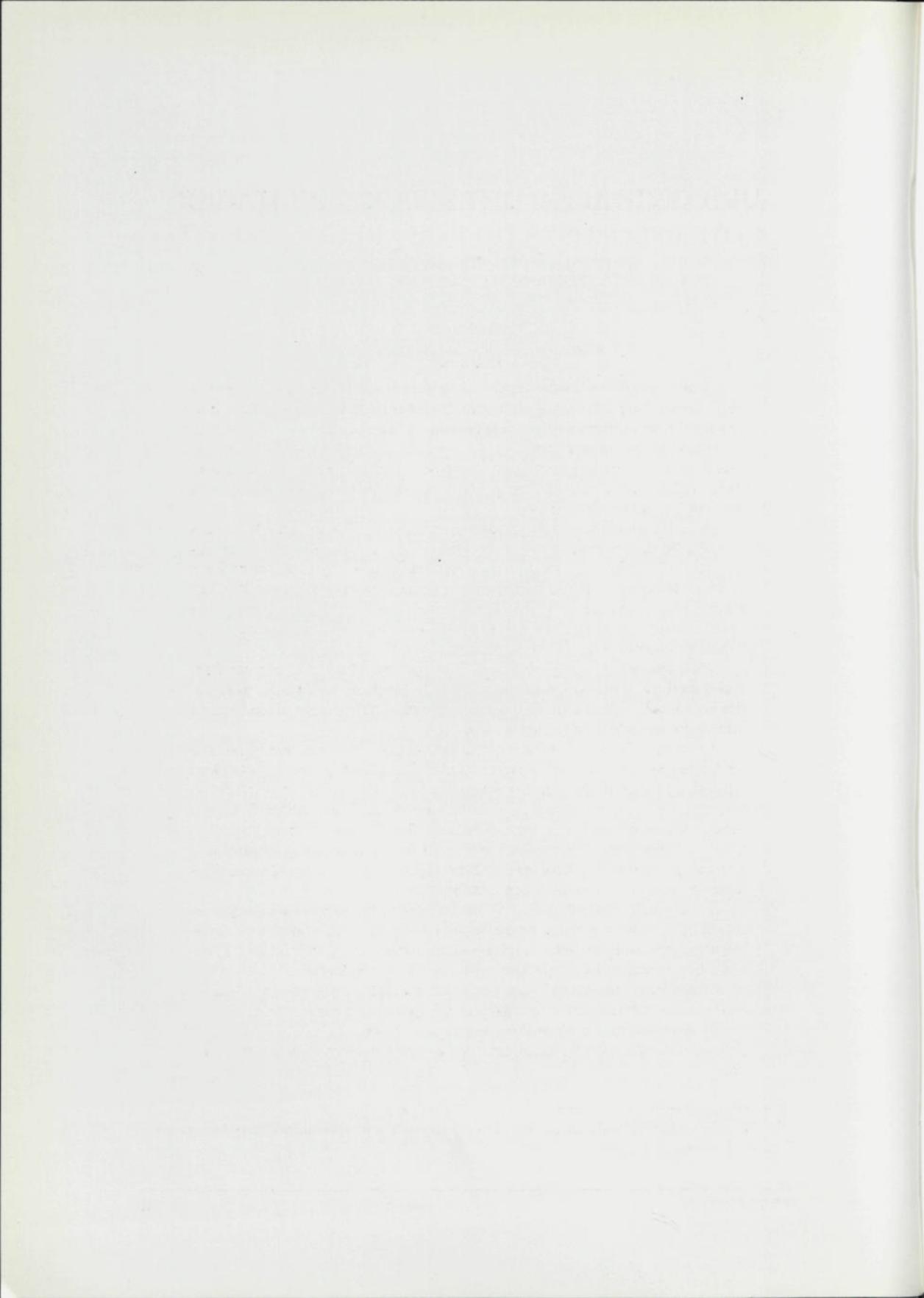
A Proposta do RGE - Regulamento Geral de Edificações, que visa substituir o completamente desactualizado RGEU, introduz algumas metodologias novas a considerar no Licenciamento da Reabilitação de Edifícios.

Começando por denominar este tipo de obras como obras de intervenção em edificações, considera diferentes categorias em função dos seus custos relativos (relação entre o custo da intervenção relativamente ao custo de construção de um edifício novo com idêntica área bruta).

As diferentes exigências regulamentares são consideradas em função dos referidos custos relativos, sendo aliviadas para intervenções de nível mínimo (custo relativo baixo) e agravadas para intervenções significativas - níveis III e IV, em que as exigências são praticamente iguais às relativas à execução de novas edificações para a maioria das situações. Salienta-se, em particular, a exigência prevista no RGE do projecto de execução para intervenções dos níveis III e IV em edificações existentes, com a sua prévia apresentação à entidade licenciadora, a existência de uma cópia na obra e a entrega, com a conclusão da obra, duma cópia actualizada ao dono-de-obra.

Em conclusão pode verificar-se que a Proposta do RGE introduz mecanismos legais no domínio da reabilitação de edifícios, que se consideram essenciais para minimamente enquadrar este tipo de actividade.

* Professor Catedrático, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de engenharia Civil, Secção de Construções Civis.



UM CONTRIBUTO... PARA A REABILITAÇÃO

J. M. Gaspar Nero*

Correio electrónico: jmgnero@civil.ist.utl.pt

Resumo

As actuais e diferenciadas perspectivas quanto aos princípios a observar e objectivos a atingir com a reabilitação do património edificado e referimos apenas ao edificado urbano de carácter habitacional, de serviços ou de comércio, ao propiciarem empenhadas ou veladas mas quase sempre extremadas posições por parte de quem as prossegue ou defende, constituem-se factor redutor da eficiência das intervenções de reabilitação produzidas na generalidade do nosso edificado.

De facto, a reabilitação do património tem-se constituído palco fértil para a expressão de um vasto conjunto de sensibilidades, aportadas de outras tantas áreas e “escolas”, que não as mais tradicionalmente ligadas à temática e que raramente entre si comunicam, convergem ou mesmo compreendem, por ausência de referências e de linguagem comuns, ou simplesmente porque se circunscrevem (ou são deixadas) a si próprias a coberto dos que aos conceitos concedem, no plano teórico, a primazia.

Neste contexto, de responsabilidade compartimentada e de responsabilização ineficaz, o método, o tempo, o custo, o resultado ou não são valorizados ou são secundarizados face a pré-conceitos estabelecidos ainda que, na prática possam não vir a ser observados.

A recuperação do património edificado, porque absolutamente necessária para a sustentação e revitalização de muitos dos núcleos urbanos das nossas cidades, ao envolver um amplo e diversificado património, desde o secular ao mais recente, com inaptações e debilidades específicas, mas também, por vezes, com surpreendentes potencialidades, impõe, com clareza, discernimento e determinação se reequacionem posicionamentos, se recentralizem e ajustem protagnismos, adequando-os às capacidades e competências reais mais do que às administrativamente atribuídas.

E, independentemente da simplificação e rigor dos processos e dos procedimentos que necessariamente potenciam tal propósito, considera-se que, para a generalidade das intervenções será necessário que a “iniciativa”, a “actuação” e a “regulação” se pautem pelas seguintes referências:

A *utilidade*, conceito associado ao uso e às exigências do presente acautelando, tanto quanto possível, as perspectivas futuras que delas se tenha.

A *segurança* das soluções de modo a que à luz dos conhecimentos actuais se minimizem os riscos, sejam em consequência das acções naturais ou do uso.

* Fundador e Professor da cadeira de Conservação e Reabilitação de Edifícios do Instituto Superior Técnico.

A *durabilidade* dos materiais e soluções, de modo a que estas não conduzam a uma mais célere depreciação do bem após as intervenções.

A *escala da actuação*, que requer dimensão urbanística. Só esta pode aportar benefícios acrescidos pela ponderação de factores hedónicos que sempre lhe estão associados.

A *evolução*, pela conciliação do passado com o presente para que, aquele possa ter futuro.

O desempenho da reabilitação do edificado é necessariamente condicionado por quem a interpreta e dá expressão. Não se trata de uma mera teoria, tão pouco de uma metodologia estática, antes compreende todo um processo que exige completo domínio do objecto a reabilitar e a plena assumpção dos objectivos a atingir, conciliando técnicas e respeitando aptidões, sem dogmas nem preconceitos, mas com a consciência de que cada decisão se traduz, face às possibilidades e alternativas, na que melhor dá satisfação à sociedade a que a reabilitação, em última análise, se destina.

ANÁLISE DE ANOMALIAS EM COBERTURAS EM TERRAÇO: UMA FORMA DE APRENDER A PROJECTAR E A EXECUTAR BEM AS RESPECTIVAS SOLUÇÕES

Jorge M. Grandão Lopes*
Correio electrónico: glopes@lnec.pt

Resumo

Esta palestra visa alertar, através fundamentalmente da apresentação de situações anómalas reais (ou através de esquemas delas representativos), para as principais razões que lhes dão origem. Da análise respectiva pretende-se sensibilizar projectistas e aplicadores para a necessidade de cada um na sua área de competência cuidadosamente e atempadamente intervir de modo a limitar a ocorrência da respectiva patologia nas coberturas em terraço.

Palavras-chave: Coberturas, Terraços, Patologia.

1 Justificação do tema

São conhecidos os transtornos causados pelas infiltrações de água nos edifícios, quando não mesmo de dramas se trate com consequências de vária ordem: de salubridade, psicológica, económica e até social.

Sendo a cobertura o elemento da construção que mais directamente está sujeito à acção dos agentes atmosféricos normais e, ainda, quando for o caso, a acções mecânicas resultantes da sua acessibilidade à circulação de pessoas ou veículos, é necessário que a ela se dê a importância devida, quer ao nível da concepção das camadas que a constituem quer aquando da sua aplicação. A escolha de soluções apropriadas e a sua adequada colocação em obra por pessoal especializado, não esquecendo a necessária manutenção periódica por parte dos utilizadores, serão certamente grandes contributos para a redução drástica das anomalias que dão origem a infiltrações de água pela cobertura ou a manchas de humidade nos tectos do último piso dos edifícios.

* Engenheiro civil, Investigador do Departamento de Edifícios do LNEC.

Esta temática tem vindo a ser tratada em vários Simpósios, Encontros ou Seminários realizados nos últimos anos em Portugal, nomeadamente através da apresentação de comunicações [1 a 11].

A importância de uma palestra sobre este tema julga-se assim, e ainda, perfeitamente justificável, tendo portanto como objectivo essencial continuar a sensibilizar o meio técnico para esta problemática, esperando que tal venha a ser minimamente conseguido.

2 Conteúdo da apresentação

O modelo seguido para esta apresentação baseia-se fundamentalmente no comentário de casos patológicos reais, ou de esquemas deles sugestivos, registando-se em seguida, sempre que oportuno, a respectiva solução correctamente concebida ou aplicada. Como se verá, será dada especial atenção aos pontos singulares da cobertura, já que costumam estar neles as principais razões para a patologia em análise.

Com vista a poder ser acompanhada através dum texto a apresentação dos diapositivos, registam-se a seguir, pela sua ordem de apresentação, cada um dos casos em análise e umas breves notas sobre os comentários a fazer a cada um desses casos de estudo.

Diapositivo 0: Apresentação do tema

Diapositivo 1: Principais camadas das coberturas em terraço: coberturas tradicionais

Coberturas com o sistema de impermeabilização sobre a camada de isolamento térmico. É importante ter em conta a influência que cada camada da cobertura pode ter sobre as camadas sobrejacentes ou subjacentes, especialmente daquelas que confinam com o sistema de impermeabilização.

Diapositivo 2: Principais camadas das coberturas em terraço: coberturas "invertidas"

Coberturas com a camada de isolamento térmico sobre o sistema de impermeabilização. Sistema que obriga sempre à colocação de uma protecção pesada, não sendo por isso vocacionado para coberturas com estrutura resistente em chapa metálica ou de madeira e seus derivados.

Diapositivo 3: Acumulação de água. Pendentes insatisfatórias

Anomalia resultante de eventual sobrelevação das embocaduras dos tubos de queda associada a uma conformação insatisfatória das pendentes [12].

Diapositivo 4: Conformação duma camada de forma

Necessidade de definição em planta (projecto) das principais cotas a garantir na obra para o devido encaminhamento da água para as embocaduras dos tubos de queda [13].

Diapositivo 5: Mestras em tijolo para definição de pendentes numa camada de forma de betão celular

Implantação na obra dos pontos característicos da camada de forma às cotas previamente definidas, materializada aqui através de mestras de tijolo, para delimitação adequada das várias vertentes dessa camada [14].

Diapositivo 6: Rebaixamento da camada de forma na zona de embocaduras de tubos de queda

A existência de elementos adicionais de remate nas embocaduras de tubos de queda ou de gárgulas (peças com abas inseridas na impermeabilização) faz sobrelevar a impermeabilização nessa zona criando aí pequenas “barragens”; para compensar essas sobrelevações, facilitando assim o escoamento da água, deve rebaixar-se a camada de forma nessas zonas [15].

Diapositivo 7: Descolamento de juntas de sobreposição. Acumulação de água

Deficiente posicionamento das membranas autoprotégidas com folha de alumínio na platibanda. Efeito da presença da água no descolamento das juntas de sobreposição na zona corrente da cobertura, especialmente na transição da zona húmida para a seca.

Diapositivo 8: Descolamento de juntas de sobreposição de membranas betuminosas autoprotégidas com folha de alumínio

Efeito dos seguintes factores no descolamento das juntas de sobreposição: ligação directa da camada betuminosa superior sobre a folha de alumínio inferior; diferença acentuada entre os coeficientes de dilatação térmica do alumínio e do betume; deficiente concepção, colocando a membrana em questão colada sobre outra de borracha butílica; eventual deficiência na colagem da junta.

Diapositivo 9: Sistema de impermeabilização fixado mecanicamente

A importância dos vários componentes dos sistemas fixados mecanicamente no desempenho adequado deste tipo de sistemas: o tipo de estrutura resistente, a compressibilidade do isolante térmico, o tipo da peça de fixação e a sua amarração (entrega) na estrutura resistente, a distância dessa peça ao bordo da membrana inferior, a largura das juntas de sobreposição, o tipo de armadura das membranas [14].

Diapositivo 10: Acções e reacções nos elementos de um sistema de impermeabilização fixado mecanicamente

Patologia possível: arrancamento da fixação mecânica devido a reduzida amarração ou insuficiente resistência da estrutura resistente; compressibilidade elevada do suporte isolante; descolamento por pelagem da junta de sobreposição das membranas; rasgamento da membrana inferior pelo parafuso junto ao

bordo dessa membrana na junta de sobreposição; rotura da própria membrana [16].

Diapositivo 11: Apoios de plástico de altura regulável

Apoios adequados, com características particulares, para suportar cargas relativamente elevadas: base de superfície significativa para limitar a deformabilidade da camada de isolamento térmico subjacente; reforços na ligação da base à coluna central para tornar a base mais rígida; regulação em contínuo para permitir um ajuste perfeito na planeza do piso de circulação.

A caixa de ar pode atingir os 0,20 m de espessura, tornando-se mais eficiente para a circulação do ar, característica especialmente importante em situações de Verão [14].

Diapositivo 12: Apoio de plástico de altura regulável de base rígida

Apoio particularmente útil para suportar cargas relativamente elevadas, sendo fácil o ajuste das lajetas a colocar sobre ele através do dispositivo rotativo existente sobre as nervuras de reforço da base, igualmente de superfície significativa.

A caixa de ar pode atingir também os 0,20 m de espessura [17].

Diapositivo 13: Apoios de plástico de base pouco rígida

Apoio da esquerda com ajuste em altura de uma forma descontínua (em degrau), de base relativamente pequena e pouco rígida. A caixa de ar formada sob as lajetas não ultrapassa os 40 mm.

Apoio da direita basicamente com a função de evitar o contacto directo das lajetas de betão com a camada subjacente.

Diapositivo 14: Ensaio de compressão de um apoio de plástico sobre membrana betuminosa

Deformação acentuada da base do apoio, devido à sua flexibilidade, dando origem a maior concentração de tensões na membrana betuminosa subjacente.

Diapositivo 15: Deformação localizada da membrana betuminosa sob apoio de plástico

Vincos deixados na membrana betuminosa (redução de espessura por esmagamento) pela base relativamente flexível dos apoios sujeitos à acção de cargas.

Diapositivo 16: Efeito da deformabilidade do suporte isolante no sistema de impermeabilização sobrejacente

Ultrapassando a capacidade resistente das juntas ao corte, pode ocorrer descolamento dessas juntas, anomalia de importância vital nos sistemas de camada única.

Diapositivo 17: Desnívelamento acentuado entre placas de suporte da impermeabilização

Anomalias futuras: deficiente colagem do revestimento de impermeabilização na zona das juntas de sobreposição; degradação do revestimento e dos bordos das placas isolantes por acção mecânica da circulação de pessoas para trabalhos de manutenção.

Diapositivo 18: Concepção insatisfatória do sistema de impermeabilização. Descolamento de juntas de sobreposição

Deficiente concepção dum sistema de impermeabilização com membrana betuminosa autoprotégida com folha de alumínio colocada sobre uma membrana de borracha butílica.

As juntas de sobreposição são os pontos críticos da membrana de borracha butílica, devido ao seu processo de ligação, distinto da vulcanização da membrana em fábrica.

Diapositivo 19: Rasgamento, pelas peças de fixação, do remate da impermeabilização

Retracção acentuada da membrana de PVC plastificado devido a uma formulação inapropriada (perda acentuada de plastificantes) ou a uma deficiente concepção e execução (inexistência de fixações mecânicas perimetrais).

Diapositivo 20: Ondulação de membranas betuminosas. Descolamento de juntas de sobreposição

Aderência insatisfatória da membrana ao suporte associada à presença de teor de humidade elevado nesse suporte. A pressão do vapor de água ajudará à formação desta ondulação. As tensões de tracção geradas perpendicularmente às superfícies da junta de sobreposição podem conduzir ao seu descolamento.

Diapositivo 21: Rasgamento e levantamento generalizado dum revestimento epoxídico

A fraca estabilidade dimensional do revestimento de impermeabilização associada certamente a condições de aplicação desfavoráveis, como o elevado teor de humidade do suporte, foram motivo do aparecimento da fendilhação prévia e da conseqüente rotura generalizada por acção do vento.

Diapositivo 22: Rasgamento e levantamento dum revestimento epoxídico

Péssima aderência do revestimento à betonilha do suporte.

Diapositivo 23: Fendilhação dum revestimento epoxídico

Elevadas retracções do revestimento por deficiente formulação e condições de aplicação insatisfatórias.

Diapositivo 24: Fendilhação duma membrana betuminosa autoprotégida com granulado mineral

Movimentos acentuados das juntas entre painéis isolantes do suporte da impermeabilização. Elevado teor de cargas na mistura betuminosa. Fraca resistência a baixas temperaturas.

Diapositivo 25: Manutenção insatisfatória. Desenvolvimento de vegetação

Presença de água junto à platibanda proveniente dos aparelhos de ar condicionado; acumulação de poeiras; deficiente manutenção; desenvolvimento de vegetação nesses locais.

Eventual ataque das raízes nas juntas de sobreposição; descolamento dessas juntas.

Diapositivo 26: Raízes de plantas no tardo de dum sistema de impermeabilização betuminoso

A presença de matéria orgânica abundante (os hidrocarbonetos do betume) facilita o ataque das raízes de coberturas ajardinadas, especialmente se as condições de desenvolvimento das respectivas plantas são precárias (falta de nutrientes apropriados e de água de rega).

A inexistência de aditivos anti-raízes na mistura betuminosa das membranas deste tipo não cria a barreira química necessária à repelência dessas raízes, especialmente as de desenvolvimento vertical (comparativamente com as plantas de raízes rastejantes).

Diapositivo 27: Enrugamento de membranas betuminosas autoprotégidas com folha de alumínio

As pregas resultam fundamentalmente das diferenças acentuadas dos coeficientes de dilatação térmica entre a folha metálica de alumínio (ou de cobre) de autoproteção da membrana e a sua mistura betuminosa e da dinâmica do respectivo movimento relativo desses materiais.

Diapositivo 28: Deslizamento dum sistema de impermeabilização betuminoso tradicional Reduzida resistência a elevadas temperaturas das misturas betuminosas das membranas do sistema e falta de fixações mecânicas convenientemente localizadas na superfície inclinada.

Situação idêntica, ou mais acentuada, pode ocorrer em platibandas ou paredes emergentes com as mesmas soluções.

Diapositivo 29: Resultado dum ensaio de escorrimento de provetes duma tela betuminosa tradicional

Nítido deslizamento das folhas de plástico de acabamento duma tela betuminosa tradicional (com mistura formada com betume insuflado ou oxidado) acompanhando o escorrimento da mistura betuminosa durante um ensaio a elevada temperatura.

Diapositivo 30: Esmagamento e corte do remate da impermeabilização com uma parede

Inexistência de juntas de esquadramento na camada de protecção pesada rígida definindo painéis de cerca de 3 a 4 m de lado.

A colocação de uma camada de dessolidarização entre essa protecção pesada rígida e o sistema de impermeabilização reduz a transmissão dos movimentos daquela para este, fundamentalmente de origem térmica [18].

Diapositivo 31: Esquadramento numa protecção pesada rígida

As juntas de esquadramento devem interessar toda a espessura da camada de protecção rígida até ao sistema de impermeabilização (ou até à camada de dessolidarização), devendo portanto ser realizadas durante a execução da camada de protecção pesada (betonilhas com eventuais acabamentos cerâmicos ou outros) e não após essa execução, obrigando ao rasgamento dos materiais respectivos com uma serra de discos (correndo o risco, bastante elevado, de atingir o sistema de impermeabilização).

Diapositivo 32: Escorrências para a caleira de precipitados da betonilha sob as lajetas compósitas de betão e XPS

Depósitos constituídos por carbonato de cálcio precipitado, resultantes da hidratação do cimento que vai sendo lixiviado pela água que atravessa a betonilha, arrastando-os sobre a impermeabilização até às caleiras. Esta situação pode assumir maior significado caso tenha chovido antes de ter decorrido o período de tempo suficiente para o completo endurecimento da betonilha.

Diapositivo 33: Precipitados de carbonato de cálcio na caleira

Os mesmos depósitos junto a uma embocadura dum tubo de queda. A falta de remoção atempada, por insuficiente manutenção da cobertura, originou uma elevada concentração destes depósitos não só na caleira como ainda no próprio tubo de queda.

Diapositivo 34: Fendilhação do reboco ao longo do bordo do remate da impermeabilização na parede

Concepção e execução insatisfatórias do remate da impermeabilização, não o inserindo num roço da parede nem armando o reboco de recobrimento.

A descontinuidade da espessura desse reboco nessa zona facilita a concentração de tensões de tracção que levam à fendilhação observada.

Diapositivo 35: Fendilhação do reboco ao longo do bordo do remate da impermeabilização num murete

Concepção e execução insatisfatórias do remate da impermeabilização, não o inserindo num roço do murete nem armando o reboco de recobrimento.

A descontinuidade da espessura desse reboco nessa zona facilita a concentração de tensões de tracção que levam à fendilhação observada e à consequente entrada de água.

Diapositivo 36: Rufo metálico de remate da impermeabilização com uma parede emergente da cobertura

Solução especialmente recomendada para remate de sistemas de impermeabilização com elementos emergentes da cobertura em betão armado.

Diapositivo 37: Remate da impermeabilização protegido com um rufo metálico

Solução idêntica à anterior com o mesmo campo de aplicação. O parafuso de fixação do rufo metálico pode também servir para fixação da membrana de remate, nomeadamente quando este se prolonga pelo paramento vertical para além de cerca de 0,4 a 0,5 m acima da zona corrente, e especialmente quando a respectiva membrana é betuminosa integrando misturas de betume oxidado.

Diapositivo 38: Remate da impermeabilização inserido na parede

Remate da impermeabilização inserido num roço regularizado aberto na alvenaria e recoberto com um reboco armado. A armadura poderá ser metálica ou de fibra de vidro resistente aos álcalis do cimento.

Diapositivo 39: Fendilhação sob a soleira duma porta

O bordo do remate da impermeabilização desenvolver-se-á ao nível da pedra da soleira e o reboco de recobrimento não estará certamente armado e solidarizado à argamassa de assentamento dessa pedra.

Diapositivo 40: Manchas de humidade de precipitação através duma junta de dilatação na cobertura

Deficiências de estanquidade do remate da junta de dilatação da cobertura sobrejacente.

Diapositivo 41: Deficiente concepção de juntas de dilatação na cobertura

As extensões acentuadas a que pode estar sujeito o revestimento de impermeabilização sobre a junta de dilatação, geralmente de largura reduzida, podem conduzir ao descolamento desse revestimento na superfície adjacente à junta e à fissuração do revestimento.

Diapositivo 42: Esquema duma solução de remate duma junta de dilatação ao nível da zona corrente da cobertura

A banda de dessolidarização do remate da impermeabilização na junta de dilatação, de largura ajustada ao tipo de sistema de impermeabilização e às deformações do suporte, reduz a extensão a que esse remate está sujeito, minimizando assim a sua possibilidade de fendilhação [13].

Diapositivo 43: Solução de remate numa junta de dilatação sobrelevada

O cordão de suporte do remate da impermeabilização colocado na junta serve para aumentar a zona dessolidarizada do remate e assim reduzir as extensões a que está sujeito [13].

Diapositivo 44: Lajetas de sombreamento sobre perfis metálicos apoiados em montantes metálicos inapropriados

Corrosão dos montantes metálicos por deficiente protecção das suas superfícies.

Reduzido grau de ventilação do espaço sob as lajetas devido à reduzida possibilidade de ventilação do mesmo através das juntas entre placas.

Colocação insatisfatória das saídas das tubagens de ventilação de espaços do interior do edifício.

Diapositivo 45: Montante metálico corroído

Inadequação do tipo de montante ao uso previsto: montante metálico presumivelmente vocacionado para aplicação em pisos interiores.

Diapositivo 46: Dispositivo de apoio das lajetas com o montante metálico corroído

Base de apoio do montante metálico de área incompatível com suportes relativamente deformáveis, nomeadamente se se tratar de coberturas acessíveis a pessoas: o assentamento deste montante é feito numa betonilha armada.

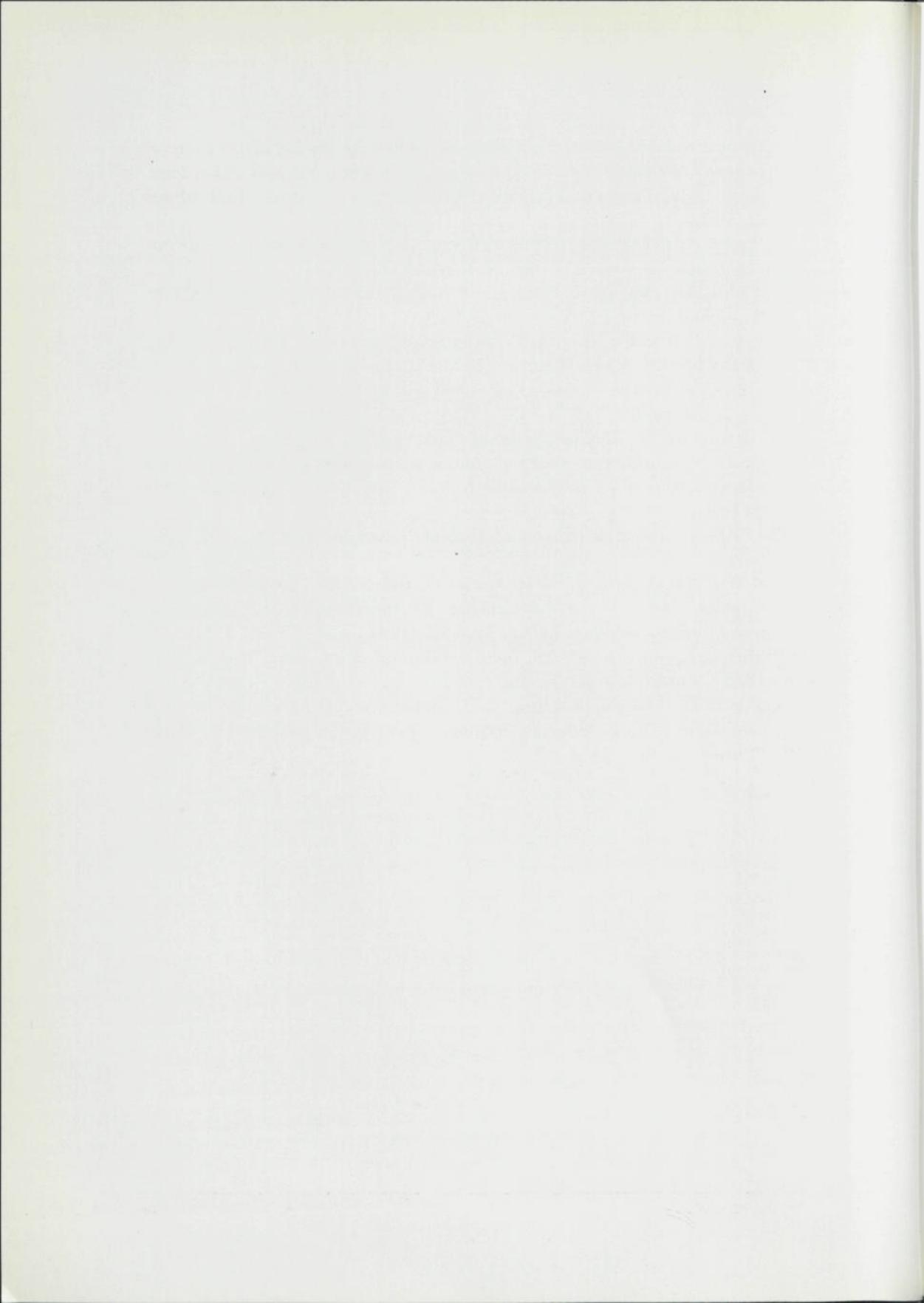
Diapositivo 47: Conclusões

3 Bibliografia

- [1] Walter, Ana; Brito, Jorge de; Lopes, J. Grandão, *Current flat roof bituminous membranes waterproofing systems – inspection, diagnosis and pathology classification*. Construction and Building Materials, <http://authors.elsevier.com/sd/article/S0950061804001138> (versão electrónica do artigo), 2004, p. 233-242.
- [2] Walter, Ana; Lopes, J. Grandão; Brito, Jorge de, *Impermeabilizações de coberturas em terraço. Anomalias em superfície corrente*. 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios (3º ENCORE). Lisboa: LNEC, Maio de 2003.
- [3] Santos, Carlos Pina dos; Lopes, J. Grandão, *Reabilitação do sistema de impermeabilização e da qualidade térmica de coberturas em terraço. Uma operação, dois benefícios..* 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios (3º ENCORE). Lisboa: LNEC, Maio de 2003.
- [4] Walter, Ana; Lopes, J. Grandão; Brito, Jorge de, *Flat roof waterproofing. To prevent anomalies in its surface*. 2nd International Symposium on

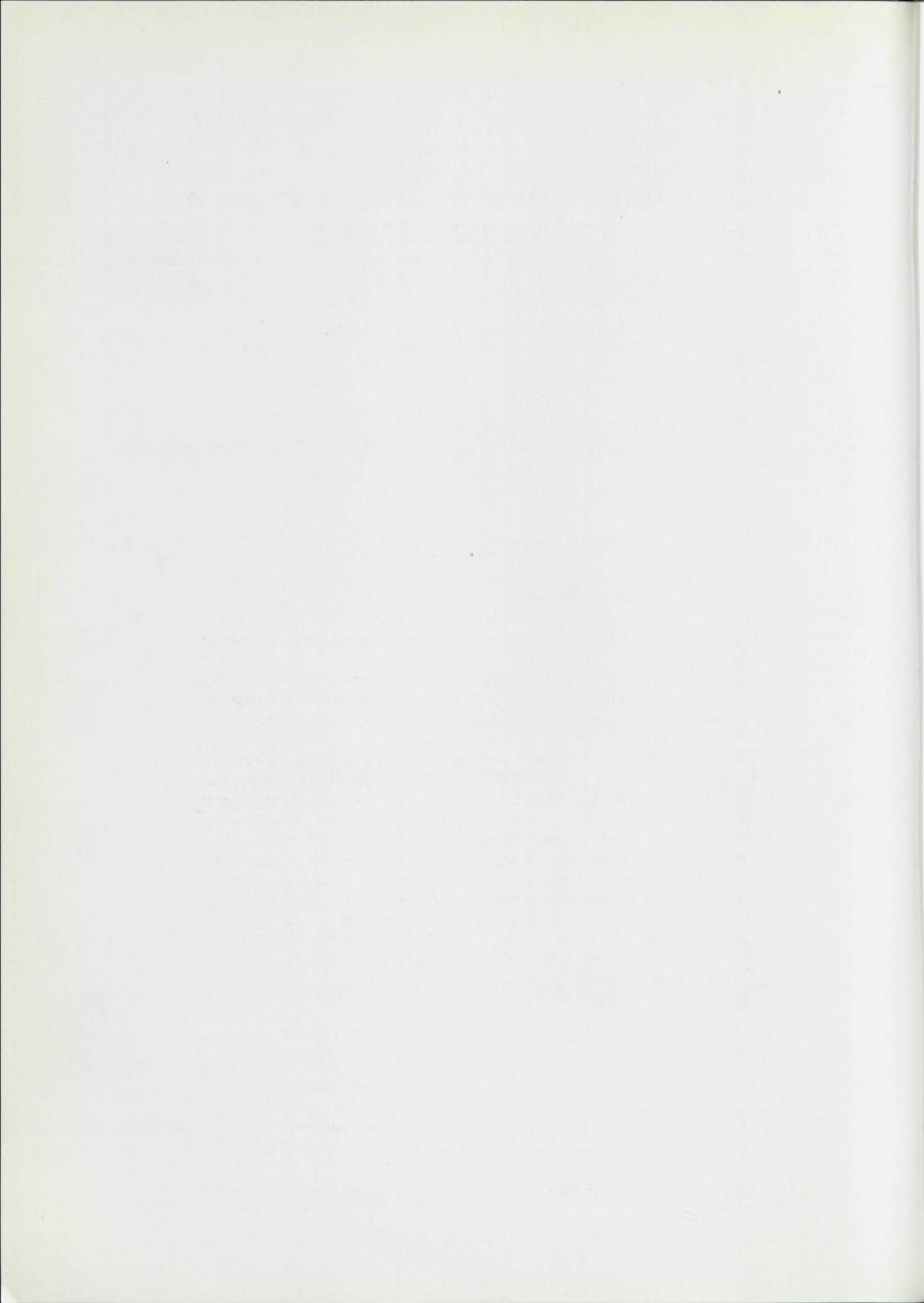
- Building Pathology, Durability and Rehabilitation. Lisboa: LNEC, Novembro de 2003.
- [5] Lopes, J. Grandão, *About the importance of bounding procedure of roof waterproofing systems to their support*. 2nd International Symposium on Building Pathology, Durability and Rehabilitation. Lisboa: LNEC, Novembro de 2003.
- [6] Cash, Carl G., *Roofing failures*. 2nd International Symposium on Building Pathology, Durability and Rehabilitation. Lisboa: LNEC, Novembro de 2003.
- [7] Lopes, J. Grandão, *Patologia em revestimentos de impermeabilização de coberturas fixados mecanicamente*, 1^o Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios (PATORREB2003). Porto: FEUP, Março de 2003.
- [8] Ramos, Nuno M. Monteiro; Freitas, Vasco Peixoto de, *Deficiente comportamento de coberturas. Estudo de caso*, 1^o Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios (PATORREB2003). Porto: FEUP, Março de 2003.
- [9] Walter, Ana; Lopes, J. Grandão; Brito, Jorge de, *Impermeabilizações de coberturas em terraço. Anomalias devidas a erros de concepção*, 1^o Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios (PATORREB2003). Porto: FEUP, Março de 2003.
- [10] Lopes, J. Grandão, *Humidade em edifícios e patologia associada*, Seminário FUNDEC/LNEC. Lisboa: LNEC, Outubro de 2004.
- [11] Lopes, J. Grandão, *Patologia em coberturas em terraço. Formas de a evitar*, Seminário FUNDEC/LNEC. Lisboa: LNEC, Novembro de 2004.
- [12] Harrison, H. W., *Roofs and roofing*. Garston: BRE, 1996.
- [13] Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC), *La toiture plate. Exécution des ouvrages de raccord*. Bruxelles: CSTC, Mars 1994. NIT 191.
- [14] TEXSA, *Sistemas de impermeabilização*. Barcelona: TEXSA, 1992. Catálogo técnico.
- [15] Gomes, Ruy J., *Coberturas em terraço*. Lisboa: LNEC, 1968. ITE 1.
- [16] Trinkler, Hans M. J., *Measuring for mechanically fastened roof waterproofing sheeting*. Zürich: Sika, AG, 1984.
- [17] SIPLAST, *Étanchéité 88/89. Tome 1 – Toitures et terrasses*. Paris: Siplast, 1988. Catálogo técnico.
- [18] Schild, E.; Oswald, R.; Rogier, D.; Schweikert, H., *L'étanchéité dans l'habitation. 1 – Toitures terrasses, Balcons, Points faibles*. Paris: Éditions Eyrolles, 1978.

- [8] Ramos, Nuno M. Monteiro; Freitas, Vasco Peixoto de, *Deficiente comportamento de coberturas. Estudo de caso*, 1º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios (PATORREB2003). Porto: FEUP, Março de 2003.
- [9] Walter, Ana; Lopes, J. Grandão; Brito, Jorge de, *Impermeabilizações de coberturas em terraço. Anomalias devidas a erros de concepção*, 1º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios (PATORREB2003). Porto: FEUP, Março de 2003.
- [10] Lopes, J. Grandão, *Humidade em edifícios e patologia associada*, Seminário FUNDEC/LNEC. Lisboa: LNEC, Outubro de 2004.
- [11] Lopes, J. Grandão, *Patologia em coberturas em terraço. Formas de a evitar*, Seminário FUNDEC/LNEC. Lisboa: LNEC, Novembro de 2004.
- [12] Harrison, H. W., *Roofs and roofing*. Garston: BRE, 1996.
- [13] Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC), *La toiture plate. Exécution des ouvrages de raccord*. Bruxelles: CSTC, Mars 1994. NIT 191.
- [14] TEXSA, *Sistemas de impermeabilização*. Barcelona: TEXSA, 1992. Catálogo técnico.
- [15] Gomes, Ruy J., *Coberturas em terraço*. Lisboa: LNEC, 1968. ITE 1.
- [16] Trinkler, Hans M. J., *Measuring for mechanically fastened roof waterproofing sheeting*. Zürich: Sika, AG, 1984.
- [17] SIPLAST, *Étanchéité 88/89. Tome 1 – Toitures et terrasses*. Paris: Siplast, 1988. Catálogo técnico.
- [18] Schild, E.; Oswald, R.; Rogier, D.; Schweikert, H., *L'étanchéité dans l'habitation. 1 – Toitures terrasses, Balcons, Points faibles*. Paris: Éditions Eyrolles, 1978.





SESSÃO I – MADEIRAS



AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE ESTRUTURAS DE MADEIRA COM RECURSO A ENSAIOS IN-SITU

Rafael Capuz Lladro*

Correio electrónico: rcapuz@upvnet.upv.es

Rafael Diez Barra†

Correio electrónico: diez@inia.es

Jerónimo Botelho‡

Correio electrónico: jeronimobotelho@hotmail.com

J. Amorim Faria§

Correio electrónico: jmfaria@fe.up.pt

Resumo

Um projecto de investigação relacionado com a avaliação das propriedades mecânicas de elementos estruturais em madeira foi estabelecido entre a Universidade Politécnica de Valência (UPV), Espanha, e a Universidade do Porto, através da FEUP. O projecto decorreu em Espanha, entre Outubro de 2004 e Julho de 2005.

A investigação realizada tinha como objectivo determinar correlações entre ensaios *in situ* e em Laboratório, sobre elementos estruturais em madeira, de modo a validar a utilização de métodos de avaliação não destrutivos de aplicação *in situ*.

Resultados de ensaios a 100 vigas, realizados no Laboratório do Instituto Nacional de Investigación Agrária (CIFOR-INIA), espanhol, em Madrid, utilizando amostras de *Pinus radiata*, foram comparados com ensaios realizados em Laboratório, em Valência, sobre as mesmas amostras aplicando métodos não destrutivos (*Resistograph*) Foram definidas correlações entre os dois conjuntos de resultados. Estabeleceu-se uma metodologia para avaliar as propriedades mecânicas de elementos estruturais em madeira usando os valores obtidos *in-situ*, de ensaios com o *Resistograph* e *Sylvatest*.

Aplicou-se o método a um caso de estudo em Espanha: um edifício histórico do século XV (*La Lonja de los Mercaderes* de Valência). Esta publicação apresenta os resultados da investigação efectuada.

Palavras-chave: *Ensaio não destrutivo; Elementos estruturais em madeira antiga; Estudo de caso*

* Director ETS de Gestión de la Edificación da UPV, Valência, Espanha

† Director Técnico, Laboratório de Estruturas de Madera, INIA, Madrid, Espanha

‡ Engº Civil, Estudante do 1º Mestrado de Reabilitação do Património Edificado da FEUP

§ Prof. Auxiliar da FEUP, Departamento Eng. Civil, Secção Construções Cívicas

1 Introdução

A avaliação das propriedades mecânicas de elementos estruturais em madeira representa uma área de investigação com grande desenvolvimento no momento presente.

Equipas de investigação em toda a Europa têm vindo a apresentar resultados bastante importantes, de que se destacam os desenvolvidos por Togni [1], em Itália, e Sandoz [2], na Suíça.

Em Portugal, a tese de Doutoramento de Saporiti Machado [3] constitui, até ao momento, o trabalho fundamental publicado sobre este assunto.

Recentemente, em 2003, o Prof. Rafael Capuz Lladro concluiu o seu trabalho de doutoramento, tendo produzido a tese com o título: "*Métodos de Ensayos No Destructivos para la Estimación de las Propiedades Físicas y Mecánicas de las Maderas*" [4]. Na sequência desse doutoramento, o estudante do 1º Mestrado de Reabilitação do Património Edificado da FEUP, Jerónimo Botelho, esteve em Valência, na Universidade Politécnica de Valência (UPV), a realizar investigação na área, entre Outubro de 2004 e Julho de 2005, tendo produzido, como resultado desse estágio de investigação, dois documentos ([5] e [6]), que resumem o trabalho desenvolvido e estão na base desta comunicação.

Encontra-se em fase final de emissão a dissertação de mestrado "*Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos*", da autoria de Jerónimo Botelho e orientada pelo Prof. José Amorim Faria e co-orientada pelo Prof. Rafael Capuz Lladro. O trabalho recebeu ainda um apoio muito importante do Dr. Rafael Diez Barra, Director Técnico do Laboratório de Estruturas de Madeira do CIFOR-INIA, situado em Madrid, Espanha. Estes são os quatro autores desta comunicação.

2 Trabalho desenvolvido na UPV

O trabalho desenvolvido em Valência inclui, para além da pesquisa bibliográfica e diversos pequenos trabalhos realizados no âmbito da UPV, o desenvolvimento de duas linhas de investigação fundamentais, descritas nos relatórios [5] e [6]. Essas linhas referem-se essencialmente a:

- Realização de ensaios não destrutivos sobre 300 amostras de *Pinus radiata* com as dimensões de 30x15x5cm, utilizando o equipamento *Resistograph*, e sua comparação com ensaios destrutivos e não destrutivos (*Sylvatest*), realizados no Laboratório de Estruturas de Madeira do CIFOR-INIA, sobre 100 vigas de *Pinus radiata* espanhol. As 300 peças resultaram do corte de 3 provetes de cada viga, dois em cada canto e um na zona central, após a realização até à rotura dos ensaios destrutivos, de acordo com as normas EN338 [7] e EN408 [8];

- Realização de um relatório de inspecção de 13 vigas principais de um dos pavimentos existentes num edifício histórico de Valência, construído no século XV ("La Lonja de los Mercaderes de Valencia"), utilizando métodos de inspecção não destrutivos (*Resistograph* e *Sylvatest*).

Foi realizado o tratamento estatístico dos resultados obtidos procurando-se estabelecer correlações entre os resultados dos ensaios mecânicos e os resultados dos ensaios não destrutivos, que possam vir a ser usados em aplicações futuras das técnicas não destrutivas de avaliação das propriedades mecânicas a que se recorreu.

3 Breve descrição das técnicas não destrutivas utilizadas

3.1 *Resistograph*

O *Resistograph* é um aparelho que perfura as peças de madeira, medindo a sua resistência à perfuração, em função da energia dispendida (Figura 1). A perfuração é realizada a velocidade constante, ajustável pelo utilizador, através de uma agulha de diâmetro de 1,5mm, sendo mais larga na extremidade (3mm). Em função do modelo comercial, estas agulhas podem ter vários comprimentos, sendo que 280mm e 950mm são, respectivamente, os valores mínimos e máximos conhecidos.

Não fornecendo informação sobre a resistência mecânica da madeira, o *Resistograph* relaciona-se com a densidade, permitindo obter um perfil de variação radial desta ao longo da perfuração, de intervalos de dados de 0,04mm em 0,04mm. Estes dados são tratados estatisticamente, excluindo-se da análise um intervalo de valores iniciais e finais, e calculando a média do conjunto de dados, cujo valor é denominado de Valor de *Resistograph* (VR).

O *Resistograph* possui informação qualitativa de grande interesse, pois fornece um registo desenhado da variação de resistência à perfuração, à escala 1/1, sendo possível por exemplo detectar podridões, vazios e defeitos interiores, não visíveis por inspecção visual.

3.2 *Sylvatest*

Este método é um dos ensaios não destrutivos mais utilizado na inspecção de estruturas de madeira e consiste na estimação do módulo de elasticidade dinâmico (MOE_{US}), com base na relação da velocidade de propagação de ondas acústicas (V_{US}) e as propriedades elásticas da madeira, nomeadamente a sua massa volúmica (ρ), traduzida pela seguinte expressão:

$$MOE_US = V_{US}^2 \cdot \rho \quad (1)$$

Em função da espécie, é possível correlacionar o seu valor com o módulo de elasticidade estático e com a resistência mecânica do elemento de madeira ensaiado, comparando os resultados pela técnica de ultra-sons com os resultados de ensaios mecânicos.

O método de propagação de ultra-sons é interessante para a caracterização do módulo de elasticidade de peças de madeira, ainda que não o seja tanto para a avaliação do seu módulo de rotura, pois este pode ser muito condicionado por defeitos localizados, com menor influência no valor da velocidade de propagação das ondas. Por esta razão, diversos autores sugerem a utilização do método de ultra-sons conjuntamente com outras técnicas [2], nomeadamente, a classificação visual [1] e o uso da técnica do *Resistograph* [4], entre outros.

O *Sylvatest* (Figura 2) é um aparelho portátil especialmente concebido para a inspeção de estruturas de madeira, cujo funcionamento se baseia na técnica de transmissão de ondas ultra-sónicas, e permite realizar medições indirectas o que é bastante útil pois os topos das vigas estão, regra geral, encastrados.



Figura 1: Resistograph



Figura 2: Sylvatest

4 Ensaio laboratorial de Peças de *Pinus radiata*

Nos ensaios destrutivos realizados pelo INIA obtiveram-se, para cada viga, valores de massa volúmica (ρ), módulo de elasticidade na direcção das fibras (E_0) e resistência à flexão na direcção das fibras (f_m).

Em Valência, foram realizados ensaios não destrutivos, no sentido de se procurar estabelecer correlações entre os valores de ensaio obtidos com o *Resistograph* (VR) e com o *Sylvatest* (MOE_US) e os valores obtidos por ensaios mecânicos.

No ensaio do *Resistograph* realizaram-se 2 medições por amostra, uma radial e uma tangencial, ou seja, 6 medições por viga, perfazendo um total de 600 ensaios.

As expressões obtidas para os valores do módulo de elasticidade obtido em classificadora normalizada ⁽¹⁾ (MOETM), em função do valor de Resistograph médio (VR) e do valor de Sylvatest (MOE_US), e as respectivas correlações são as seguintes:

$$MOETM = 1486,2 * VR - 2487,1 \quad R^2 = 46,81\% \quad (2)$$

$$MOETM = -2228,27 + 0,91670792 * MOE_US \quad R^2 = 78,12\% \quad (3)$$

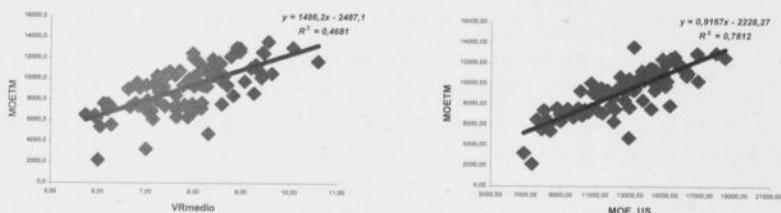


Figura 3: Gráfica dos resultados dos ensaios a que se referem as expressões (2) e (3)

Realizaram-se estudos de correlação semelhantes para a tensão de rotura à flexão na direcção das fibras (MOR), usando o *Resistograph* e o *Sylvatest*, obtendo-se correlações francamente mais baixas (respectivamente, de 23,61% e 33,13%).

De forma a ser possível atingir correlações mais elevadas, foi feito o estudo de correlações com duas variáveis dependentes. Estudou-se assim a correlação entre o valor de tensão de rotura à flexão na direcção das fibras (MOR) e valor de módulo de elasticidade de face traccionada** (MOECTO), e os parâmetros dos ensaios destrutivos, VR e MOE_US, como variáveis regressoras:

$$MOR = -5,2518 + 0,00228291 * MOE_US + 0,392635 * VR \quad R^2 = 26,74\% \quad (4)$$

$$MOECTO = 1870,59 + 0,38321 * MOE_US + 111,701 * VR \quad R^2 = 52,17\% \quad (5)$$

Dado que as correlações obtidas foram em geral relativamente baixas, estudaram-se expressões que permitissem incluir 95% dos resultados reais acima dos valores estimados pelos ensaios não destrutivos, por se ter concluído que não é possível obter, por ensaios não destrutivos, avaliações quantitativas totalmente fiáveis sem se ser extremamente cauteloso na análise.

** MOETM, MOECTO – Módulos de elasticidade respectivamente obtidos em máquina classificadora normalizada e em ensaios destrutivos – notação do Prof. Capuz

Obtiveram-se as seguintes expressões, usando agora a notação do Eurocódigo 5 [9]:

$$E_0 = -4531,234 + 0,91670792 * MOE_{US} \quad (6)$$

$$f_m = -10,1462 + 0,00190144 * MOE_{US} \quad (7)$$

$$f_m = -21,896 + 4,3744 * VR \quad (8)$$

$$E_0 = 1486,2 * VR - 5381,9537 \quad (9)$$

Aplicando estas expressões aos resultados dos ensaios não destrutivos, realizados sobre as amostras de *Pinus radiata*, obtiveram-se estimativas médias de E_0 e f_m . Da mesma forma, foi calculado o valor médio para os mesmos parâmetros mecânicos, obtidos por ensaios destrutivos. Finalmente, compararam-se os valores obtidos pelos dois processos, constatando-se que os ensaios não destrutivos conduzem a valores inferiores em cerca de 30%, no caso do E_0 , e cerca de 50%, no caso do f_m , o que nos permite dizer que a aplicação das expressões (6) a (9) conduz a resultados seguros, embora francamente conservadores.

5 Caso de estudo - “La Lonja de los Mercaderes” de Valência

5.1 Breve descrição do objecto de estudo e dos procedimentos seguidos

Neste capítulo descreve-se um caso prático de estudo, realizado por Jerónimo Botelho entre Março e Julho de 2005, que diz respeito à inspecção não destrutiva das vigas de madeira de um edifício monumental situado na cidade de Valência (Espanha), denominado de “La Lonja de los Mercaderes” (figura 4). O edifício data do séc. XV e está inscrito como Património Mundial UNESCO, desde 1996. A metodologia de inspecção tinha como objectivo avaliar a capacidade resistente de vigas de madeira, com o emprego de técnicas não destrutivas, nomeadamente, o *Resistograph* e o *Sylvatest*.

Por peritagem do Laboratório de Estruturas de Madeira do CIFOR-INIA foi identificada a espécie das vigas de madeira como *Pinus nigra Arn.* de Cuenca, Espanha (Pinho larício).



Figura 4: À esquerda, fachada principal do edifício em estudo “La Lonja de Los Mercaderes” de Valência. À direita, vigas de madeira ensaiadas.

O trabalho de inspecção descrito diz respeito à avaliação da capacidade resistente de 13 vigas de madeira de *Pinus nigra*, que formam o tecto da “Sala del Consulado”, e possuem vãos de 8,25m e secções da ordem de 34x37cm.

O ensaio do *Resistograph* foi realizado utilizando um aparelho da série *Resistograph* 1410 – IML Resi B300, tendo-se procedido ao ensaio das vigas junto aos seus apoios, a meio vão e a 1/4 de vão, por ambas as faces. Esta metodologia pretendeu recolher o maior número de dados por viga, de forma a tornar a amostragem o mais representativa possível.

O ensaio pela técnica de ultra-sons foi realizado através do aparelho *Sylvatest*, sendo que foram realizadas medições indirectas, paralelas e cruzadas.



Figura 5: Medição indirecta, à esquerda, paralela, e à direita, cruzada

5.2 Resultados obtidos

Na tese de doutoramento do Prof. Capuz atrás citada [4], encontram-se expressões correlacionando valores de resultados de ensaios mecânicos sobre peças de *Pinus nigra*, com os valores obtidos pelos métodos do *Resistograph* e *Sylvatest*, de forma análoga à realizada para o estudo de *Pinus radiata* descrito em 4.

Também neste caso se verificou que as correlações obtidas foram muito baixas e da mesma forma se concluiu que a aplicação das referidas expressões

para avaliar as propriedades mecânicas de peças de madeira poderia conduzir a valores não seguros.

Por esse motivo, utilizou-se uma expressão resultante da investigação produzida por Capuz, mas com garantia de obtenção de 95% dos resultados reais acima dos valores estimados pelos ensaios não destrutivos, e que é a seguinte:

$$MOR = 8,86 * VR - 62,97 \quad (10)$$

No estudo efectuado realizaram-se um total de 108 medições sobre as 13 vigas de *Pinus nigra*, tendo a média das medições efectuadas sido de **9,53**.

Considerando este valor como o VR médio global dos elementos estruturais e substituindo na expressão (10), obtém-se o valor de f_m médio = 21,5 MPa. Considerando a massa volúmica média de 520 Kg/m³ (retirado de [10]) e o módulo de elasticidade médio (E_o) de 10000 MPa, e recorrendo ao previsto no ponto 6.2.2 da EN338, que refere que “uma população de peças em madeira pode ser alocada a uma dada classe de resistência se os respectivos valores característicos de f_m e ρ forem maiores ou iguais aos valores da classe respectiva indicados na Tabela 1 da EN338, e o valor médio de E_o exceda 95% do correspondente valor indicado na referida tabela” podemos atribuir a esta madeira a classe C22 (EN338). No entanto, se considerarmos um módulo de elasticidade mais conservador de 9000 MPa, a classe a considerar já teria de ser a C18.

Tendo em conta os valores das velocidades obtidos com o ensaio de *Sylvatest*, que variaram entre 4229 m/s e 5054 m/s com um valor médio de 4776 m/s, deveríamos considerar, segundo Arriaga [12], uma classificação C16, o que nos parece bastante conservador.

Infere-se dos estudos realizados que a verificação da estabilidade das vigas existentes deverá ser efectuada considerando madeira da classe C18.

6 Conclusões

6.1 Aplicação de ensaios não destrutivos em Laboratório

A aplicação de métodos de ensaio não destrutivos para avaliar os valores das propriedades mecânicas de elementos estruturais em madeira em Laboratório pode conduzir a resultados bastante interessantes. A melhor forma de o fazer consiste na utilização desses métodos para classificar madeira de forma expedita e usar em seguida os valores indicados nas normas europeias aplicáveis (EN338 e EN1912 [11]), conhecida a espécie e a classe de qualidade da madeira e/ou as principais propriedades mecânicas (ρ , E_o e f_m), conhecida ou não a espécie de madeira.

Conhecida a massa volúmica média das peças a ensaiar, através da realização de ensaios laboratoriais, é possível usar o *Sylvatest* como método alterna-

tivo de classificação de madeiras aos métodos correntemente utilizados (classificação visual ou classificação por máquina segundo normas de classificação).

6.2 Aplicação de ensaios não destrutivos em inspeções realizadas *in situ*

A aplicação de métodos de ensaio não destrutivos para avaliar *in situ* os valores das propriedades mecânicas de elementos estruturais em madeira não permite obter valores quantitativos muito rigorosos, peça a peça.

A realização de um conjunto relativamente elevado de ensaios não destrutivos sobre peças da mesma espécie e com massas volúmicas não muito diferentes entre si (mais de 30n ensaios para um conjunto de n peças e mais de 30 ensaios para uma peça isolada – valor indicativo), permite obter valores numéricos das principais propriedades mecânicas (E e f_m) da madeira em questão, relativamente seguros, desde que se utilizem expressões conservadoras como as indicadas nesta comunicação (expressões (6) a (9)).

A aplicação do *Sylvatest* sobre estruturas montadas não permite obter resultados quantitativos fiáveis já que é necessário conhecer a massa volúmica (ρ) das peças para avaliar o MOE_US o que não é possível avaliar com rigor no local. Esse facto constitui uma limitação numérica muito importante já que os valores de ρ podem variar muito mesmo dentro de uma mesma espécie de madeira. No entanto, quer pelos resultados de correlação obtidos na expressão (3), quer pelas referências de diversos autores (Capuz[4], Sandoz[2], Arriaga[12], e Saporiti[3]), o *Sylvatest* apresenta-se como um bom estimador do módulo de elasticidade médio e de defeitos localizados. Assim sendo, julgamos de todo o interesse a utilização dos valores que fornece para complementar a informação retirada pelo *Resistograph*, e aplicar a metodologia proposta em 5.2 para estimar o valor de E_0 que permita definir a classe de resistência.

Verifica-se que a avaliação do f_m de forma directa por intermédio de ensaios não destrutivos é pouco prudente, para estruturas *in situ*, pois os métodos não destrutivos abordados não fornecem informação quantitativa sensível à presença de defeitos localizados, os quais têm grande influência no valor dessa propriedade.

É possível recorrer ao *Registograph* para avaliar *in situ* o valor de ρ com alguma fiabilidade.

Como por vezes é difícil definir qual a espécie presente, poderá ser aplicado o intervalo de classificação por *Sylvatest* proposto por Arriaga (ver [12]).

7 Bibliografia

- [1] Togni, M., *Elasticità e resistenza di travi lignee antiche di grande sezione: stima con metodologie non distruttive applicabili in opera*. Tese de doutoramento. Florença: Università Degli Studi Di Firenze, 1995.
- [2] Sandoz, J. L., *Triage et fiabilité des bois de construction, validité de la méthode ultrason*. Thesis EPFL N815, Lausanne, 1990
- [3] Machado, J. S., *Avaliação da variação das propriedades mecânicas de Pinho bravo (Pinus pinaster Ait.) por meio de ultra-sons*. Tese de doutoramento. LNEC, 2003.
- [4] Capuz Lladró, R., *Métodos de Ensayos No Destructivos para la Estimación de las Propiedades Físicas y Mecánicas de las Maderas. Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Valencia, València, Setembro 2003.
- [5] Botelho, J. A., *Ensayo No-Destructivo de 300 Piezas 30x15x5cm de Pinus radiata – Método del Resistógrafo*. Universidad Politécnica de Valencia, València, Julho 2005.
- [6] Botelho, J. A., *Informe de Inspección – “La Lonja de los Mercaderes de Valencia”*. Universidad Politécnica de Valencia, València, Julho 2005.
- [7] EN 338, *Structural Timber*, CEN, Bruxelas, 2003.
- [8] EN 408, *Timber Structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties*, CEN, Bruxelas, 2003.
- [9] ENV 1995.1, *Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. IPQ, Lisboa. Junho de 1998.
- [10] Carvalho, A., *Madeiras Portuguesas*, Direcção Geral das Florestas, Lisboa, 1997. ISBN 972-8097-26-3, Volume 2, página 103
- [11] EN 1912, *Structural Timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species*, CEN, Bruxelas, 1998.
- [12] Arriaga, F. e outros, *Intervención en Estructuras de Madera*. AITIM, Madrid, 2002, ISBN 84-87381-24-3.

EXPOSIÇÃO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA REFORÇADAS POR COLAGEM A TEMPERATURAS DE SERVIÇO ELEVADAS

Helena Cruz*

Correio electrónico: helenacruz@lneec.pt

João Custódio†

Correio electrónico: jcustodio@lneec.pt

Resumo

Embora a temperatura de serviço não afecte significativamente o desempenho da madeira, admite-se que pode ser determinante no desempenho e na durabilidade de estruturas coladas ou reforçadas com a utilização de colas de baixa temperatura de transição vítrea, como são em geral as colas epoxídicas.

A presente comunicação dá conta dos resultados obtidos no LNEC até à data, em termos da monitorização da temperatura ambiente em espaços confinados de estruturas de cobertura, da previsão da variação da temperatura no interior de elementos de madeira e do envelhecimento de colas e de ligações coladas sob a acção de temperaturas de serviço elevadas.

A investigação desenvolvida prende-se com o trabalho experimental realizado no LNEC no âmbito do projecto Europeu LICONS, terminado recentemente, relativo à influência, a curto e a longo prazo, da temperatura de serviço no desempenho e na durabilidade de elementos de madeira colados.

Palavras-chave: Colas epoxídicas, desempenho, temperatura, reforço.

1 Introdução

A reabilitação de estruturas de madeira através de técnicas envolvendo colas estruturais tem vindo a ser feita com sucesso desde os anos 60. Esta solução, para além de estruturalmente eficiente, é ainda competitiva economicamente quando comparada com técnicas de consolidação e reforço convencionais. As colas epoxídicas (EP), não sendo perfeitas, constituem actualmente o melhor tipo de colas para aplicações em obra, devido ao facto de possuírem uma boa adesão a vários tipos de materiais, não requererem a aplicação de

* Investigador Principal, LNEC.

† Bolseiro FCT de Doutoramento, LNEC.

pressões durante a cura e serem pouco sensíveis a variações de espessura das linhas de cola.

No entanto, apesar de mais de quarenta anos de aplicação prática de colas EP numa vasta gama de situações, nomeadamente em associação com varões de aço ou de materiais compósitos, a utilização destes sistemas de reforço é ainda frequentemente limitada pela falta de informação relativamente ao seu desempenho sob a acção de temperaturas elevadas.

O efeito da temperatura no desempenho de estruturas reparadas com colas epoxídicas pode ser dividido em duas categorias. Uma delas considera os efeitos resultantes da variação de temperatura provocados pelo meio ambiente, onde são esperadas variações de temperatura entre -18°C e 65°C [1]. A outra categoria considera a resistência ao fogo, onde as juntas coladas poderão ser expostas a temperaturas superiores a 200°C .

É corrente pensar-se que, devido à baixa condutibilidade térmica da madeira, as juntas coladas no interior de elementos de madeira se encontrariam, desse modo, protegidas de eventuais subidas de temperatura ambiente. Mas se é certo que o isolamento térmico conferido pelo recobrimento de madeira pode ser muito relevante no início de um incêndio, é também previsível que, no caso da exposição a condições ambientais de verão, a subida de temperatura acabe por se fazer sentir na linha de cola.

O aparente bom comportamento de estruturas reforçadas com recurso a colas epoxídicas expostas a condições extremas pode ter várias explicações, incluindo a falta de relatos sobre eventuais desastres, a selecção criteriosa das colas empregues ou ainda o facto de, a longo prazo, porventura a durabilidade das ligações coladas não ser tão drasticamente afectada como se poderia pensar.

No sentido de esclarecer este assunto, foi iniciado um projecto de investigação no LNEC orientado pelas seguintes questões:

- A que temperatura ambiente poderão as estruturas ser expostas por exemplo no Sul da Europa?
- Que temperatura poderá atingir o interior de um elemento de madeira?
- Quais as consequências imediatas do aquecimento da linha de cola?
- De que forma o aquecimento da linha de cola afecta o comportamento a longo prazo e a durabilidade das ligações coladas?

A presente comunicação dá conta dos resultados obtidos no LNEC até à data, em termos da monitorização de espaços confinados em estruturas de cobertura, da modelação da variação da temperatura no interior de elementos de madeira e do envelhecimento de colas e de ligações coladas.

2 Temperaturas de serviço

A Figura 1 apresenta as condições ambientais registadas, durante o verão de 2004, em contacto com estruturas de cobertura pouco ventiladas mas sem incidência directa do sol. Estes sótãos, um em Lisboa e outro em Évora, eram considerados pelos proprietários como extremamente quentes e 2004 foi reconhecido como tendo atingido temperaturas particularmente elevadas.

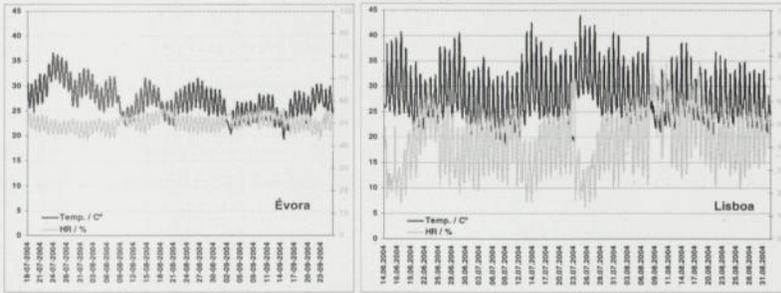


Figura 1: Temperatura e humidade relativa do ar em coberturas em Portugal.

No exemplo de Lisboa, embora a temperatura máxima durante o período em avaliação não tenha excedido 43°C, registou-se durante cerca de 2 semanas uma temperatura média no sótão de 35°C, sendo razoável prever que tenha acabado inevitavelmente por conduzir o interior dos elementos estruturais, incluindo eventuais linhas de cola, a uma temperatura média semelhante.

3 Previsão da temperatura na linha de cola

3.1 Modelação da temperatura na linha de cola

Face ao referido na secção anterior, tornou-se importante prever a temperatura na linha de cola, para diversos regimes de variação da temperatura ambiente, geometria e características das secções dos elementos estruturais.

Foi considerada a situação corrente de uma ligação topo a topo entre elementos de madeira, realizada por meio de varões de aço ou de FRP colados no interior da secção com cola epoxídica, solução correntemente usada, por exemplo, na substituição das entregas apodrecidas de vigas de madeira.

O modelo utilizado incorpora a equação da condução do calor bidimensional, em regime transiente:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (1)$$

sendo ρ a massa volúmica do meio (madeira), k a sua condutibilidade térmica, e o seu calor específico, T a temperatura, t o tempo, x e y as coordenadas espaciais.

Esta equação foi resolvida com recurso ao método das diferenças finitas, sendo adoptado um esquema completamente implícito na sua discretização temporal. Na condição inicial, o meio encontra-se à temperatura ambiente e foi imposta uma condição de temperatura variável com o tempo na fronteira.

A calibração do modelo foi feita com os resultados experimentais obtidos pelos autores [2] sobre ligações de madeira de pinho bravo (*Pinus pinaster*), espruce (*Picea abies*) e mucoso (*Erythrophloeum africana*), envolvendo varões de aço ou de fibra de vidro, com duas secções transversais alternativas, e consequentemente diferentes recobrimentos da linha de cola (3cm e 5,5cm).

Os valores da capacidade calorífica, condutibilidade térmica e massa específica dos materiais envolvidos foram determinados experimentalmente.

3.1.1 Capacidade Calorífica

A capacidade calorífica das três madeiras foi determinada por Calorimetria Diferencial de Varrimento, DSC no modo contínuo, utilizando o equipamento SETARAM DSC 121, Tabela 1.

Tabela 1: Valores obtidos nos ensaios de determinação da capacidade calorífica.

Material	Massa volúmica (kg/m ³)	Temperatura	Capacidade calorífica (J/kg.K)
Espruce	430	25°C	1495,12
Pinho	660		1528,02
Mucoso	1130		1394,39

Verifica-se que os valores obtidos são muito semelhantes, não havendo uma relação clara entre a capacidade calorífica e a massa volúmica da madeira.

3.1.2 Condutibilidade Térmica

A condutibilidade térmica das madeiras e colas foi determinada através do método descrito na norma europeia EN 12667:2001 [3].

O ensaio foi realizado num equipamento fluximétrico marca HOLOMETRIX, modelo RK-80 RAPID-K.

Verifica-se (Tabela 2) que, embora a condutibilidade térmica aumente com a massa volúmica da madeira, é determinante o ângulo entre a direcção de transmissão do fluxo de calor e a direcção das fibras. Para a mesma espécie de madeira, a condutibilidade é semelhante nas direcções radial e tangencial, sendo entre 1,7 e 2,6 vezes superior na direcção do fio da madeira (longitudinal).

Tabela 2: Valores obtidos nos ensaios de determinação da condutibilidade térmica.

Material	Direcção do fluxo de calor	Condutibilidade térmica (W/m.°C)
Espruce	Perpendicular ao fio	0,0965
	Paralelo ao fio	0,1997
Pinho	Radial perpendicular ao fio	0,128
	Tangencial perpendicular o fio	0,131
	Paralelo ao fio	0,341
Mucoso	Perpendicular ao Fio	0,203
	Paralelo ao fio	0,344
Cola epoxídica A	-	0,363
Cola epoxídica B	-	0,165

3.2 Calibração do modelo por via experimental

Num estudo recentemente realizado pelos autores [2], foi avaliada experimentalmente a evolução da temperatura numa linha de cola situada no interior de provetes de madeira expostos a um regime transiente de temperatura, com uma variação triangular entre 23°C – 80°C – 23°C em 24 horas.

Os ensaios realizados nesse estudo mostraram que, embora seguindo o regime da temperatura ambiente, o interior das peças de madeira registou um desfasamento, tanto no aquecimento como no arrefecimento. Este dependeu, sobretudo, da espessura de madeira que recobria a cola, quer na direcção transversal dos elementos, quer na direcção das fibras da madeira.

As linhas de cola registaram também um amortecimento da temperatura máxima e mínima relativamente à temperatura ambiente (Figura 2), claramente dependente das dimensões do elemento, mas também do regime de temperatura imposto.

Verificou-se ainda que o amortecimento e o desfasamento eram pouco dependentes da espécie de madeira e do tipo de varão utilizado na ligação.

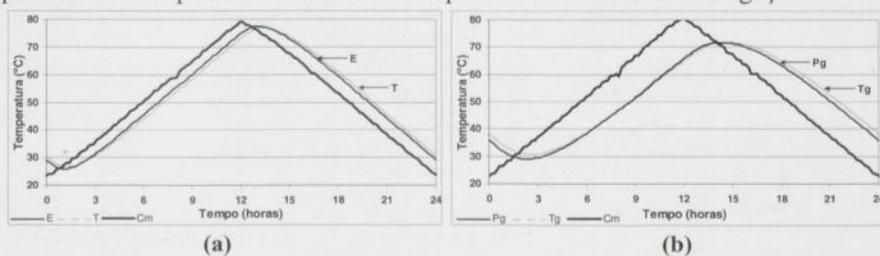


Figura 2: Variação de temperatura obtida para provetes de: (a) espruce (440kg/m³) e tropical (mucoso, 1090kg/m³) – secção transversal 76x76mm (recobrimento = 3cm); (b) pinho (560kg/m³) e tropical (mecruse, 800kg/m³) – secção transversal 125x125mm (recobrimento =5,5cm).

Os ensaios referidos permitiram também calibrar o modelo para as condições geométricas, os materiais e o regime transiente do ensaio, observando-se na Figura 3 a concordância entre a temperatura obtida nos ensaios e a prevista pelo modelo, onde foram inseridos os valores de capacidade calorífica e condutibilidade térmica determinados experimentalmente.

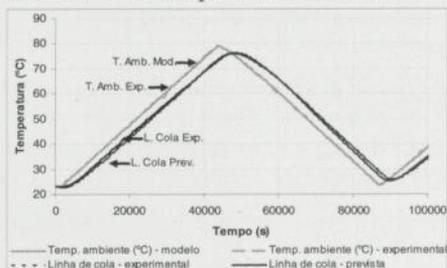


Figura 3: Comparação entre a temperatura experimental e as temperaturas previstas para os provetes de pinho bravo com recobrimento de 3 cm.

3.3 Temperatura prevista no interior dos elementos

A Figura 4 apresenta a previsão da evolução da temperatura no interior de elementos de madeira de pinho bravo sujeitos a ciclos de temperatura com uma variação diária sinusoidal entre 23°C e 45°C, o que corresponde aproximadamente à variação térmica registada numa das coberturas de edifícios estudadas. São consideradas três secções transversais diferentes, correspondendo a recobrimento da linha de cola de 5, 10 e 15cm na direcção transversal às fibras.

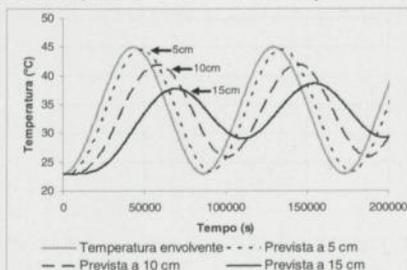


Figura 4: Previsão das temperaturas observadas na linha de cola para o pinho bravo com três recobrimentos diferentes (5, 10 e 15cm).

Neste regime térmico, verifica-se um desfasamento da temperatura máxima de 80 minutos para o recobrimento de 5cm, 260 minutos para 10cm e 415 minutos para 15cm. O amortecimento calculado aumenta no mesmo sentido, em-

bora subtilmente, sendo 0,3°C, 3°C e 6,3°C, para 5, 10 e 15cm de recobrimento na direção transversal às fibras, respectivamente.

Conclui-se que a temperatura de serviço a que as estruturas de madeira estão expostas influencia de forma marcante a temperatura atingida pelas linhas de cola, mesmo quando “protegidas” no interior dos elementos, conclusões essas corroboradas por outras publicações recentes [4,5].

4 Efeito imediato da temperatura na linha de cola

A Figura 5 apresenta os diagramas tensão/alongamento obtidos sobre provetes de duas colas EP submetidos a ensaios de tracção realizados a diversas temperaturas, evidenciando perda acentuada de rigidez e de resistência a temperaturas relativamente baixas.

Nestes casos particulares, a temperatura de transição vítrea (T_g) situa-se nos 68°C para a cola A e nos 48°C cola B, sendo comum a utilização de colas epoxídicas com T_g desta ordem de grandeza no reforço corrente de estruturas de madeira e de betão armado.

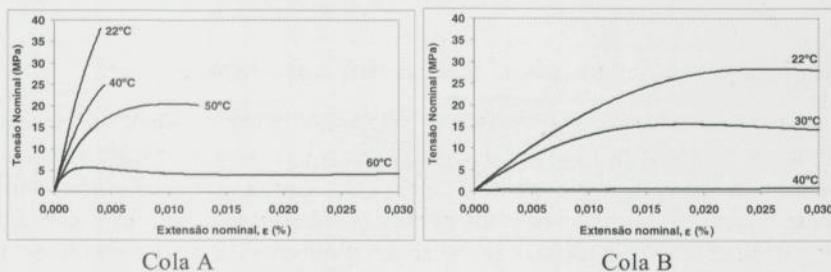


Figura 5: Ensaio de tracção de duas colas (A e B).

Uma dúvida que subsiste perante estes resultados é se o aquecimento e arrefecimento subsequentes, na gama das temperaturas de serviço, acarretam para as ligações coladas danos significativos.

5 Efeito a longo prazo da temperatura

5.1 Ensaio de corte

Foram feitos ensaios de tracção, segundo a norma europeia EN ISO 527-2:1996 [6], sobre provetes curados de cola epoxídica, conduzidos a frio (23°C), após condicionamento a 23°C e após ciclos de envelhecimento diversos.

Numa fase inicial, provetes curados da cola epoxídica de dois componentes acima designada por Cola A foram submetidos a um ciclo de envelhecimento

suave, bem abaixo da respectiva Tg (24h: 23°C,90%RH + 24h: 50°C,25%RH + 72h: 23°C,90%RH + 24h: 50°C,25%RH). Estes ensaios não permitiram detectar nenhuma alteração das propriedades mecânicas da cola.

Consequentemente, foram ensaiadas as colas A e B, depois de submetidas a ciclos de envelhecimento mais severo (24h:T°C + 24h:23°C + 24h:T°C + 96h:23°C + 24h:T°C + 24h:23°C + 48h:T°C + 96h:23°C, onde T representa a temperatura do ensaio). Foram estabelecidos dois ciclos de envelhecimento alternativos para cada cola: um com temperatura máxima 10°C acima da respectiva Tg e outro 10°C abaixo (T igual 58°C e 78°C para a Cola A e 38°C e 58°C para a Cola B).

Os resultados dos ensaios de tracção antes e após a exposição das colas A e B aos ciclos de envelhecimento mais severos, são apresentados na Figura 6.

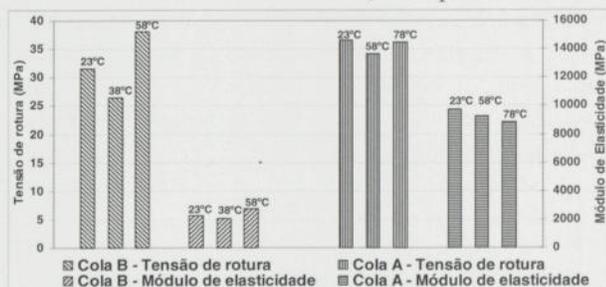


Figura 6: Tensão de rotura e módulo de elasticidade em tracção das colas A e B, antes e após exposição a ciclos de envelhecimento.

A tensão de rotura seguiu um comportamento semelhante em ambas as colas, diminuindo com o envelhecimento abaixo da Tg e aumentado com o envelhecimento acima da Tg. O módulo de elasticidade não sofreu uma alteração significativa com o envelhecimento considerado.

5.2 Resistência ao corte de ligações coladas

Foram obtidos provetes para ensaios de corte pela junta colada a partir de vigas produzidas em laboratório por colagem de lamelas de madeira com 3cm de espessura, envolvendo as colas epoxídicas A, B e C e quatro madeiras (espruce, pinho bravo, castanho e carvalho). A madeira foi condicionada antes da colagem em dois ambientes alternativos (20°C,65%HR ou 20°C,80%HR), fazendo-se a cura da cola com 20°C,65%HR. Foram ensaiados provetes antes e após um ciclo de envelhecimento consistindo em: 24h 78°C + 24h 23°C + 24h 78°C + 96h 23°C + 24h 78°C + 24h 23°C + 48h 78°C + 96h 23°C.

Os resultados dos ensaios de corte devem ser encarados com alguma reserva, devido à elevada dispersão observada (Figura 7). Pode, no entanto, constatar-se

tar-se que, após envelhecimento, as juntas coladas de castanho e carvalho apresentaram menor resistência ao corte, enquanto que as juntas coladas de pinho e espruce não sofreram depreciação significativa. O teor em água da madeira no momento da colagem não teve expressão nestes resultados. Por último, os resultados dos ensaios de corte foram influenciados pelo tipo de cola, constatando-se que a cola C apresentou os melhores resultados.

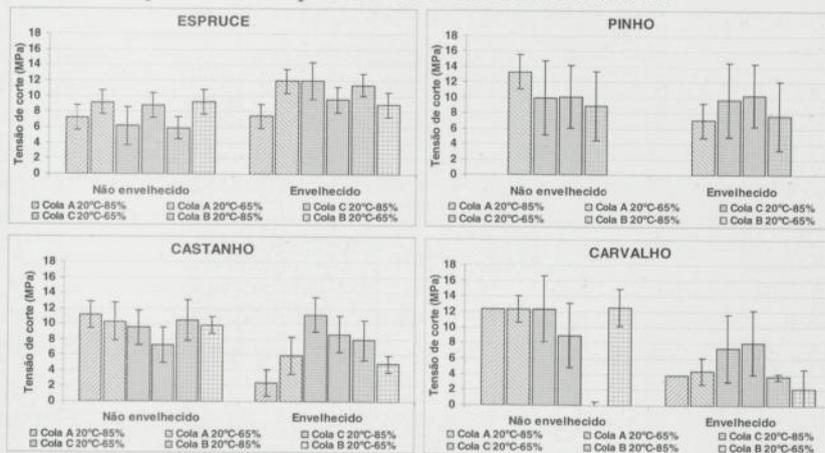


Figura 7: Representação da tensão de corte obtida para as juntas coladas, antes e após exposição ao ciclo de envelhecimento.

6 Conclusões

A investigação realizada confirma que a temperatura de serviço a que as estruturas de madeira estão expostas influencia de forma marcante a temperatura atingida pelas linhas de cola resultantes, mesmo quando “protegidas” no interior dos elementos.

Os resultados obtidos em ensaios de tracção de colas epoxidicas e ensaios de corte de juntas coladas sugerem que a exposição de linhas de cola EP a temperaturas elevadas tem reflexos no desempenho da ligação colada, embora com magnitudes que variam com a espécie de madeira e a cola utilizadas. A dispersão obtida nos ensaios de corte realizados motiva a realização de estudos complementares, para quantificação mais rigorosa destes efeitos.

Perante os resultados obtidos, considera-se que a concepção dos trabalhos de reforço das estruturas de madeira deve ter em linha de conta o efeito da temperatura de serviço, devendo, sempre que possível, adoptar-se disposições construtivas que impeçam o sobreaquecimento dos elementos estruturais, nomeadamente por sombreamento e ventilação dos espaços envolventes.

Além disso, na pormenorização do reforço/ligação, deve tirar-se partido de um recobrimento elevado da junta colada, de forma a limitar a temperatura máxima a que a cola ficará exposta. Em situações particulares poderá ainda ser necessário seleccionar a cola em função do respectivo valor de Tg, o qual deverá ser algo superior à temperatura esperada para a linha de cola.

7 Agradecimentos

Os estudos aqui relatados foram realizados no âmbito do projecto Europeu LICONS (CRAFT-1999-1216), www.licons.org e no âmbito do projecto POCTI (POCI / ECM / 60089 / 2004).

Os autores desta comunicação agradecem a colaboração da STEP, Sociedade Técnica de Estruturas Pultrudidas, www.step.pt, que forneceu os varões de GFRP utilizados. Ao Eng. João Viegas (LNEC – DED/NCI) pelo apoio no trabalho de modelação. À Prof. Ana Fernandes e Dr. Ana Teixeira do Departamento de Engenharia Química do Instituto Superior Técnico, pela disponibilização do equipamento de DSC. Ao Núcleo de Materiais Plásticos e Compósitos (NMPC) e ao Núcleo de Revestimentos e Isolamentos (NRI) do LNEC, pela disponibilização das facilidades experimentais utilizadas neste estudo.

8 Bibliografia

- [1] Winandy, J E *et al.* *Temperature histories of plywood roof sheathing and roof rafters as used in North American light-framed construction*. 7th World Conference on Timber Engineering, 2002, pp. 114-121.
- [2] Cruz, H; Custódio, J; Machado, J – *Efeito da temperatura no desempenho de colas epoxídicas usadas em reforço estrutural*. 2^o Congresso Nacional da Construção, Repensar a Construção – Construção 2004, pp. 907-912.
- [3] EN 12667:2001 “Thermal performance of building materials and products. Determination of thermal resistance by means of guarded hot plate and heat flow meter methods. Products of high and medium thermal resistance”.
- [4] Aicher, S *et al.* *Transient temperature evolution in glulam with hidden and non-hidden glued-in steel rods*. Otto-Graf-Journal, Vol. 13, 2002, pp. 199-213.
- [5] Aicher, S *et al.* *Heat flow in a glulam joist with a glued-in steel rod subjected to variable ambient temperature*. Otto-Graf-Journal, Vol. 9, 1998, pp. 185-204.
- [6] EN ISO 527-2:1996 “Plastics. Determination of tensile properties. Test conditions for moulding and extrusion plastics”.

REABILITAÇÃO POUCO INTRUSIVA DE VIGAS DE MADEIRA.

Um caso de estudo

Raquel Fernandes Paula*

Correio electrónico: raquelpaula@gestip.pt

Helena Cruz†

Correio electrónico: helenacruz@lnec.pt

Resumo

Integrado nos trabalhos de reforço, consolidação estrutural e cobertura do edifício principal da Quinta do Calvel, realizou-se uma intervenção de reabilitação das entregas de vigas de madeira através de um sistema pouco intrusivo, que combina a aplicação de produtos epoxídicos e materiais compósitos de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*).

A intervenção realizada na Quinta do Calvel inseriu-se nas actividades do projecto europeu LICONS, cujos objectivos incluíam o estabelecimento de procedimentos de execução e controlo da qualidade daquelas intervenções.

Nesta comunicação, além de uma descrição sucinta dos trabalhos realizados na Quinta do Calvel, apresentam-se as principais características e especificações deste novo sistema, bem como um conjunto de medidas capazes de garantir a qualidade dos trabalhos a executar e a eficácia das intervenções.

Palavras-chave: Madeira, Reabilitação, Colas epoxídicas, FRP

1 Introdução

Integrado nos trabalhos de reforço, consolidação estrutural e reconstrução da cobertura do edifício principal da Quinta do Calvel (Torres Novas), realizou-se uma intervenção de reabilitação de vigas de madeira através de um sistema pouco intrusivo, que combina a aplicação de produtos epoxídicos e materiais compósitos de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*).

A intervenção realizada na Quinta do Calvel inseriu-se nas actividades do projecto europeu LICONS, que visou o estudo de métodos pouco intrusivos de reabilitação de estruturas de madeira. Um dos objectivos principais do projecto

* Projectos I&D, STAP, SA.

† Investigadora Principal, LNEC.

LICONS consistiu no estabelecimento de procedimentos de execução e controlo da qualidade das intervenções.

A Quinta do Calvel é composta por vários edifícios vizinhos com diferentes usos. O edifício principal, destinado a habitação, é constituído por uma subcave, uma cave, o piso térreo e um piso superior habitável, em águas furçadas [1].

À semelhança da maior parte dos edifícios antigos, a nível estrutural, o edifício principal caracteriza-se por possuir, abaixo do piso térreo, uma estrutura de abóbadas em blocos cerâmicos e paredes de alvenaria de pedra ordinária. Acima do piso térreo, verifica-se a continuidade de algumas das paredes resistentes e a existência de paredes divisórias em tabique. Os pavimentos são de madeira (estrutura e revestimento) [1].

Em duas vigas de madeira do piso térreo, verificou-se que, na zona das entregas na parede de alvenaria, a madeira se encontrava deteriorada por térmitas subterrâneas. Este tipo de degradação, frequente em pavimentos desta natureza, está sempre associada à presença de níveis elevados do teor em água da madeira durante períodos prolongados, proveniente, neste caso, de infiltrações no piso térreo e nas paredes exteriores, em contacto com o solo e parcialmente enterradas.

2 Solução de reabilitação adoptada

A solução adoptada para a recuperação das entregas das vigas consistiu na substituição dos troços deteriorados por próteses de madeira maciça de pinho bravo, que foram ligadas à madeira sã remanescente através de varões de GFRP (fibras de vidro em matriz de resina de poliuretano) e produtos epoxídicos.

Na Figura 1 apresenta-se um esquema do projecto de reabilitação, para o caso da viga 1. A solução adoptada para a viga 2 foi idêntica à da viga 1, apenas diferindo no comprimento e dimensões da secção transversal da prótese, por imposição das diferentes dimensões dos elementos originais. Na definição da solução de reabilitação, considerou-se que todos os trabalhos deviam ser executados a partir da face inferior do pavimento, de modo a evitar o levantamento do revestimento e sua posterior recolocação. O dimensionamento da ligação baseou-se nas recomendações da publicação *STEP 1 – Timber Engineering* [2].

O sistema e os materiais preconizados para a intervenção na Quinta do Calvel permitiram a reabilitação e a consolidação dos elementos estruturais de madeira, sem aumento do peso próprio e sem remoção total da madeira existente, neste caso desnecessária dado que se tratava de uma deterioração localizada.

A solução tradicional de substituição integral das vigas implicaria o levantamento do pavimento na zona afectada, além de contrariar o princípio da preservação da estrutura e materiais originais.

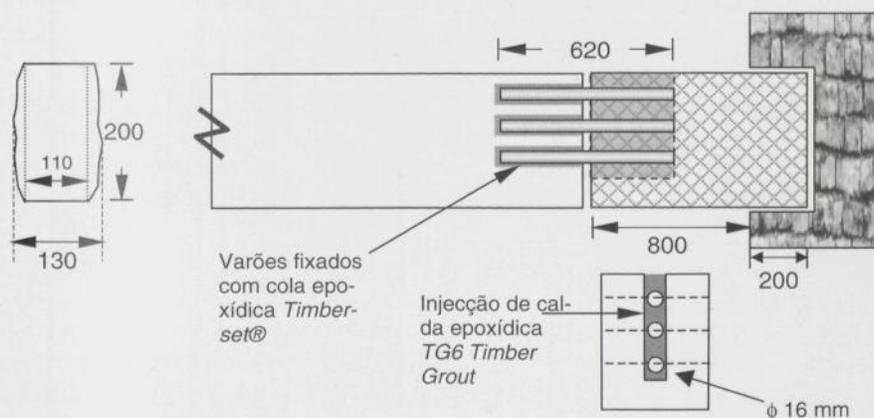


Fig. 1: Esquema da solução adoptada para a reabilitação das vigas de madeira, Viga 1 (dimensões em milímetros)

3 Execução dos trabalhos

Os trabalhos de reabilitação das vigas de madeira na intervenção na Quinta do Calvel foram executados de acordo com a seguinte sequência de procedimentos principais:

1. escoramento das vigas afectadas e montagem de andaimes;
2. corte e remoção dos troços de madeira deteriorada (Fig. 2);
3. execução de furos horizontais na madeira sã remanescente, para instalação dos varões;
4. limpeza da madeira;
5. injecção de cola epoxídica Timber-set® Adhesive nos furos (Fig. 3);
6. colocação dos varões (Fig. 4);
7. preparação das próteses, incluindo limpeza;
8. colocação e alinhamento das próteses com as vigas;
9. injecção de calda epoxídica TG6 Timber Grout nos entalhes das próteses (Fig. 5);
10. remoção do escoramento após polimerização dos materiais epoxídicos.



Fig. 2: Corte dos troços de madeira degradada



Fig. 3: Injecção de cola epoxídica nos furos para instalação dos varões



Fig. 4: Varões colocados nas vigas (madeira sã remanescente)



Fig. 5: Injecção de calda epoxídica nos entalhes

A par com a injeção dos produtos epoxídicos na estrutura, foram preparados em obra, provetes para ensaios laboratoriais subsequentes, de corte pela junta colada e de arrancamento de varões, destinados ao controlo da qualidade da intervenção.

4 Principais características do sistema de reabilitação

4.1 Geometria das intervenções

A aplicação conjunta de FRPs e produtos epoxídicos permite o reforço e a reparação de elementos estruturais de madeira, numa grande variedade de situações: reparação de vigas com extremidades deterioradas; aumento da resistência e da rigidez de vigas, incluindo em pisos sobre tectos decorativos; reparação de fendas em madeira maciça e de delaminações em elementos de madeira lamelada-colada; consolidação de nós estruturais de asnas.

Além disso, na reparação de vigas com extremidades deterioradas, em que são utilizadas próteses de madeira para substituir os troços degradados, existem outras alternativas para a execução dos trabalhos, que incluem a realização de furos ou de rasgos laterais na prótese (Fig. 6), em vez do rasgo vertical adaptado no caso da obra na Quinta do Calvel.

Por outro lado, em vez de serem aplicados no local, em furos ou entalhes executados na parte da viga a manter, os elementos de reforço (varões ou chapas) podem ser pré-instalados nas próteses em oficina. Neste caso, são executados furos ou entalhes na face superior ou lateral da madeira remanescente, para encaixe da prótese.

Cabe ao projectista a escolha da configuração mais adequada a cada caso. A decisão de instalar os varões no local, em vez de fazer a sua pré-instalação nas próteses, no caso particular da intervenção na Quinta do Calvel, prendeu-se com o facto de o espaço disponível para as operações de colocação e alinhamento das próteses ser reduzido.

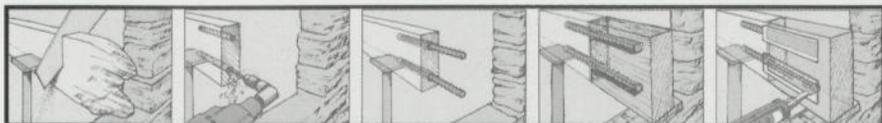


Fig. 6: Exemplo de método alternativo de reparação de vigas com extremidades deterioradas [3].

4.2 Caracterização dos componentes do sistema

Os principais componentes do sistema são os materiais de colagem, como as colas e as caldas epoxídicas, os elementos de reforço ou ligação, ou seja, os varões ou as chapas, e ainda as próteses de madeira, quando necessárias.

A prótese de madeira deve ser, em princípio, da mesma espécie da madeira do elemento a reabilitar, ou compatível, isto é, com propriedades mecânicas,

de durabilidade e cor semelhantes. No entanto, caso a durabilidade da madeira original seja manifestamente insuficiente para a classe de risco de aplicação, nomeadamente por não ser garantidamente possível solucionar as causas de humificação frequente da madeira, ou porque a secagem de paredes ou fundações se arraste previsivelmente durante algum tempo, a durabilidade da madeira é decisiva. Nestes casos, deve escolher-se madeira com durabilidade natural elevada ou que tenha sido tratada em profundidade com produtos preservadores de acção fungicida e/ou termiticida. A madeira deve ainda ser sã e de qualidade adequada, isenta de defeitos e anomalias e com um teor em água entre 14% e 16%.

As colas e caldas epoxídicas são usualmente constituídas por 2 e 3 componentes, respectivamente, pré-doseados e fornecidos em embalagens separadas pelo fabricante. A cola epoxídica é composta pela resina base e pelo endurecedor, e a calda epoxídica contém ainda cargas.

As colas são utilizadas na injeção de fendas, na colagem de peças, na fixação de ancoragens ou no preenchimento de furos ou entalhes para fixação de elementos de reforço (varões ou chapas), metálicos ou constituídos por compósitos de FRP. As caldas são normalmente utilizadas no reforço e na reconstituição da madeira, mas também podem ser aplicadas na fixação de elementos de reforço, metálicos ou compósitos de FRP (Fig. 7).

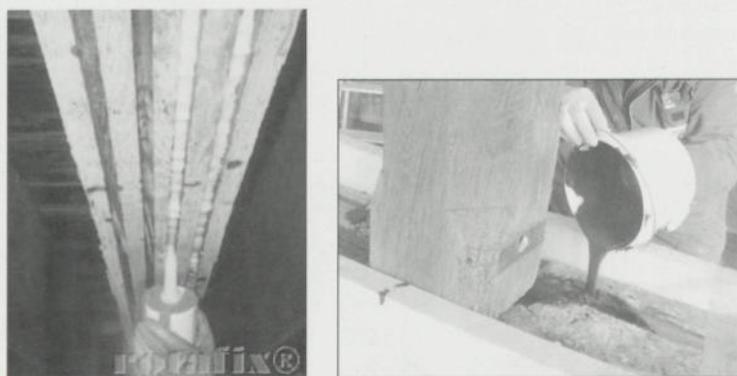


Fig. 7: Injecção de cola epoxídica. Vazamento de calda epoxídica.

Entre outras propriedades essenciais, a cola deve ser tixotrópica e ter baixa tensão superficial, de forma a obter-se um bom espalhamento. A calda deve ser um material penetrante, adequado para o preenchimento de áreas inacessíveis, possuindo características de eliminação do ar aprisionado.

Os varões e as chapas podem ser metálicos ou de materiais compósitos de FRP, devendo sempre obedecer ao especificado no projecto.

Os elementos metálicos de reforço devem ser em aço devidamente protegido contra a corrosão (aço inox, aço galvanizado, etc.). Em varões de aço galvanizado, poderá ser necessário aplicar um primário que aumente a aderência.

Os varões e as chapas de materiais compósitos podem ter diversas composições, nomeadamente, fibras de vidro ou de carbono, unidireccionais, aglutinadas numa matriz de resina epoxídica, fibras de vidro unidireccionais aglutinadas numa matriz termoplástica de poliuretano, etc.

4.3 Execução

O corte e a remoção da madeira degradada devem ser executados com equipamento eléctrico, sem danificar a madeira. A lâmina deve estar em boas condições de forma a garantir a regularidade e rectidão do corte a realizar. Devem evitar-se as temperaturas excessivas produzidas pelo equipamento eléctrico. Deve garantir-se que os elementos de reforço (varões/chapas) fiquem ancorados em madeira sã.

Antes da aplicação dos produtos epoxídicos, é fundamental proceder-se à limpeza das superfícies da madeira, que deve ser realizada com um aspirador industrial e/ou ar comprimido, de forma a remover as partículas soltas que prejudiquem a colagem. A abertura de furos e entalhes e respectiva limpeza devem ocorrer imediatamente antes (máximo 24 horas) da aplicação dos produtos de colagem.

As operações de mistura e a aplicação dos produtos epoxídicos devem ser realizadas de acordo com o indicado nas respectivas fichas técnicas.

Os varões/chapas a instalar nos furos ou entalhes com cola epoxídica devem ser colocados imediatamente após a injeção da cola. Os furos ou entalhes devem ser preenchidos com cola em cerca de 2/3 da totalidade do seu volume, de modo a que fique assegurado apenas um excesso ligeiro de cola.

A desmontagem de qualquer sistema de suporte provisório só poderá ocorrer quando os produtos estiverem totalmente polimerizados.

5 Controlo de qualidade

As exigências de aplicação dos produtos que compõem este sistema, bem como a especificidade das intervenções, implicam a adopção de um conjunto de medidas capazes de garantir a qualidade dos trabalhos a executar e a eficácia das intervenções. Destacam-se a selecção adequada dos materiais, a pormenorização cuidada, o recurso a mão-de-obra qualificada e a implementação de um plano da qualidade [4].

Do plano da qualidade devem fazer parte, entre outros, ensaios e inspecções de controlo da geometria e das características dos materiais, e ensaios expedidos que permitam detectar a existência de eventuais deficiências na execu-

ção dos trabalhos, principalmente os relacionados com a mistura e aplicação dos produtos epoxídicos.

Neste sentido, preconiza-se a realização dos ensaios expeditos para controlo da qualidade, baseados num projecto de norma (ainda sem número atribuído), intitulado "Adhesives for on-site assembling or restoration of timber structures – On-site acceptance testing" [4,5], que está a ser desenvolvido no âmbito do Comité Europeu de Normalização (CEN/TC193/SC1/WG11), e que contém três partes:

- Parte 1: Sampling and measurement of the adhesive's cure schedule;
- Parte 2: Verification of the adhesive bond strength of an adhesive joint;
- Parte 3: Verification of the adhesive bond strength using tensile proof-loading.

6 Controlo da qualidade na obra da Quinta do Calvel

No caso da intervenção na Quinta do Calvel realizaram-se ensaios expeditos de resistência ao corte e resistência ao arrancamento de varões.

A resistência ao corte da junta colada foi medida em ensaios de corte por compressão, antes e após um ensaio de envelhecimento acelerado, que seguiu o esquema de envelhecimento preconizado na parte 2 do projecto de norma acima referido.

O material para ensaio era constituído por duas réguas de madeira com cerca de 900 mm × 65 mm × 30 mm cada, da mesma espécie da madeira a reparar (pinho, neste caso), coladas com o produto epoxídico (mesmo lote e mistura) usado na estrutura, em junta espessa, tendo sido executadas em simultâneo com a sua aplicação em obra (Fig. 8).

Após a cura da cola em obra, esta peça foi enviada para laboratório onde se procedeu à obtenção de dez provetes, metade dos quais foram submetidos a envelhecimento. Os ensaios de corte pela junta colada e pela madeira foram realizados nos provetes envelhecidos e nos não envelhecidos. Os resultados dos ensaios, realizados no LNEC, são apresentados no Quadro 1. Os valores das relações G_i/W_i e G_{env}/G_i comprovam a eficácia da colagem, antes e após envelhecimento.

A resistência ao arrancamento foi medida através de ensaios de tracção do varão colado, de acordo com o prescrito na parte 3 do referido projecto de norma, devendo o número de ensaios e os requisitos para aceitação ser definidos pelo projectista [5]. Os provetes eram constituídos por elementos representativos do material da estrutura, onde foram instalados os varões (diâmetro de projecto), de acordo com os procedimentos adoptados na obra, com o produto epoxídico (mesmo lote e mistura) usado na intervenção.

A Figura 9 mostra a preparação de dois provetes na obra da Quinta do Calvel. Após a cura da cola em obra, procedeu-se ao ensaio de arrancamento em laboratório, com os resultados indicados no Quadro 1.



Fig. 8: Preparação do material para ensaios de corte



Fig. 9: Preparação dos provetes para ensaios de arrancamento

Quadro 1: Resultado dos ensaios de controlo de qualidade (Timberset® Adhesive)

Ensaio de corte Tensão de rotura	Pela madeira inicial - W_i	Pela cola inicial - G_i	Pela cola envelhecida - G_{env}
Valor médio (MPa)	13,6	19,2	19,4

Ensaio de arrancamento	Força máxima (kN)	Observações
Provete 1	45,4	amarração = 30cm rotura ocorreu pelo varão
Provete 2	45,2	

7 Conclusões

As intervenções em núcleos históricos, em construções do património arquitectónico ou em edifícios de zonas rurais, implicam muitas vezes a reabilitação de estruturas de madeira. Se, em determinados casos, a substituição de elementos estruturais de madeira é inevitável, noutras situações, por exigência de preservação dos materiais originais, ou mesmo por motivos económicos, é preferível optar por uma solução de recuperação localizada dos troços danificados ou pelo reforço dos elementos estruturais existentes.

O sistema e os materiais utilizados na intervenção na Quinta do Calvel abrem novas possibilidades neste sector, pois permitem intervenções de reabilitação e consolidação de estruturas de madeira, com versatilidade e eficiência, sem aumento do peso próprio e com reduzido impacto visual, possibilitando a preservação da estrutura e materiais originais.

8 Agradecimentos

O trabalho apresentado foi elaborado no âmbito do projecto europeu Craft: "LICONS – Low intrusion conservation systems for timber structures" (CRAF-1999-71216). Informação sobre o projecto pode ser encontrada em www.licons.org.

9 Referências

- [1] Quinta do Calvel - Execução de estruturas e cobertura, Memória descritiva e justificativa, Monumenta, Setembro de 2003.
- [2] STEP 1 – Timber Engineering, STEP/EUROFORTECH, 1995.
- [3] Resiwood system timber engineering product data, Rotafix Ltd, 1997.
- [4] Helena Cruz, J. Custódio, J. Nascimento, M. Empis, Execução e Controlo de Qualidade da Reparação de Estruturas de Madeira com Colas Epoxídicas e FRPs, CIMAD 2004, pp.569-578.
- [5] CEN TC 193/SC1/WG11 (2003) – Adhesives for on-site assembling or restoration of timber structures. On-site acceptance testing:
- [6] Part 1: Sampling and measurement of the adhesive's cure schedule. Doc. N20;
- [7] Part 2: Verification of the shear strength of an adhesive joint. Doc. N21;
- [8] Part 3: Verification of the adhesive bond strength using tensile proof-loading. Doc. N22.

TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

Maria de Lurdes B. C. Reis*
Correio electrónico: lbelgas@ipt.pt

Fernando G. Branco†
Correio electrónico: fjbranco@dec.uc.pt

Jorge Morarji Mascarenhas‡
Correio electrónico: jmascarenhas@ipt.pt

Resumo

O estudo das patologias das construções e a sistematização das técnicas para a sua reparação são assuntos de grande importância para o meio técnico, uma vez que a conservação e reabilitação de edifícios tem vindo a registar significativa evolução, apresentando boas perspectivas de crescimento.

A informação técnica específica existente para este tipo de intervenções é diversa e encontra-se dispersa na bibliografia, dificultando, por isso, uma estruturação dessa informação com vista à adopção da solução mais adequada a cada tipo intervenção.

Neste artigo, pretende-se fazer uma sistematização do conhecimento no que se refere às técnicas de reabilitação em estruturas de madeira. Apresentam-se algumas das técnicas correntemente empregues, indicando-se a finalidade, as vantagens e condicionantes de cada uma dessas técnicas.

Palavras-chave: Madeiras, Técnicas, Reparação, Reabilitação.

1 Introdução

As construções degradam-se ao longo do tempo, em virtude das acções mecânicas que actuam sobre a estrutura e das acções físicas, químicas e biológicas que actuam sobre os materiais. Verifica-se assim a necessidade de executar operações de conservação, reforço e reabilitação.

A madeira é um material com vasta aplicação na construção, cumprindo um papel essencial nas estruturas, pavimentos e coberturas de muitos dos edifícios existentes. No entanto, as condições ambientais às quais a madeira é exposta, a diferente durabilidade natural das várias espécies e madeira, as condições de

* Professora-Adjunta, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Tomar.

† Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

‡ Professor Coordenador, Depart. de Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Tomar.

aplicação a nível estrutural e o modo de execução de alguns pormenores construtivos, influem na durabilidade dos elementos de madeira. Estes factores conduzem a degradações, quer estruturais quer biológicas, que originam diversos tipos de anomalias.

As anomalias em elementos e estruturas de madeira traduzem-se genericamente em deformações excessivas e deteriorações. As deformações excessivas podem ser atribuídas a deficiências de projecto e de execução, ao desconhecimento das características de resistência e deformabilidade da madeira, à aplicação de cargas excessivas não previstas e ao efeito de fluência, associado ao envelhecimento da madeira. A deterioração da madeira pode ser causada por falta de protecção ou protecção insuficiente dos elementos de madeira contra os agentes agressivos, sobretudo contra a humidade. A humidade da madeira e a temperatura influenciam o desenvolvimento e o crescimento de xilófagos, bem como a consequente degradação biológica da madeira. Após o diagnóstico e a análise das anomalias e das causas que lhes deram origem, é necessário escolher a técnica de intervenção mais adequada para proceder à reparação dos elementos em madeira. Para esse efeito, é necessário conhecer os materiais e as técnicas disponíveis para intervir neste tipo de estruturas.

O presente trabalho apresenta, sistematizadas, diferentes técnicas existentes para a execução de acções de reabilitação em estruturas de madeira.

2 Técnicas de Reabilitação em Estruturas de Madeira

As técnicas de reabilitação de estruturas de madeira podem ser divididas em dois grupos: as técnicas de reparação ou consolidação e as técnicas de reforço. As primeiras, têm como objectivo repor a capacidade resistente inicial da estrutura, enquanto que as segundas têm por finalidade aumentar a capacidade de carga, ou limitar a deformação da estrutura [1].

Qualquer que seja o objectivo que se pretenda, existem diferentes técnicas de intervenção. A escolha da técnica correcta para cada situação dependerá do tipo de material que se pretenda aplicar e do tipo de degradação a eliminar.

2.1 Técnicas Tradicionais

2.1.1 Reforço de elementos de madeira por aplicação de empalmes

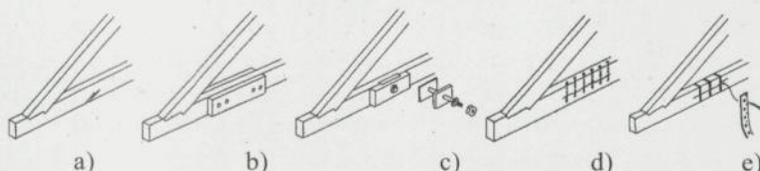
A técnica de reforço de elementos de madeira por aplicação de empalmes consiste na aplicação de novos elementos de madeira de um ou de ambos os lados da peça a reforçar, fazendo a ligação entre os elementos novos e os existentes por meio de parafusos e/ou parafusos e porcas, restabelecendo a continuidade das peças da estrutura (Figura 1a), b) e c).

Esta técnica aplica-se em elementos partidos ou fissurados, em zonas não localizadas junto a nós.

Os novos elementos a adicionar devem ter altura igual aos elementos existentes, e assegurar um comprimento mínimo de sobreposição entre os elementos novos e os antigos, que permita a ligação dos novos elementos a zonas não deterioradas dos elementos existentes.

Para a aplicação com sucesso desta técnica, é necessário garantir uma concepção estrutural adequada, definindo nomeadamente a distância de aplicação dos ligadores às extremidades da peça, o espaçamento entre ligadores e verificar a redução da secção útil que acarretam.

Cada parafuso necessita obrigatoriamente de duas anilhas, uma em cada extremidade, imediatamente antes da porca.



Figuras 1: a), b), c) Fases do reforço por aplicação de empalmes d) reparação de fendas com parafusos; e) Reparação de fendas por cintagem.

2.1.2 Reparação de fendas com parafusos

A técnica de reparação de fendas com parafusos consiste em apertar as faces da fenda, uma contra a outra, com recurso a parafusos (Figura 1d). Aplica-se na reparação de fendas de topo ou fendas interiores longitudinais, sendo realizada com parafusos de pequeno diâmetro.

Efectua-se um furo na direcção perpendicular à fenda. Introduce-se o parafuso através do furo (com a respectiva anilha) e fecha-se a fenda por aperto do parafuso. Os parafusos só devem ser apertados até ao início do seu tensionamento, devendo ser posicionados a uma distância de 5 a 8 cm do topo da peça.

2.1.3 Reparação de fendas por cintagem

A técnica de reparação de fendas por cintagem baseia-se na utilização de tiras metálicas para fechar as fendas, por mero aperto (Figura 1e). A fixação de tiras é feita recorrendo a pregos electrozincados ou de aço. Esta técnica aplica-se em fendas de topo ou em fendas interiores longitudinais.

2.2 Técnicas tradicionais para intervenção em pavimentos

2.2.1 Adição de novas vigas paralelas às vigas do pavimento

O objectivo da técnica é aumentar a rigidez das vigas, diminuindo consequentemente a deformabilidade. Consiste na colocação de vigas adicionais de reforço, paralelamente às vigas originais (Figura 2 a),b).

O processo de execução desta técnica pressupõe o escoramento do pavimento e a remoção do revestimento de piso (soalho). Executa-se uma abertura na parede resistente com posição e dimensão adequada. A zona de entrega da viga não deve ser inferior a 0.20m, para que sirva de encaixe às novas vigas paralelas. Adicionam-se as novas vigas e efectua-se a sua ligação à parede.

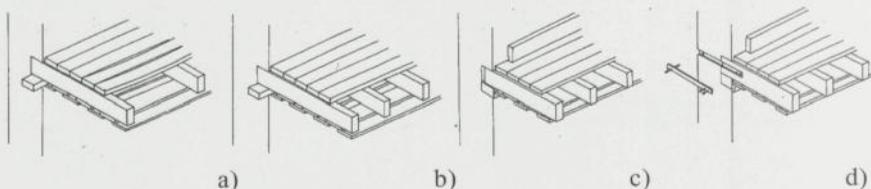


Figura 2: a), b) adição de novas vigas paralelas às vigas do pavimento; c), d) ancoragem da viga de madeira à parede de alvenaria.

No caso de uma parede de alvenaria irregular, deve criar-se uma base de apoio para a viga, através de um bloco de pedra com a face superior aparelhada e horizontal, ou ancorar a viga de madeira à parede de alvenaria.

Quando a parede de alvenaria apresenta um frechal (Figura 2c), deve executar-se um entalhe na viga com cerca de 0.01 m de profundidade, de modo a que fique apertada de encontro ao frechal ou aplicar gatos metálicos (Figura 2d), executando um corte na viga onde se insere o gato posteriormente fixado com recurso a parafusos com porca. A fixação ao frechal pode ser realizada com recurso a aparafusamento. Por fim, repõe-se o revestimento de piso.

2.2.2 Colocação de vigas transversais às vigas do pavimento

Esta técnica consiste em colocar as vigas adicionais de reforço na direcção transversal à das vigas originais (Figura 3 a,b).

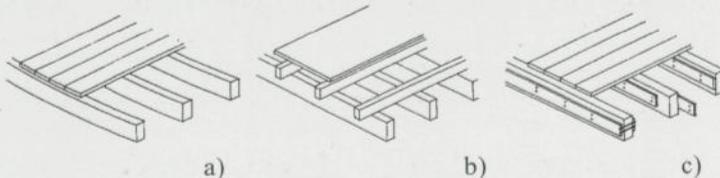


Figura 3: a),b) colocação de vigas transversais às vigas do pavimento; c) reforço de vigas por colocação de elementos metálicos.

2.2.3 Reforço de vigas por colocação de elementos metálicos

Esta técnica consiste em colocar elementos de reforço, chapas ou perfis metálicos, nas faces laterais das vigas originais (Figura 3c). A ligação entre ambos é estabelecida com recurso a elementos de fixação, nomeadamente parafusos com porca

2.3 Técnicas de reparação e reforço com produtos epoxy

2.3.1 Reparação de fendas com adesivo epoxy

Esta técnica de reparação de fendas consiste na injeção de resinas epoxídicas de baixa viscosidade, a baixa pressão, na fenda (Figura 4a). Após a polimerização, esta zona apresentará um comportamento idêntico ao do resto da secção. Esta técnica é aplicada na reparação de fendas de topo, ou fendas interiores longitudinais.

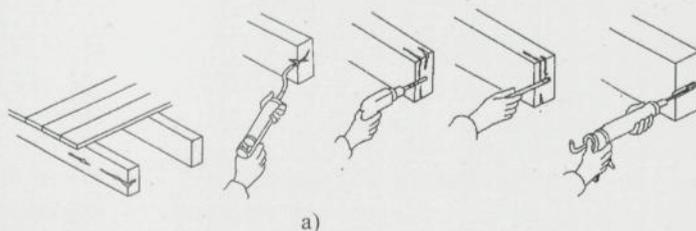


Figura: 4a) reparação de fendas com injeção de resinas epoxídicas; 4b) reparação de fendas com injeção de resinas epoxídicas e varões de reforço.

2.3.2 Reparação de fendas com adesivo epoxy e varões de reforço

Neste caso, conjuntamente com o adesivo epoxy, são inseridos varões de reforço, nomeadamente de aço inoxidável, ou de materiais compósitos reforçados com fibras de vidro ou de poliéster (Figura 4b).

Antes da aplicação dos produtos, as fendas e fissuras devem ser previamente limpas com jacto de ar ou aspirador para remoção de poeira solta ou friável.

A furação deve ser efectuada seccionando a fenda, numa zona sã da madeira, transversalmente à fenda.

Quando da aplicação do produto, deve avaliar-se o teor em água da madeira, dado que este tem de ser compatível com a colagem. Aconselha-se que este valor se situe abaixo dos 16%, ou outros valores indicados pelo fabricante. No entanto, não deverá ultrapassar um limite mínimo em relação às condições ambientais do local, para que não ocorram variações dimensionais significativas após a intervenção.

Os varões de material compósito, antes da sua colocação, devem ser submetidos a um tratamento abrasivo com lixa fina, seguido de limpeza com a acetona.

2.3.3 Aumento da inércia das vigas de madeira com recurso a argamassa epoxidica

A técnica de aumento da inércia de vigas de madeira baseia-se no reforço dos elementos de madeira por aumento da altura útil, de preferência, numa das faces horizontais (Figura 5). A solução de reforço com argamassa epoxy consiste na ligação à viga original com recurso a varões de reforço, nomeadamente de aço ou de poliéster reforçados com fibra de vidro, colocados no interior de furos e guarnecidos com argamassa epoxy [2].

O exemplo mais conhecido é o corte oblíquo, para melhorar os esforços de corte, em que previamente se remove a madeira original deteriorada (Figura 6). Complementarmente podem ser realizados entalhes na viga original para otimizar a solidarização. As intervenções realizadas com argamassas epoxídicas têm a vantagem de não originarem problemas de retracção nem de aderência.

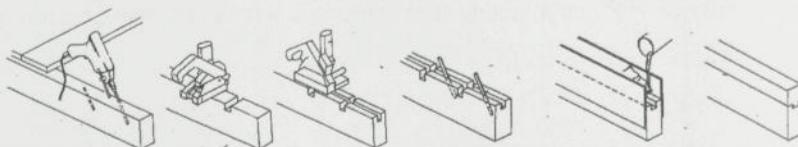


Figura 5: Aumento da inércia de vigas de madeira com recurso a argamassa epoxy.

Para executar estes trabalhos deve escorar-se as vigas, a fim de evitar que oscilem, escorreguem ou caiam. Libertar as vigas da alvenaria em redor, de modo a permitir a intervenção em toda a extensão da viga, inclusive na zona de apoio. Realizar os furos previamente definidos, respeitando as seguintes condições: afastamento mínimo entre armaduras, cerca de 9 cm; distância mínima entre a armadura e a superfície da viga, cerca de 6 cm; comprimento mínimo de ancoragem do varão na argamassa epoxy, cerca de 15 cm; comprimento mínimo de ancoragem do varão na madeira, cerca de 30 cm.

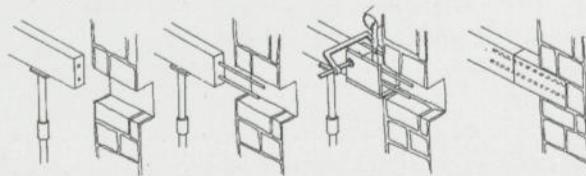


Figura 6: Reparação da zona de apoio de uma viga com argamassa epoxidica e armaduras.

Colocar as armaduras nos respectivos furos, se necessário recorrendo a espaçadores de modo a que quando se fizer o vazamento da argamassa estes não sofrem deslocamentos de posicionamento. As armaduras servirão como ligação mecânica entre a viga e a prótese. Colocar a cofragem, de acordo com o objectivo pretendido.

Se a reparação for realizada por motivos estéticos, instalar uma cofragem perdida do mesmo tipo de madeira da viga original. No caso de o aspecto estético ser de menor importância, deve instalar-se temporariamente uma cofragem lisa, que é removida posteriormente.

Vazar a argamassa epoxídica (de endurecimento lento sem retracção) na cofragem. Retirar a cofragem, após o endurecimento argamassa epoxídica.

Retirar os apoios e carregar a viga após o decurso de um prazo mínimo de 7 dias.

2.3.4 Reforço de vigas de madeira com compósitos FRP

A técnica de reforço de um elemento de madeira com uma manta ou um laminado de FRP consiste em ligar o sistema de reforço à madeira, através de um adesivo, para que este complemente a madeira na resistência a determinadas solicitações (Figura 7). A colagem do sistema pode ser efectuada na face traccionada da viga, ou ainda na face traccionada e na face comprimida.

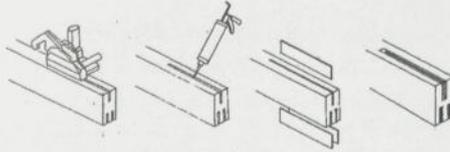


Figura 7 – Execução do reforço de vigas com compósitos de FRP.

Antes da aplicação dos compósitos de FRP, devem executar-se cortes com uma serra eléctrica e com as seguintes dimensões: 12.5 mm de largura, 60 mm de profundidade e 800 mm de comprimento. Esses cortes devem ser limpos de estilhas e poeiras, recorrendo a um aspirador industrial de bico e uma pistola de pressão de ar.

Deve-se verificar e controlar a existência de fissuras procedendo à sua reparação. Em seguida, injectar a quantidade de adesivo pré-determinada em cada uma das aberturas, introduzir os laminados de CFRP e limpar o excesso de adesivo da superfície da viga.

A temperatura ideal para a realização destes trabalhos é de 15 °C. As condições ambientais são condicionantes do sucesso das intervenções. Uma temperatura demasiado baixa pode impedir a polimerização da cola, podendo ser contornada com o aquecimento local dos materiais ou do ambiente. Se forem expectáveis temperaturas inferiores a 5°C, deve proteger-se a argamassa com materiais isolantes. Uma temperatura demasiado elevada reduz de forma significativa o tempo de trabalho, pelo que é aconselhável a sua execução às primeiras horas da manhã, a preparação de volumes de cola tão pequenos quanto possível e eventualmente o arrefecimento prévio dos componentes da cola antes de proceder à mistura.

2.4 Reparação, substituição parcial ou reconstituição de secções de madeira

2.4.1 Consolidação de descontinuidades por colocação de uma armadura distribuída na madeira

A técnica de consolidação de descontinuidades por colocação de uma armadura distribuída na madeira consiste na colocação de elementos de reforço profundamente ligados às secções sãs da madeira e prolongando-se até à zona a reforçar (Figura 8). A armadura a introduzir pode ter funções de reforço ao corte, tracção ou compressão.

No caso de viga acessível pela face horizontal inferior, devem ser executado os furos segundo a altura da viga, garantido que: o diâmetro é cerca de 4 a 5 mm superior ao da armadura a colocar; a inclinação é de 30° relativamente ao seu eixo; estão distribuídos em quincôncio ao longo da viga; o afastamento é de 2h (sendo h a altura da viga).

Posteriormente injectar a quantidade de resina suficiente para poder colocar os varões de reforço, introduzir os varões de reforço e terminar a solidarização dos varões, terminando a operação de injeção. Retirar o excesso de resina.

No caso da viga se apresentar livre numa das faces verticais as armaduras serão distribuídas numa só camada ou em duas ou mais camadas paralelas, dispostas segundo a altura do elemento a consolidar.

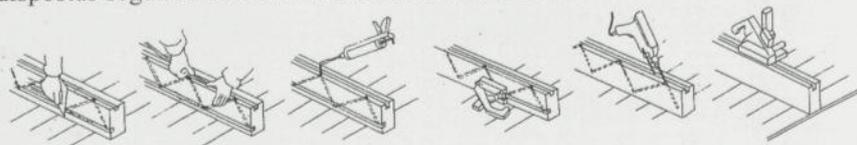


Figura 8 – Colocação de armadura distribuída na madeira.

2.4.2 Reforço da ligação entre peças/juntas com elementos de madeira

A técnica de reforço da ligação entre peças/juntas com placas de madeira consiste na execução de um corte de forma triangular cujo vértice se localiza no canto de ligação entre as duas peças, nesta zona de corte será posteriormente colocada uma outra peça de madeira, que será solidarizada a ambas as peças com recurso a injeção de resina (Figura 9a).

Deverá ser efectuado o corte a 45° das peças que se pretendem ligar e uma abertura, com forma triangular, no canto de ligação entre as duas peças.

São executados furos em cada uma das peças de ligação, garantindo que estes se encontram simétricos. Coloca-se a peça de ligação de madeira na abertura e os furos são injectados com resina, até que esta atinja a totalidade da superfície da peça de ligação.

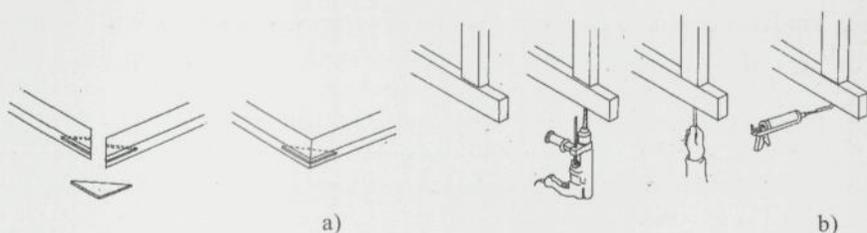


Figura : 9a) reforço de ligações com elementos de madeira; 9b) execução do reforço de ligações de topo.

2.4.3 Reforço de ligações de topo entre elementos de madeira

A técnica de reforço de ligações de topo entre elementos de madeira consiste na perfuração e colagem à madeira de cavilhas de FRP pultrudidas, em ambos os topos a ligar, que actuam pelo desenvolvimento de força axial segundo o eixo longitudinal da peça (Figura 9b).

Devem ser efectuados dois furos (de baixo para cima) na zona de ligação, garantindo que atravessam toda a secção da viga e que a profundidade é suficiente para atingir o topo do outro elemento.

Posteriormente é injectada a quantidade de resina necessária para colocar os varões pultrudidos, que são centralizados no respectivo furo, após o que se procede ao preenchimento da totalidade do furo com resina.

2.4.4 Substituição do apoio de uma asna deteriorado com argamassa epoxy e varões de reforço

Esta técnica consiste na remoção da zona danificada fazendo a sua substituição por uma peça idêntica do mesmo material. A zona de apoio será substituída por argamassa epoxy devidamente reforçada com varões, representada na Figura 6.

2.4.5 Substituição do apoio de uma asna deteriorado por uma peça idêntica do mesmo material

Para a aplicação desta técnica, efectua-se a remoção da zona danificada fazendo a sua substituição por uma peça idêntica do mesmo material. A ligação entre a zona de apoio existente e o novo elemento será feita através de elementos metálicos auxiliares, fixados mecanicamente com pregos ou parafusos e/ou fixados quimicamente com recurso a resina epoxy (Figura 10).

Para tal, deve-se escorar a estrutura, cortar os elementos deteriorados e repor o elemento recorrendo a uma peça de madeira que deverá ter dimensão idêntica à do elemento retirado, estar seca, ser de castanho ou casquinha, preferencialmente madeira velha proveniente de demolições de edifícios antigos. Também se poderá utilizar o pinho marítimo, estabilizado do ponto de vista do teor em água (cerca de 12%), assegurando-se o seu tratamento em autoclave,

com produtos preservadores anti-fungo e anti-caruncho, com penetração profunda dos produtos seleccionados, habitualmente sais de cobre e outros.

Na ligação entre a viga e o novo elemento são colocadas chapas metálicas (por pregagem ou aparafusamento) aplicadas em cada uma das faces da viga, com um comprimento que assegure uma sobreposição de pelo menos 0.20 m em relação ao eixo da secção a ligar, altura e espessura compatíveis com a resistência que se pretende assegurar.

As chapas de aço deverão ser convenientemente tratadas contra a corrosão.

A ligação à parede efectuada com varões ou barras de ferro, pregadas à linha da asna e chumbadas na alvenaria.

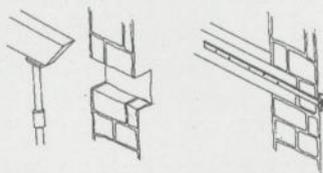


Figura 10: substituição do apoio de uma viga por uma peça de madeira.

2.5 Técnicas de aplicação de pré-esforço

A técnica de aplicação de pré-esforço consiste na aplicação de um sistema de pré-esforço e da sua colocação em tensão de modo a contrariar todas as cargas aplicadas ao pavimento criando uma contra flecha igual ao valor da deformação do pavimento, anulando a flecha inicial (Figura 11).

Para realizar este tipo de trabalhos, é necessário, após escorar a estrutura, recorrer a uma estrutura metálica pré fabricada em substituição das zonas e/ou elementos de madeira suprimidos. Geralmente é necessário substituir os topos das vigas e, eventualmente, adicionar acessórios metálicos ao vão. Posteriormente aplica-se o sistema de pré-esforço que é colocado em tensão.

Há necessidade de efectuar depois a protecção das peças metálicas contra a acção do fogo.

Esta técnica é aplicada em intervenções de reabilitação de pavimentos de madeira, quando se verifica uma deformabilidade excessiva das vigas.

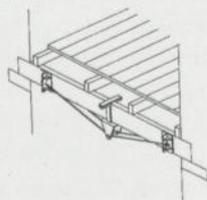


Figura 11: aplicação de pré-esforço na reabilitação de pavimentos de madeira.

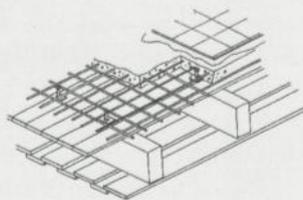


Figura 12: laje mista madeira /betão com ligadores metálicos.

2.6 Técnicas de reparação e reforço com betão

2.6.1 Reparação e reforço com betão – Lajes mistas madeira/betão (Ligadores metálicos)

Uma técnica aplicada em intervenções de reabilitação de pavimentos de madeira, quando se pretende aumentar a capacidade de carga ou diminuir deformações e/ou vibrações.

A recuperação estrutural de pavimentos de madeira pode ser feita com recurso à solução de laje mista madeira-betão, tirando partido da estrutura existente a que se adiciona uma lâmina de betão (Figura 12). No caso de se pretender obter um comportamento de laje mista, importa estabelecer uma ligação adequada entre as camadas de betão e de madeira, que pode ser feita através de ligadores de diferentes tipos, capazes de reduzir ou anular os deslocamentos relativos entre os dois materiais, procurando-se atingir o comportamento de conjunto ideal [3]. O desempenho da estrutura compósita será tanto mais eficiente quanto maior for o comportamento do conjunto (tracção na madeira e compressão no betão), para o qual as características da ligação têm uma importância decisiva.

Neste tipo de intervenção é mantida a totalidade da estrutura incluindo o soalho existente, que serve de cofragem à lâmina de betão. Para a sua execução é imprescindível escorar o pavimento porque podem surgir, temporariamente, esforços acrescidos no pavimento original. O escoramento serve também para diminuir as deformações existentes e se necessário para aplicar uma contra-flecha.

Deve ser colocada uma tela de impermeabilização, de modo a evitar a humedificação da madeira, com conseqüente perda de água do betão, ou o escoamento da pasta do betão pelas frestas do soalho.

Efectua-se a marcação do afastamento entre conectores sobre o soalho sobreposto na zona das vigas. No caso da madeira ser bastante dura é necessário realizar dois furos na zona de colocação dos conectores com o diâmetro de 5 mm e a profundidade do parafuso.

Coloca-se o conector, alinhando as aberturas da base deste com as aberturas previamente efectuadas para a inserção dos parafusos e inserem-se os parafusos, inicialmente com recurso a um martelo, e posteriormente proceder ao seu aparafusamento. Coloca-se a rede electrossoldada devidamente fixada e betona-se a superfície. Pode recorrer-se à realização de entalhes na zona de colocação dos conectores

As ligações madeira-betão em termos de funcionamento podem dividir-se em dois grupos principais: ligações químicas e mecânicas.

As ligações químicas são conseguidas essencialmente pelas colas. As que mais frequentemente aparecem ligadas a este tipo de intervenção são as resinas

epóxicas. Estas ligações caracterizam-se pela sua grande rigidez e resistência que conduzem a soluções de comportamento de conjunto perfeito. Têm como principal desvantagem o custo.

As ligações mecânicas podem subdividir-se em dois tipos: as que recorrem a elementos metálicos como ligadores e as que são estabelecidas essencialmente através de entalhes na madeira. Estes dois tipos aparecem frequentemente combinados de forma a melhorar o seu desempenho.

Existem vários tipos de ligadores metálicos: ligadores do tipo cavilha (pregos, parafusos, cavilha) e ligadores com princípios de funcionamento diferente (anéis, placas ou chapas denteadas) [4].

A escolha do tipo de ligadores está condicionada pelo facto de a madeira já estar aplicada, sobretudo se existir uma camada de soalho que se pretenda manter como cofragem.

A parte 2 do EC5 fornece algumas indicações sobre o cálculo das ligações madeira-betão, sobretudo quando existe camada intermédia [5].

3 Conclusões

O presente artigo sistematiza diversas técnicas aplicáveis à reabilitação de estruturas de madeira. Estas técnicas foram agrupadas em: técnicas tradicionais, técnicas tradicionais específicas para pavimentos, técnicas utilizando produtos *epoxy*, técnicas implicando a substituição parcial ou reconstituição da secção, técnicas com aplicação de pré-esforço e técnica de reparação e reforço com betão.

Para cada uma das técnicas apresentadas, indicou-se a finalidade, vantagens e condicionantes.

4 Referências

- [1] Rodrigues, R.C.O., *Construções Antigas de Madeira: experiência de obra e reforço estrutural*, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães, 2004.
- [2] Duarte A., Negrão, J., Cruz, H., *Reabilitação de Vigas de Madeira com Argamassa Epoxídica Armada*, CIMAD'04, 1.º Congresso Ibérico sobre A Madeira na Construção, U. Minho, Guimarães, 2004, pp489-496.
- [3] Dias, A, Jorge, L, Cruz, H., Lopes, S., *Lajes Mistas Madeira-Betão*, 3.º ENCORE, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, 2003, Vol. 2, pp. 875-883.
- [4] Dias, A, Cruz, H., Lopes, S., *Desempenho de Ligadores Tipo Cavilha em Lajes Mistas Madeira-Betão*, 3.º ENCORE, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, 2003, Vol. 2, pp. 885-892.
- [5] ENV 1995 - 2, Eurocode 5 - *Design Timber Structures - Part 2 Bridges*.



SESSÃO II – ESTRUTURAS DE PEDRA



ESTUDIOS PREVIOS Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA BASÍLICA DEL SAGRADO CORAZÓN DE GIJÓN

Dr. Alfonso Lozano Martínez-Luengas*
Correo electrónico: alozano@uniovi.es

Dr. Juan J. del Coz Díaz†
Correo electrónico: juanjo@constru.uniovi.es

Dr. Ángel Martín Rodríguez‡
Correo electrónico: angel@constu.uniovi.es

Resumen

Tras la guerra civil española, la Iglesia del Sagrado Corazón de Gijón quedó seriamente dañada por los bombardeos e incendios que sufrió durante el conflicto.

Posteriormente, como consecuencia del terremoto de pequeña intensidad ocurrido en 1997, la edificación resultó afectada especialmente en su fachada principal, donde se constató un apreciable aumento de los antiguos agrietamientos ya existentes, así como la apertura de otros nuevos.

Dada la importancia del monumento y sobre todo por las consecuencias que conllevaría el posible desplome de la pieza de mármol de 32 toneladas que corona el edificio, fue imprescindible estudiar el alcance y evolución de las lesiones actuales.

La ponencia aborda el levantamiento de los daños que presentaba la construcción, los estudios previos y el análisis estructural del mismo, incluyendo la instrumentación empleada (láser-scanner, convergencias, etc) como paso previo a la intervención de recalce y rehabilitación que se lleva a cabo en la actualidad.

Palabras clave: Basílica, terremoto, láser scanner recalce.

* Profesor Ayudante, Dpto de Construcción e Ingeniería de Fabricación. EPSI Gijón. Spain

† Profesor Titular. Dpto de Construcción e Ingeniería de Fabricación. EPSI Gijón. Spain.

‡ Profesor Ayudante. Dpto de Construcción e Ingeniería de Fabricación. EPSI Gijón. Spain

1 Introducción

La construcción de la actual Basílica del Sagrado Corazón de Gijón, conocida popularmente como “La Iglesia”, comenzó el 7 de Noviembre de 1913, finalizando las obras poco después del 4 de Enero de 1920, fecha en la que se colocó la estatua del Sagrado Corazón en la coronación de su fachada principal.

El arquitecto del templo fue Don Juan Rubió y Bellver, quién diseñó una única y esbelta nave de arcos elípticos debido a la estrechez del solar. Las dimensiones de la edificación son 45.90 metros de longitud, 17.30 de anchura y 49.50 metros de altura, incluyendo el Sagrado Corazón que da nombre a la iglesia. La estatua, cincelada en los talleres de Don Serafín Basterra, está constituida por diecinueve bloques de mármol de Carrara, con 7,75 m de altura, y con un peso de 32 toneladas.

Otras seis estatuas de mármol blanco daban escolta al Sagrado Corazón, aunque sufrieron serios desperfectos durante el primer incendio que asoló el templo el 15 de Diciembre de 1930. Figuras 1 y 2.



Figura 1 y 2: El frontis de la Iglesia durante y después del incendio de 1930

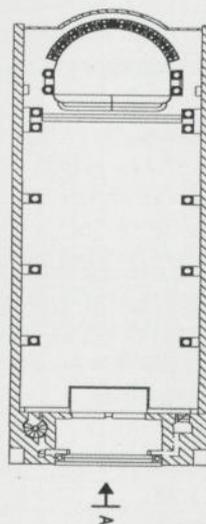
Restaurado inmediatamente, en 1934 se suprimió el culto y pasó a desempeñar la función de cárcel hasta 1937, a punto de finalizar la Guerra Civil. Durante este periodo de tiempo desaparecieron completamente los restos de las seis estatuas citadas anteriormente.

Nuevamente rehabilitada, en el año 2003 se le concedió el grado de Basílica, título que conserva hasta la fecha actual.

2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Situada muy próxima a la playa de San Lorenzo, sobre un relleno de arena ganado al mar, la construcción está resuelta con bóvedas tabicadas de ladrillo, recibidas por arcos longitudinales y transversales para, de esta manera, suprimir los empujes laterales de las bóvedas, ya que no era posible dotar al recinto de contrafuertes. Los cerramientos exteriores se levantaron empleando piedra de las canteras del Naranco.

Su fachada principal y su planta se muestran en las figuras 3 y 4 respectivamente.



Figuras 3 y 4: Fachada principal y planta de la Basílica del Sagrado Corazón

Se remata frontalmente por un pórtico que recibe en coronación la estatua del Sagrado Corazón. Tal y como ya se ha mencionado, inicialmente existían otras seis estatuas laterales, cuya misión, además de compositiva, probablemente pretendía incrementar la carga vertical y centrar la resultante de presiones de los arcos en su encuentro con los estribos.

Posiblemente, poco tiempo después de su construcción o incluso durante la misma, se produjeron los primeros agrietamientos en su fachada principal, pero sin duda fue el terremoto de baja intensidad de 1997, con epicentro en la provincia de Lugo, el que provocó una evidente ampliación de los daños.

Por este motivo, en el mes de Enero de 1998 se realizó un primer análisis de las lesiones que presentaba en ese momento la edificación, al tiempo que se

dispusieron una serie de relojes comparadores y deformómetros para realizar un seguimiento de la evolución de los daños durante los 12 meses posteriores.

Las conclusiones de este primer estudio revelaron que hasta los meses de Julio y Agosto, las variaciones de las grietas eran mínimas, observándose ligeros desplazamientos coincidiendo con los días de intensa lluvia y periodos de sequía. Asimismo se recomendó estudiar la posible influencia de las mareas en el subsuelo del monumento.

Como segunda conclusión, se apuntó la idea de que tiempo atrás debieron de producirse desplazamientos en las dos esquinas de la fachada principal, posiblemente debidos a los empujes de arcos y bóvedas, como consecuencia de la retirada de las seis estatuas existentes en su día en el frontis de la Iglesia. En el control actual parecían encontrarse estabilizadas.

Finalmente, se señaló como causa de la importante grieta que afecta a la esquina derecha de la fachada principal el asiento de la cimentación, originado por la pérdida de agua en los huecos intersticiales de la arena, al variar el nivel freático.

Por todo ello, se decidió realizar un seguimiento más exhaustivo, incluyendo el levantamiento de planos de cimentación, estructura y de lesiones, estudio de materiales, etc, de manera que se modelizase el conjunto estructural-cimentación-terreno, para reunir la información necesaria que permitiese decidir la intervención de reestructuración más conveniente. Durante todo este proceso se prolongaría el seguimiento y control de las lesiones, empleando una instrumentación más específica.

3 INVENTARIO DE DAÑOS

La primera fase de trabajos dio comienzo a finales del año 1999. A continuación se relacionarán las lesiones estructurales más significativas:

1) Agrietamiento importante de 35 mm de anchura media que arranca del pórtico que sirve de apoyo a la estatua del Sagrado Corazón, continúa según el eje vertical y alcanza la clave del arco central del ventanal triple. Figura 5. Sin embargo, en lugar de proseguir hacia la parte más débil de la fachada, deriva hacia la derecha, afectando a la cornisa, el antepecho y llegando al riñón derecho correspondiente al arco de la entrada principal. Desde aquí sigue descendiendo según la superficie extradorsal del mismo arco hasta fracturar el capitel. Figura 6.



Figuras 5 y 6: Fractura de 35 mm de anchura desde la estatua hasta el capitel

2) La grieta afecta también a la bóveda de cañón existente entre fachada y pórtico, resultando desplazadas algunas dovelas de los arcos situados bajo aquella.

4) Finalmente, la misma fractura afecta a la clave del primero de los arcos situados en la fachada lateral izquierda, atraviesa la vidriera y, siguiendo una directriz prácticamente vertical, muere en el zócalo.

En resumen, se trata de una grieta pasante y de amplitud considerable que aparentemente separa la esquina lateral izquierda de la iglesia del cuerpo central.

5) También resultan dañadas algunas de las bóvedas (figura 7) y los arcos que sirven de apoyo tanto a las propias bóvedas como a la cubierta siendo más evidentes a medida que nos aproximamos a la fachada principal.



Figura 7: Fracturas pasantes de las bóvedas visibles desde el extradós

Se hace constar que la suciedad acumulada en las roturas de la fábrica denota antigüedad, y en ocasiones se observaban reparaciones anteriores, aunque habían vuelto a manifestarse, especialmente tras el terremoto.

6) Las restantes lesiones se refieren a erosiones, desconchones y suciedad en la fábrica de piedra y corrosión de los elementos metálicos. Sin embargo, al no afectar directamente a la estabilidad estructural de la construcción, no se tendrán en cuenta en la presente ponencia.

4 CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL

Se extrajeron testigos de los elementos resistentes más característicos (figura 8), al tiempo que se abrieron rozas que permitieron caracterizar con precisión la composición estructural de la iglesia.



Figuras 8: Testigo de la fábrica

De esta manera se determinó que los muros de carga estaban constituidos por una hoja exterior de mampostería de sillarejo de piedra caliza y una interior de piedra caliza y mortero de cal; a partir del nivel del coro, la hoja interna de caliza se sustituyó por otra de fábrica de ladrillo macizo.

Los arcos se habían ejecutado con fábrica de ladrillo macizo y contaban con cuatro roscas, mientras que las bóvedas, del mismo material, contaban con dos hojas superpuestas dispuestas a panderete.

Por último, la cubierta estaba resuelta con tablero de rasilla y viguetas metálicas apoyadas directamente en arcos transversales.

5 ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CIMENTACIÓN

Para conocer las características del terreno subyacente y el tipo de cimentación y nivel de apoyo, se programó una campaña de sondeos a rotación con

extracción continua de testigo hasta alcanzar el estrato competente. Respecto a la fundación, se efectuó una calicata en la esquina lateral izquierda (la más afectada). El resumen de resultados fue el siguiente:

1) Bajo el pavimento existe una capa de arena de espesor variable entre 4,50 y 4,85 metros y compacidad baja-media.

2) A continuación, un estrato de arcilla ocre de 2,10 a 3,38 metros de espesor, plasticidad alta y consistencia media.

3) Por último, entre los 6,60 y los 9,0 m de profundidad, apareció una roca calcárea, fracturada en los primeros metros.

4) En cuanto al cimiento, se trata de un pozo de hormigón ciclópeo de 2,60 metros de profundidad que se apoya directamente en la arena ocre.

De la composición del terreno, se deduce que justo bajo la esquina fracturada del templo, situada a la izquierda de la fachada principal, existe un importante cambio en la estratigrafía del terreno, apreciándose un aumento considerable del espesor de la capa de arenas y arcilla respecto de la esquina opuesta, a pesar de la poca distancia que separa ambos puntos.

6 CONTROLES

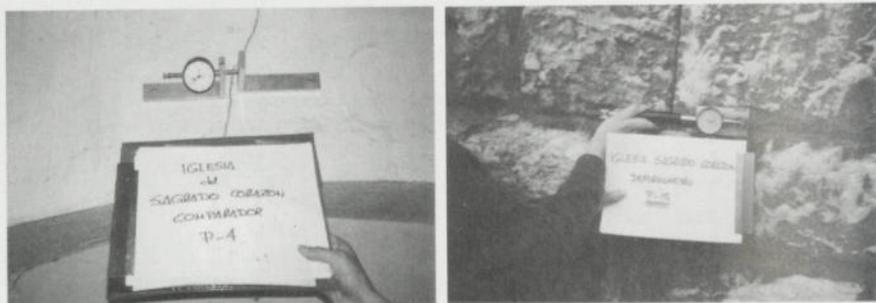
6.1 CONTROL DE MOVIMIENTOS

Con objeto de analizar la posible influencia de los cambios térmicos, la variación del nivel freático y las mareas en la evolución de las grietas y asientos, se dispusieron dieciocho puntos de control repartidos en las tres fachadas, de manera que se pudiese realizar la nivelación mensual de los mismos, tomando como referencia un punto fijo.

Para ello, aprovechando los sondeos, se situó una tubería de PVC y una lechada de cemento en su fondo, donde se empotró una barra de acero. El extremo de dicha barra se preparó para apoyar la mira utilizada en la nivelación de precisión. El equipo empleado estaba dotado de micrómetro de placa planoparalela, con 0,1 mm de apreciación y 0,01 mm de estima y mira de invar.

6.2 CONTROL DE AGRIETAMIENTOS

Una vez que se emitió el prediagnóstico sobre el origen y el alcance de las lesiones, se instrumentó nuevamente la edificación, utilizando seis nuevos relojes comparadores (figura 9) y diez puntos de control con deformómetro, de apreciación 0,01 mm, (figura 10) para analizar la apertura/cierre de las fisuras.



Figuras 9 y 10: Reloj comparador y deformómetro

6.3 CONTROL DE CONVERGENCIAS

Las medidas para el control de los movimientos relativos entre muros laterales, se materializaron mediante la instalación de diez tornillos anclados en el arranque de los arcos, donde se fijarían las cinco cuerdas de convergencias, con apreciación 0,01 mm.

6.4 CONTROL DEL NIVEL FREÁTICO

Dado que el templo se encontraba asentado sobre un estrato de arena de espesor variable, situado muy cerca del mar, era posible que el nivel freático, las mareas o incluso los equipos de bombeo pertenecientes a un Banco ubicado en las proximidades modificase las características mecánicas del subsuelo. Para estudiar la influencia de estos factores, también se controló la posible fluctuación del nivel freático entre dos puntos de la misma fachada, empleando para ello una sonda específica.

Una vez dispuesta la instrumentación, en el año 2000 se programó una campaña de inspección, con un registro mensual de toda la instrumentación instalada. Al mismo tiempo se controlarían los parámetros higrotérmicos del aire ambiente exterior e interior.

7 UTILIZACIÓN DEL LÁSER SCANNER

Como complemento a los anteriores trabajos, posteriormente a los controles realizados en el templo, se empleó también un láser-scanner de última generación, de manera que se pudiese disponer de un levantamiento completo del templo en 3D, con errores máximos de 5 mm aproximadamente. El equipo empleado fue un láser Faro LS 880HE, capaz de registrar 120.000 puntos por segundo, lo que se traduce en un ahorro de tiempo considerable, con una preci-

sión muy elevada. Con el archivo de datos es posible la obtención de cualquier sección constructiva, medidas, planos, etc. Figura 11.



Figura 11: Utilización del láser-scanner para el levantamiento de planos 2D y 3D

8 RESULTADOS DEL CONTROL

De los valores recogidos en cada una de las visitas de inspección realizadas, se extrajeron los siguientes resultados:

1.- Los asientos máximos registrados en todo el año nunca fueron excesivos, aunque se apreciaba una evidente diferencia entre las dos esquinas de la fachada principal respecto de los restantes puntos; y entre las primeras, el descenso de la esquina izquierda (1,06 mm y 0,88 mm) era más acusado que la derecha (0,55 mm, 0,63 mm).

2.- Tampoco las grietas experimentaron un aumento considerable, a excepción de alguna situada a la derecha de la fachada principal, que alcanzó los 1,21 mm. Por otra parte, se observó una cierta influencia de las condiciones ambientales en la evolución de las fisuras.

3.- En cuanto a las convergencias, las pequeñas variaciones (en torno a 1,20 mm) se concentraban en los puntos más próximos a la fachada principal. Al igual que en el caso anterior, también se apreciaba una pequeña relación con las condiciones ambientales.

4.- Por último, respecto al nivel freático, no se observó una fluctuación significativa del mismo, aunque existía una diferencia constante de 1 metro entre cada uno de los dos puntos, situados a unos 35 m de distancia entre sí.

9 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con los datos obtenidos de las características de los materiales componentes, planos de estructura, ubicación y evolución de las lesiones, se estudió el comportamiento estructural del edificio mediante elementos finitos, especialmente en una sección de la fachada principal donde apoya el Cristo del Sagrado Corazón y en otra transversal por la nave de la Iglesia. El análisis se realizó sometiendo el edificio a una serie de acciones gravitatorias, bajo dos hipótesis de apoyo de la estructura: uno suponiendo una rigidez uniforme del terreno y otra considerando asientos diferenciales del terreno, de magnitud igual a la registrada por la instrumentación.

En el primer caso no planteó ningún problema, resultando que la fábrica es perfectamente capaz de soportar los esfuerzos generados por el Cristo. Por otra parte, la ausencia de las seis estatuas restantes no modificaba excesivamente la situación de equilibrio.

Sin embargo, cuando se introducían asientos en el terreno, aparecían zonas de alta concentración de tensiones, coincidentes precisamente con los puntos donde se habían registrado daños estructurales.

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como resumen de lo anteriormente expuesto, se puede concluir que la Basílica del Sagrado Corazón de Gijón sufre movimientos de pequeña entidad, pero que los daños ya existentes, combinados con causas externas como son el sismo o variaciones del nivel freático, pueden agravar la situación actual.

De otra parte, el asiento diferencial observado en el frontis, no se encuentra estabilizado. Aunque su evolución es relativamente lenta, debe tenerse presente que afecta a una fachada principal que presenta actualmente lesiones de consideración y, sobre todo, sirve de base a una estatua del Sagrado Corazón de 32 toneladas de peso.

Por ello, para consolidar definitivamente el templo e impermeabilizar el terreno de forma que no resulte afectado por el agua, se ha propuesto consolidar la capa arenosa entre 2,5 y 3 m de espesor, situada bajo el cimiento, mediante inyección de lechada de cemento a baja presión ($<2,5$ bares).

En principio, de acuerdo con los resultados del control del nivel freático, no se considera necesaria la realización de una pantalla de suelo mejorado mediante jet-grouting, para asegurar el confinamiento de la lechada.

A este respecto, resulta fundamental instrumentar la propia Basílica y los edificios colindantes, de manera que se controlen perfectamente los movimientos verticales que puedan sufrir las construcciones mientras duren los trabajos de inyección.

Por último, confirmar la utilización del láser-scanner como la herramienta más útil y precisa de que se dispone en la actualidad para el levantamiento de planos y geometrías en 2D y 3D, aunando una exactitud elevada en un tiempo mínimo.

11 Agradecimientos

Agradecemos a la ingeniería Geocisa la inestimable ayuda y colaboración en la realización del presente estudio, así como a la firma Neurtek, S.A por facilitarnos la digitalización 2D y 3D de la Basílica.

12 Bibliografía

- [1] Lozano, G et al *Restauración de edificios de muros de fábrica*. Gijón: Consultores Técnicos de Construcción, S.L., 1997.
- [2] Monjo, C et al *Patología y Técnicas de Intervención: Elementos estructurales*. Madrid. Ed Munilla Leria, 1998.
- [3] Lozano, G et al *Cálculo, construcción y patología de cimentaciones y recalces*. Gijón: Consultores Técnicos de Construcción, S.L., 1998.
- [4] Elexpuru et al *Models obtained trough laser scanner*. Virtual Retrospect, Biarritz, Octubre de 2005.



ANÁLISE E REFORÇO DA ESTRUTURA DO CORO-ALTO DA IGREJA DO PÓPULO, BRAGA

Um ensaio de Carga

João Guedes*

Correio electrónico: jguedes@fe.up.pt

Aníbal Costa†

Correio electrónico: agc@fe.up.pt

Esmeralda Paupério‡

Correio electrónico: pauperio@fe.up.pt

Resumo

Este trabalho apresenta o procedimento seguido pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) na análise e reforço da estrutura de piso do coro-alto da Igreja do Pópulo em Braga. Esta intervenção foi solicitada pela Direcção Regional Norte (DREMN) da Direcção Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) no âmbito de um protocolo existente entre a FEUP e a DGEMN e dos trabalhos de intervenção conduzidos por aquela direcção regional.

Foi efectuado o levantamento das patologias e verificada a estabilidade dos danos, em particular das aberturas de juntas observadas nas nervuras da abóbada de suporte do piso do coro-alto. Durante o estudo da solução de intervenção, e porque existia a convicção de que a abóbada apresentava uma capacidade resistente superior à preconizada para a actual utilização deste espaço, realizou-se o ensaio de carga da estrutura. O trabalho que aqui se apresenta traduz os resultados dos estudos efectuados e descreve o ensaio realizado, terminando na solução final preconizada para a intervenção estrutural.

Palavras-chave: Experimentação, Reabilitação, Reforço, Alvenaria.

* Professor Auxiliar, FEUP, Porto, Portugal.

† Professor Catedrático, UA, Porto, Portugal.

‡ Engenheira Civil, Instituto da Construção, FEUP, Porto, Portugal.

1 Introdução

O presente trabalho visa agrupar de forma sequencial a informação relativa à intervenção estrutural no coro-alto da igreja do Pópulo em Braga efectuada pela Direcção Regional dos Edifícios e Monumentos do Norte (DREMN), sob consultoria técnica do Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Datada do Sec. XVI, a Igreja do Pópulo, em Braga, apresenta uma estrutura em alvenaria / cantaria de pedra. O pavimento do coro-alto apoia numa estrutura abobadada com nervuras de cantaria de granito definindo painéis rectangulares, caixotões, de alvenaria de tijolo rebocada, figura 1. Durante os trabalhos conduzidos pela DREMN foram detectadas deformações importantes na abóbada referida e solicitada a intervenção do NCREP para proceder à análise dos danos, averiguar a necessidade de reforçar a estrutura e apresentar a melhor estratégia de intervenção para a resolução do problema.



Figura 1: Fachada da igreja e interior da nave.

2 Apresentação do problema e descrição da estrutura

Durante a realização de trabalhos de intervenção na igreja do Pópulo, a DREMN detectou a deformações importantes na abóbada de piso do coro-alto com aberturas de juntas visíveis na seu intradorso, figura 2. Estas deformações localizavam-se na zona delimitada entre dois arcos com igual configuração aqui designados por A e B: o arco A, figura 3, correspondente ao elemento que recebe a balaustrada e o arco B ao elemento sobre a porta principal da igreja. Ambos os arcos são de cantaria de pedra com um traçado bastante abatido. Apresentam um troço curvo junto aos encontros e um troço central quase recto; vencem um vão livre de aproximadamente 9,70 m.



Figura 2: Estrutura de piso e vista do intradorso da abóbada do coro-alto.

Entre os arcos A e B, num vão livre de cerca de 5,60 m, desenvolve-se a abóbada que suporta o piso do coro-alto, figura 2. É constituída por nervuras em cantaria de pedra dispostas em esquadria, formando caixotões com cerca de 1,70 m \times 1,70 m preenchidos por elementos de tijolo burro. A abóbada segue a linha directriz dos arcos principais a uma cota ligeiramente superior à do intradorso dos arcos. Lateralmente, o arranque da abóbada apoia sobre arcos de cantaria de pedra transversais aos anteriores, com cerca de 4,60 m de vão livre, cuja estrutura borda, de um lado um altar lateral à nave da igreja e do outro o espaço de acesso lateral da igreja.

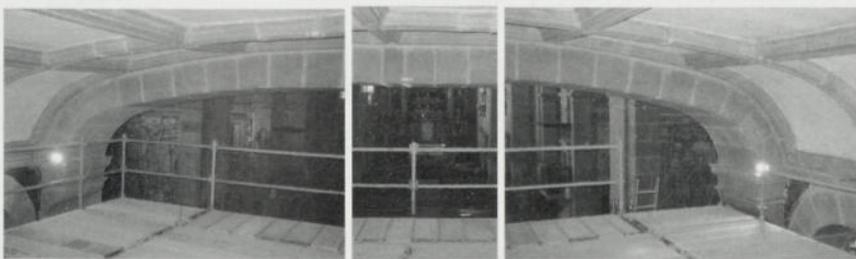


Figura 3: Alçado do arco A.

Em relação aos danos registados, o arco A apresentava deformações verticais com aberturas de juntas na zona de fecho; a abóbada do coro-alto apresentava deformações importantes que se traduziam num empenamento da sua superfície com dupla curvatura invertida em relação à estrutura não deformada, e na abertura de junta entre alguns elementos das nervuras de cantaria, por vezes com valores próximos dos 10 mm. Os arcos laterais aonde apoiam os arranques da abóbada, estruturas intervencionadas anteriormente pela DREMN com

o apoio do NCREP [2], e o arco B não apresentavam qualquer deformação visível.

3 Sequência dos trabalhos de intervenção

3.1 Monitorização da estrutura

Na primeira fase dos trabalhos relativos à intervenção estrutural, a abóbada e o arco A foram monitorizados com o intuito de verificar se as deformações tinham ou não estabilizado. Nesse sentido, em Julho de 2003 foram colocados fissurómetros em pontos estratégicos do intradorso da abóbada: em zonas de aberturas de junta ou fissuras importantes, nomeadamente nas nervuras mais centrais, e na zona de fecho do alçado lateral do arco A. Simultaneamente, registou-se, através de um distanciómetro laser e a partir de pontos pré-definidos, a distância entre os arcos principais A e B (5,62 m) e entre os arcos laterais (9,98 m), e ainda a distância na vertical de pontos ao longo da linha de fecho da abóbada. Foram efectuadas leituras e medições com periodicidade semanal nos meses de Julho e Agosto de 2003, passando depois esta periodicidade a mensal até um período de tempo total de monitorização de cerca de 18 meses. Procurou-se que as leituras fossem efectuadas em alturas diferentes do ano para despistar qualquer movimento relacionado com causas sazonais, nomeadamente provocado pela acção da água das chuvas no terreno de fundação.

A informação obtida com a monitorização é fundamental para a decisão de qualquer acção de intervenção estrutural, uma vez que não se deverá proceder à correcção dos danos, ou a qualquer outra acção de reforço ou consolidação estrutural, enquanto as causas que lhe deram origem se apresentarem activas.

Não foi registada qualquer alteração nas várias medições e leituras efectuadas, podendo afirmar-se que os movimentos ocorridos na estrutura se encontravam estabilizados.

3.2 1.ª Acção sobre a estrutura – Reforço global

Apesar das leituras não indicarem a ocorrência de qualquer movimento, perante o estado de deformação observado no arco A e da abóbada do corralto, decidiu intervir-se através de uma acção de reforço [1].

Preliminarmente, procedeu-se ao levantamento dos elementos constituintes da abóbada. Verificou-se que o soalho, constituído por tábuas de madeira de boas dimensões, apoiava em traves de madeira poisadas directamente sobre a abóbada na zona central e sobre um material de enchimento constituído por pedras e saibro junto aos encontros. Uma prospecção da abóbada entre nervuras de alvenaria de pedra, quer na zona central, quer junto aos quartos de vão,

permitiu estimar uma espessura de 30 cm e verificar tratar-se de zonas em alvenaria de tijolo burro, figura 4.



Figura 4: Sondagem na zona central da abóbada.

Como resultado do levantamento estrutural e material da abóbada, foi dimensionada uma estrutura em grelha metálica a colocar sob o soalho e que suspenderia a abóbada através de elementos verticais metálicos, pendurais, chumbados nos pontos de cruzamento das nervuras em cantaria. A estrutura seria amarrada às paredes laterais do coro-alto e permitiria, através dos pendurais, sustentar movimentos verticais que pudessem ocorrer na abóbada e que colocassem em causa a sua estabilidade estrutural. Não se procurava com a acção dos pendurais anular as deformações observadas na abóbada. Apesar desta intervenção poder ser considerada reversível e pouco intrusiva, esbarrava em algumas limitações físicas:

- a) A cota do pavimento a colocar sobre a grelha, que neste caso iria funcionar também como estrutura de apoio ao soalho, teria que ser elevada de cerca de 16 cm em relação à cota actual;
- b) A existência de um órgão antigo que, pelo seu mau estado de conservação, não se pretendia deslocar, dificultava o acesso à zona de amarração de um dos perfis metálicos principais da estrutura de reforço.

Por outro lado, porque as acções da grelha metálica nas zonas de amarração às paredes atingiam valores importantes, antes de prosseguir com a intervenção ter-se-ia que proceder à caracterização estrutural e material destes pontos. Embora aparentemente se tratassem de zonas constituídas por cantaria de boa qualidade, denotando mesmo a existência de um pilar de pedra, verificou-se que noutros elementos de aspecto idêntico a cantaria serviam apenas de revestimento a uma alvenaria de pior qualidade, figura 5. Uma inspecção visual não seria por isso suficiente para avaliar, mesmo de modo sumário, a capacidade resistente destas zonas de amarração da grelha metálica, devendo proceder-se à realização de ensaios de caracterização mecânica.



Figura 5: «Pilar» fingido em cantaria na parede do piso do coro-alto.

Pelas limitações referidas anteriormente e que se prendem com aspectos físicos e mecânicos da estrutura, e porque a monitorização da abóbada e do arco mostrava não terem ocorrido novos movimentos ou seja, que as deformações tinham estabilizado e, acima de tudo, porque se acreditava que apesar dessas deformações a abóbada apresentava uma capacidade resistente amplamente compatível com a sua função, realizou-se o ensaio de carga da estrutura.

3.3 2.^a Acção sobre a estrutura – Ensaio de carga

As estruturas de alvenaria de pedra ou tijolo apresentam uma boa capacidade resistente a esforços de compressão e uma diminuta capacidade resistente a esforços de tracção, associada a um comportamento frágil a acções de tracção/flexão. A fraca capacidade resistente à tracção resulta não só da característica do material pedra ou tijolo, mas também do facto destas estruturas serem formadas pela sobreposição de elementos isolados criando juntas, muitas vezes secas, que funcionam, fundamentalmente, para esforços de compressão e corte. A resistência ao corte resulta da capacidade resistente da argamassa de ligação que possa existir nas juntas dos elementos, e da combinação entre o esforço de atrito nas faces em contacto e o esforço de compressão instalado. A capacidade resistente à tracção das estruturas de alvenaria/cantaria é praticamente desprezável e resulta da resistência à tracção da argamassa de selagem das juntas.

As estruturas em arco ao serem dimensionadas para responderem, fundamentalmente, a esforços de compressão, são bons exemplos de elementos estruturais a construir em cantaria. Por outro lado, este tipo de elementos encontra-se muitas vezes sobredimensionado, apresentando uma capacidade resistente bastante superior às exigências da função para a qual foi construído. A realização do ensaio de carga da abóbada do coro-alto permitiria registar a evolução da deformação da estrutura em função da carga aplicada e avaliar a sua capacidade resistente e comportamento estrutural.

Para a preparação do ensaio, foi montada uma estrutura sob a abóbada, posicionada no alinhamento e a pouca distância, cerca de 1 cm, dos nós das nervuras de granito. Este procedimento permitiu criar uma plataforma de trabalho que, simultaneamente, funcionasse como escoramento de emergência. A aplicação da carga durante o ensaio foi efectuada através do enchimento com água de 92 reservatórios metálicos, bidões, com diâmetro interior médio de 58 cm e altura interna média de 86 cm, alinhados sobre o piso do coro-alto, entretanto sem soalho e regularizado com saibro, figura 6.



Figura 6: Posicionamento dos reservatórios e rede hidráulica de ligação.

De modo a facilitar o enchimento dos reservatórios e a garantir uma distribuição homogénea da carga no piso, os reservatórios foram ligados entre si ao nível da base por uma rede hidráulica em PVC. Esta tubagem foi ligada à rede geral de abastecimento de água, tendo sido interposta uma válvula de borboleta e um contador à entrada do tubo de alimentação da rede dos reservatórios para controlo e registo do volume de água entrado. Para que o esvaziamento dos reservatórios, a rede foi ligada através de 2 tubos de diâmetro superior a uma caixa de recolha de águas pluviais existente na praça em frente à igreja.

A abóbada foi monitorizada de modo a que durante o processo de carregamento se pudesse controlar e registar as deformações. Em particular, foram utilizados comparadores digitais e analógicos para medição dos deslocamentos verticais e os fissurómetros anteriormente referidos para controlo da abertura de juntas. Todas as aberturas foram devidamente seladas com uma argamassa fraca à base de gesso para uma leitura imediata de controlo de fissuração.

O controlo dos deslocamentos verticais foi efectuada nos pontos de cruzamento das nervuras de cantaria da abóbada. Para isso, foram colocados fios de aço amarrados aos referidos pontos através de camarões e buchas, mantidos esticados através de pesos que encostavam aos cursores dos comparadores fixos em bases magnéticas e colocados no pavimento da nave. O movimento vertical dos nós decorrente do carregamento do piso induziria movimentos dos cursores

res dos comparadores. Na Tabela 1 apresentam-se as leituras dos comparadores efectuadas no decorrer do ensaio para os diferentes patamares de carga,.

Tabela 1: História de carga.

Patamar de carga	1. ^a	2. ^a	3. ^a	4. ^a	5. ^a
kg	6231	10328	13768	17268	20081
kg/m ²	90.5	150.0	199.9	250.7	291.6

Foram efectuados 5 patamares de carga. Após o último patamar, foi registada a altura de líquido em todos os reservatórios de modo a aferir o valor da carga total efectivamente instalada no piso do coro-alto, cerca de 290 kg/m². Entre cada patamar de carga registaram-se os valores de leitura dos comparadores, tendo o maior valor, cerca de 3 mm, sido registado num ponto na zona central da abóbada. Foram também verificados os valores dos fissurómetros e as juntas seladas com a argamassa pobre, não se tendo observado qualquer incremento visível na abertura das juntas monitorizadas.

A análise dos resultados, em particular das curvas Carga instalada / Deslocamento medido nos pontos de registo mais significativos, figura 7, mostra um comportamento aproximadamente linear, com pequena perda de rigidez, sem indícios de tendência para uma rotura imediata. Nesta análise, salvaguarda-se a hipótese de ocorrência de uma rotura súbita sem “patamar de deformação plástica”. Por outro lado, os pequenos deslocamentos verticais registados associados à não abertura das juntas monitorizadas indicia que a carga aplicada se encontra dentro de limites de segurança aceitáveis, embora não quantificáveis.

Em face destes resultados, a solução de reforço indicada no ponto 3.2 foi abandonada, passando-se para uma reformulação da acção de intervenção.

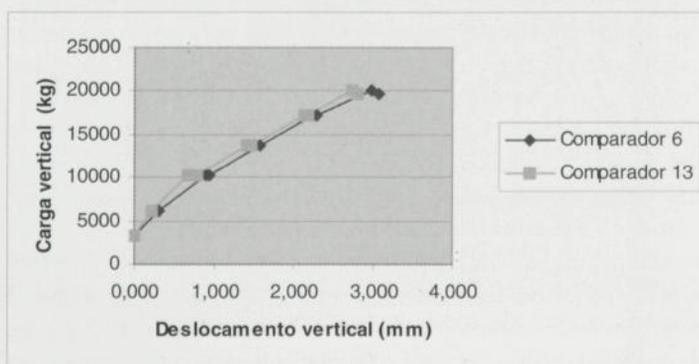


Figura 7: Gráfico de evolução Carga / Deslocamento nos pontos centrais da abóbada.

3.4 3.ª Acção sobre a estrutura – solução final de reforço

Dentro do campo de uma intervenção mínima que se preconizava após o ensaio de carga, duas hipóteses foram equacionadas: a) recolocar o material que existia previamente sobre a abóbada, saibro e pedras, nivelando a face superior de modo a servir de apoio ao travejamento do novo soalho a colocar, não efectuando qualquer intervenção do foro estrutural, ou b) aproveitando o facto do extradorso da abóbada se encontrar a descoberto e acessível, intervir localmente reforçando unicamente a ligação entre os vários elementos das nervuras em cantaria antes de se proceder à operação descrita em a). Após ponderação, optou-se pela solução descrita em b).

As juntas entre as pedras que executam as nervuras da abóbada foram então “gateadas” com chapas de aço inox em forma de U invertido ou E deitado, com largura de 50 mm e 5 mm de espessura, chumbadas nas pedras de modo a reforçar as ligações das nervuras na face superior da abóbada, figura 8. As chapas em forma de U permitiram ligar duas pedras e as chapas em forma de E, três pedras ou seja, “gatear” uma ou duas juntas, respectivamente. A utilização de chapas em forma de E ocorreu sempre que as pedras apresentavam juntas muito próximas. Na execução destas ligações foram efectuadas ranhuras em pedras contíguas a ligar e as chapas foram chumbadas utilizando o processo tradicional. Nos casos em que a face das pedras apresentava uma superfície irregular, foi colocada uma argamassa entre a chapa e as pedras de modo a uniformizar o contacto entre os dois elementos.



Figura 8: Chapas de aço inox chumbadas nas nervuras.

Note-se que o reforço efectuado pelo extradorso restringe a deformação por flexão nas zonas laterais da abóbada, contribuindo para uma maior rigidez, e por isso uma menor capacidade de deformação da estrutura. Por outro lado, este reforço, que inclui a zona central da abóbada, ao estabelecer uma melhor ligação entre os elementos das nervuras, permite uma maior uniformização e, conseqüentemente, um melhor comportamento global da estrutura.

4 Conclusões finais

Neste trabalho descreve-se a intervenção realizada na estrutura de piso do coro-alto da igreja do Pópulo em Braga. Esta acção resultou de um pedido de consultoria técnica dirigido ao NCREP pela DREM com o intuito de decidir qual a intervenção que melhor se adaptaria aos danos detectados na estrutura.

Nesse sentido, depois de verificada a estabilidade das deformações observadas, foi ponderada a criação de uma estrutura de reforço constituída por uma grelha metálica a colocar à cota superior da abóbada e que através de tirantes permitiria agarrá-la nos pontos de intersecção das nervuras. Esta solução apresentava alguns inconvenientes que resultaram na decisão de se realizar o ensaio de carga da abóbada de modo a quantificar uma capacidade de carga admissível. O ensaio mostrou que a estrutura do piso da abóbada apresentava um bom comportamento para uma carga total de 290 kg/m^2 , com deslocamentos máximos de 3 mm, valores compatíveis com a função esperada para um espaço que se pretende de acesso condicionado.

A 1.^a hipótese de reforço foi então abandonada e procedeu-se a uma intervenção mínima que consistiu em aplicar no extradorso da abóbada chapas de inox chumbadas entre nervuras de granito. Esta acção permitiu diminuir a capacidade de deformação e garantir uma maior uniformização do comportamento da estrutura, através de uma melhor ligação entre os elementos de pedra.

Concluindo, este trabalho realça as particularidades das intervenções em estruturas antigas que, embora planeadas e dimensionadas de acordo com o conhecimento possível da estrutura, sofrem adaptações ou mesmo alterações importantes durante o período de preparação e implementação em obra que devem ser entendidas como integrantes do processo de intervenção.

5 Bibliografia

- [1] Costa, A. et al, "Intervenção estrutural (abóbada do coro alto). Igreja do Pópulo", FEUP, 2004.
- [2] Paupério, E. et al, "Consolidação estrutural do coro alto da igreja do Pópulo", do livro de actas do Seminário "A intervenção no património. Práticas de conservação e reabilitação", pp. 173-182, FEUP, 2002.

6 Agradecimentos

Agradece-se à Direcção Regional de Monumentos do Norte e ao Eng.º Filipe Ferreira da empresa Augusto de Oliveira Ferreira, L.^{da}, todo o apoio prestado.

ESTUDIO MEDIANTE EL MEF DE LA REHABILITACIÓN DEL PÓRTICO Y LA BÓVEDA DE LA CAPILLA PRERROMÁNICA DE LA CONSAGRACIÓN DE LA IGLESIA DE SALVADOR DE VALDEDIÓS

Dr. Juan José del Coz Dí-
az*

Correo electrónico: juan-
jo@constru.uniovi.es

Dr. Alfonso Lozano Mar-
tínez-Luengas†

Correo electrónico: aloza-
no@uniovi.es

Dra. Covadonga Betegón
Biempica‡

Correo electrónico: co-
va@uniovi.es

Dr. Paulino José García Nieto§

Correo electrónico: pauli@constru.uniovi.es

D. Javier Felgueroso Carrascal**

Correo electrónico: jfelgueroso@hotmail.com

Resumen

La comunicación presentada tiene por objeto describir el estudio de la estructura del monumento citado y su propuesta de rehabilitación. El análisis que se llevará a cabo está basado en la aplicación del método de los elementos finitos (MEF) sobre cada una de las piedras que conforman el conjunto arquitectónico, siendo éstas ensambladas una a una mediante elementos de contacto, capaces de reproducir el comportamiento mecánico del mortero y las condiciones superficiales entre ellas, algunas de las cuales se encuentra seriamente dañadas. Se analizará el efecto de diferentes hipótesis de carga y se mostrarán las conclusiones derivadas del estudio.

Palabras clave: Rehabilitación, Estudio de casos, Elementos finitos, No linealidades, Contacto.

* Profesor Titular Universidad, Área de Ing^a de Construcción Univ. De Oviedo, Edificio Dep. Viesques N.º 7, 33204-Gijón (Spain).

† Profesor Asociado, Área de Ing^a de Construcción – Univ. De Oviedo.

‡ Profesor Titular Universidad, Área de Méc. Medios Continuos – Univ. De Oviedo.

§ Profesor Titular Universidad, Área de Matemática Aplicada, Univ. De Oviedo.

** Arquitecto, Responsable de Patrimonio de la CC.AA. del Ppado. de Asturias.

1 Introducción

El presente artículo tiene por objeto describir claramente los estudios y modelos numéricos desarrollados por el Área de Ingeniería de la Construcción, de la Universidad de Oviedo, para analizar lo más fielmente posible el estado de la estructura del pórtico y de la bóveda de la capilla prerrománica de la Consagración de la Iglesia de San Salvador de Valdediós, sita en Villaciosa (España) y mostrar, en base a los citados estudios, la propuesta de rehabilitación llevada a cabo.

Dedicado al Salvador y conocido popularmente como el “Conventín”, este pequeño templo presenta planta basilical de tres naves, mucho más alta la central que las laterales; cabecera con tres capillas de testero recto –la central dedicada al Salvador, las otras a Santiago Zebedeo y Juan Bautista– sobre las que se elevan otras tantas cámaras ciegas; un pórtico occidental integrado por un vestíbulo y dos pequeñas estancias a las que se accede por unos arcos muy bajos y que parece tenían un carácter penitencial, sobre las que se dispuso una tribuna compuesta por tres espacios, el central abierto hacia el interior de la nave mayor; y dos cámaras cuadrangulares, una al norte y otra al sur del cuerpo de naves, que servían de sacristías. Se completa el conjunto con la “Capilla de los obispos” y un pórtico, adosados uno y otro al costado meridional de la iglesia. En la figura 1 se muestra el aspecto exterior de la misma y se señala la zona de intervención objeto del presente estudio.

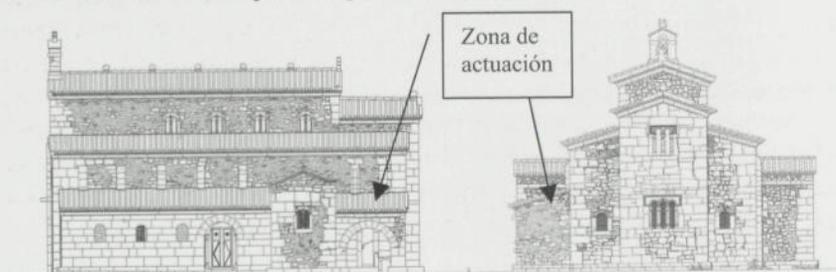


Figura 1: Alzado Sur y Vista lateral Este de la Iglesia de San Salvador de Valdediós.

Por último, destacar que la vinculación del edificio al monarca Alfonso II quedó restringida a la construcción del pórtico sur como panteón funerario, el cual es objeto del presente estudio, espacio que, no obstante, nunca llegaría a ser utilizado como tal.



Figura 2: Vista parcial del pórtico (derecha) y la bóveda (izqda.) objeto del estudio.

La patología observada en nuestro caso fue debida a una falta de estanqueidad de la cubierta del pórtico objeto de estudio, lo que provocó dos lesiones importantes. Por un lado las filtraciones deterioraron gravemente el mortero que constituye el armazón de la bóveda de la capilla, produciendo su descomposición y el desplome de una parte importante de la misma. Por otro, y como consecuencia del citado desplome, el muro lateral presenta un abombamiento acusado, debido a que tanto éste como el pórtico han de soportar empujes horizontales que pueden llegar a desestabilizar el conjunto y producir la ruina del mismo. Es por todo ello que el estudio de la consolidación del monumento, y de su estabilidad estructural constituye una materia de gran interés teórico y práctico, y que requiere una evaluación y unos conocimientos específicos, íntimamente relacionados con la resistencia de materiales y la modelización numérica [1]. Es muy importante pues, aportar al proyecto de restauración arquitectónica, esos conocimientos basados en la relación entre la evolución histórica del análisis de la estabilidad estructural y las modernas técnicas numéricas actuales relacionadas con el comportamiento de las construcciones de fábrica, bien sea de piedra, ladrillo, hormigón o mortero [2].

2 Datos de partida

El análisis estructural que se realizará, precisa de cierta información de partida, tal como los valores de la geometría objeto de estudio, los valores elásticos característicos de los materiales y las sollicitaciones a las que se encuentran sometidos los elementos estructurales, por lo que pasaremos a detallar los procedimientos que se han seguido en su determinación.

2.1 Geometría estructural.

La geometría estructural se generó a partir de un archivo de Autocad obtenido mediante técnicas de escaneado "in situ". De éste modo, se obtuvo una plantilla en dos dimensiones de la zona objeto del estudio (ver figura nº3).

A continuación dicha plantilla fue importada a un programa de diseño paramétrico y, a partir de la misma se procedió a realizar un boceto de cada uno de los elementos componentes. Seguidamente, por medio de una operación de extrusión se generó el modelo tridimensional de cada una de las piedras, las cuales fueron ensambladas en un conjunto estructural (fig.4). En la generación de dichos componentes estructurales se tomó como dimensión de referencia para las piedras del pórtico una anchura de 440 mm, y 350 mm en la bóveda.

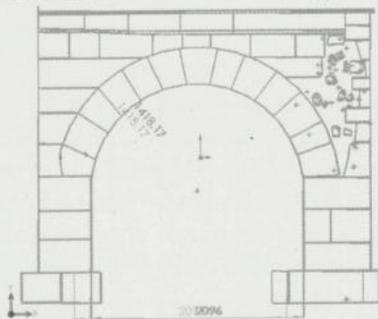


Figura 3: Plantilla en dos dimensiones del pórtico de la Capilla.

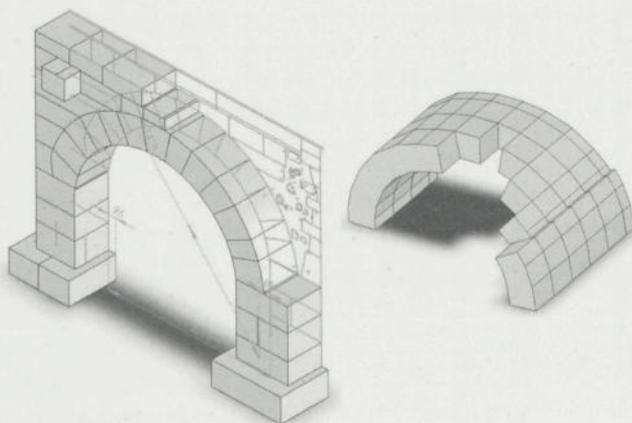


Figura 4: Reconstrucción tridimensional del pórtico (izquierda) y de la bóveda (derecha) de la Capilla.

2.2 Propiedades de los materiales.

Con el objeto de reproducir el comportamiento estructural del conjunto arquitectónico, se precisa del conocimiento de los valores elásticos característicos de cada uno de sus componentes: piedras del pórtico, morteros y ladrillos de la bóveda, así como estimar los citados valores en ciertas zonas construidas en base a elementos de relleno consolidado. Por tanto, necesitamos: el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y la densidad de cada uno de ellos.

A partir de la bibliografía [3-4] y de varios ensayos mediante métodos no destructivos (ultrasonidos, pachómetro, etc.), se obtuvieron valores con un amplio margen de dispersión, por lo que tuvimos que recurrir a seleccionar aquellos que, con un margen suficiente de seguridad, nos proporcionasen los resultados más fiables, cuyos valores mostramos en la tabla 1.

Tabla 1: Resumen de las características de los materiales.

Elemento	Peso específico	Resistencia a Compresión	Resistencia a tracción	Módulo elástico longitudinal	Coefficiente de Poisson
	Kg/m ³	MPa	MPa	GPa	
Arenisca	2.900	15,0	0,5	15,0	0,20
Ladrillos	2.300	6,0	0,5	7,0	0,12
Relleno arco	3.000	12,0	0,4	0,8	0,20
Relleno bóveda	2.900	-	-	0,001	0,49

Merece la pena destacar los valores elásticos adoptados en los elementos de relleno. El primero de ellos es el que se encuentra en la parte superior derecha del pórtico, y el segundo el que es soportado por la bóveda. El criterio seguido para obtener el valor de las propiedades mecánicas del primero fué considerar valores de resistencia del orden del 80% de la arenisca, aumentando ligeramente su densidad. Para el segundo -el relleno de la bóveda- se consideró la misma densidad de la piedra arenisca, pero con un módulo elástico de 1MPa, con el fin de simular un comportamiento del tipo fluido, y que solicitara los riñones de la bóveda de forma similar al de un material disgregado.

2.3 Solicitaciones sobre el modelo

Dado que existe una importante dispersión en los valores de las solicitaciones, en el estudio se considerarán, aparte de las gravitatorias, otras acciones que puedan actuar sobre el arco, tales como sobrecargas de nieve y/o viento.

Para el caso del pórtico, se han considerado los siguientes casos:

- Caso 1p: Pórtico sometido a su peso propio.
- Caso 2p: Pórtico sometido a su peso propio + una sobrecarga de 20.900 Pa en su parte superior.
- Caso 3p: Pórtico sometido a su peso propio+una sobrecarga de 20.900 Pa en su parte superior + un empuje de la bóveda de 17.716 N.

Y en el análisis de la bóveda :

- Caso 1b: Bóveda sometida a su peso propio.
- Caso 2b: Bóveda sometida a su peso propio + una sobrecarga relleno en su parte superior.

3 Análisis numérico

Una vez establecidos los parámetros necesarios y los procedimientos de análisis, tal y como de ha detallado en el apartado anterior, se modelizará mediante elementos finitos el conjunto estructural formado por las piedras y el mortero que conforman el pórtico exterior, así como la bóveda de la capilla.

3.1 Elementos finitos utilizados

Las piedras y el mortero se modelizarán mediante elementos finitos tridimensionales del tipo Solid 187, del tipo tetraédrico de 10 nodos, con tres grados de libertad por nodo (ver figura 5 - izquierda).

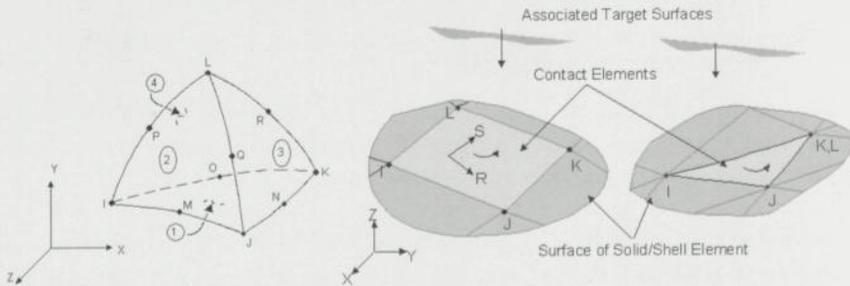


Figura 5: Elementos finitos utilizados en la modelización. Solid 187 (izquierda), y Conta 173 - Target 170 (derecha).

Los contactos entre el mortero y las piedras que conforman el pórtico se realizarán mediante los elementos Contact 173 y sus superficies asociadas con elementos Target 170 (ver figura 5 - derecha)

Para simular la unión entre los diferentes ladrillos o bloques, según se trate de la bóveda o del pórtico, se consideraron las intercaras de los elementos como regiones de contacto de tipo rugoso. Se empleó el Método de Lagrange Aumentado como algoritmo para la detección del estado del contacto, con un factor para la rigidez normal de 10 veces el módulo elástico del material base. Un total de 100 pares de superficies en contacto debieron de ser modeladas en el pórtico y 60 en la bóveda.

3.2 Modelos de elementos finitos.

En base a los datos geométricos del apartado 2.1, las propiedades de los materiales del apartado 2.2 y empleando los elementos finitos descritos en el apartado 3.1, se han obtenido los modelos numéricos objeto de estudio, tal y como se puede apreciar en la figura 6.

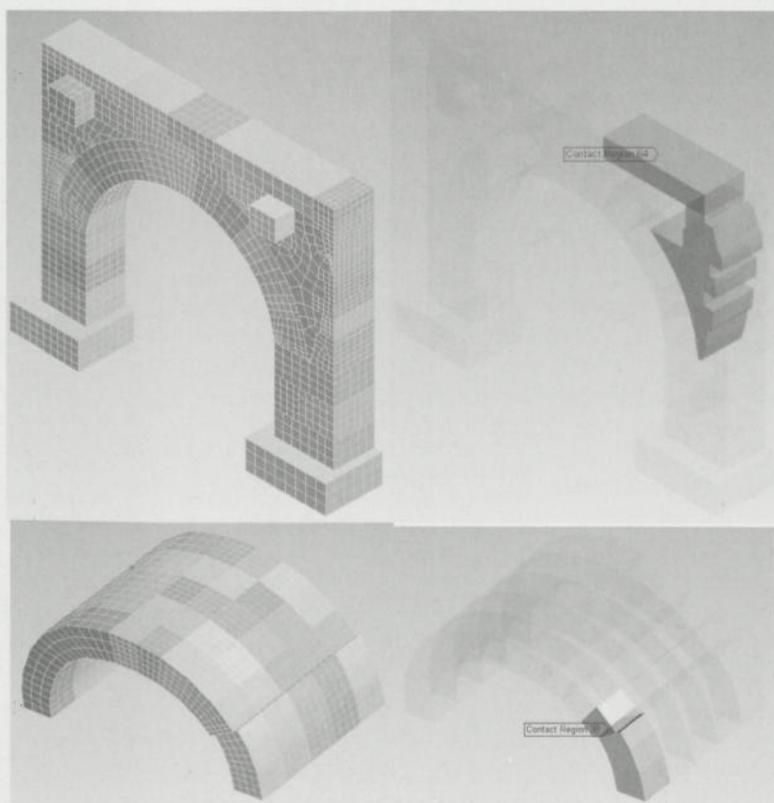


Figura 6: Modelos de elementos finitos: pórtico (arriba) y bóveda (abajo), así como detalle de algunos elementos de contacto (imagen derecha).

4 Resultados numéricos

Para mayor claridad, dividiremos los resultados numéricos correspondientes al pórtico y a la bóveda de la capilla, para cada uno de los casos de carga estudiados.

4.1 Resultados en el Pórtico

Los resultados gráficos de desplazamientos y tensiones del estudio MEF del pórtico, para cada uno de los casos de carga, se muestran en la figura 7 y en la tabla 2.

Tabla 2: Resumen de resultados.

Caso de Carga	Desplazamiento máximo	Tensión máxima en sillares (Tresca)	Tensión máxima en morteros
	mm	MPa	MPa
CASO 1p	0,253	0,403	0,669
CASO 2p	0,413	0,663	0,566
CASO 3p	0,760	1,330	2,290

4.2 Resultados en la bóveda

Los resultados gráficos de desplazamientos del estudio MEF para la bóveda, se muestran en la figura 8 y un resumen de los mismos en la tabla 3.

Tabla 3: Resumen de resultados.

Caso de Carga	Desplazamiento máximo	Tensión máxima en ladrillos (Tresca)	Tensión máxima de compresión en morteros	Tensión máxima de fricción en morteros
	mm	MPa	MPa	MPa
CASO 1b	0,23	0,175	0,311	0,108
CASO 2b	0,64	0,247	0,417	0,149

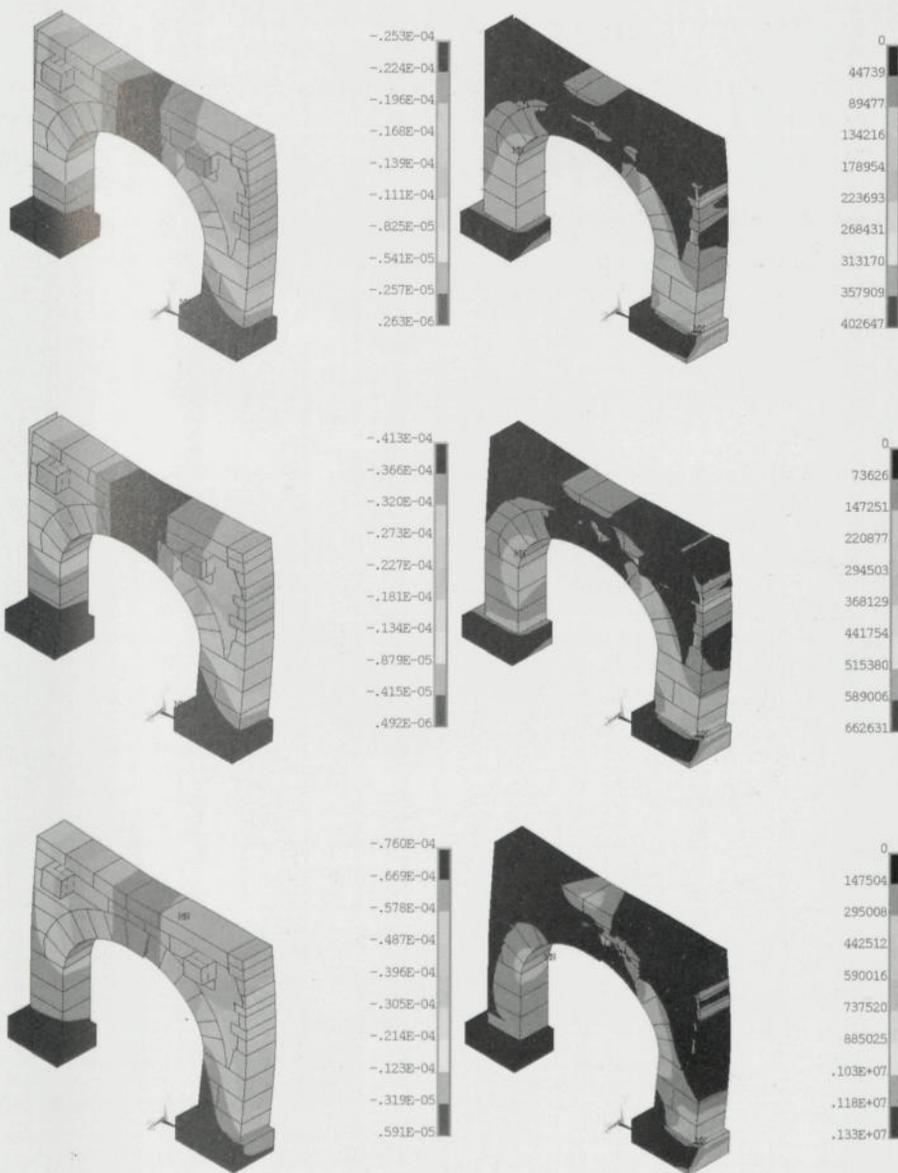


Figura 7: Resultados numéricos en el pórtico, para los casos 1p (arriba) a 3p (abajo). Se muestran los desplazamientos verticales (izquierda) y las tensiones de Tresca en las piedras (derecha).

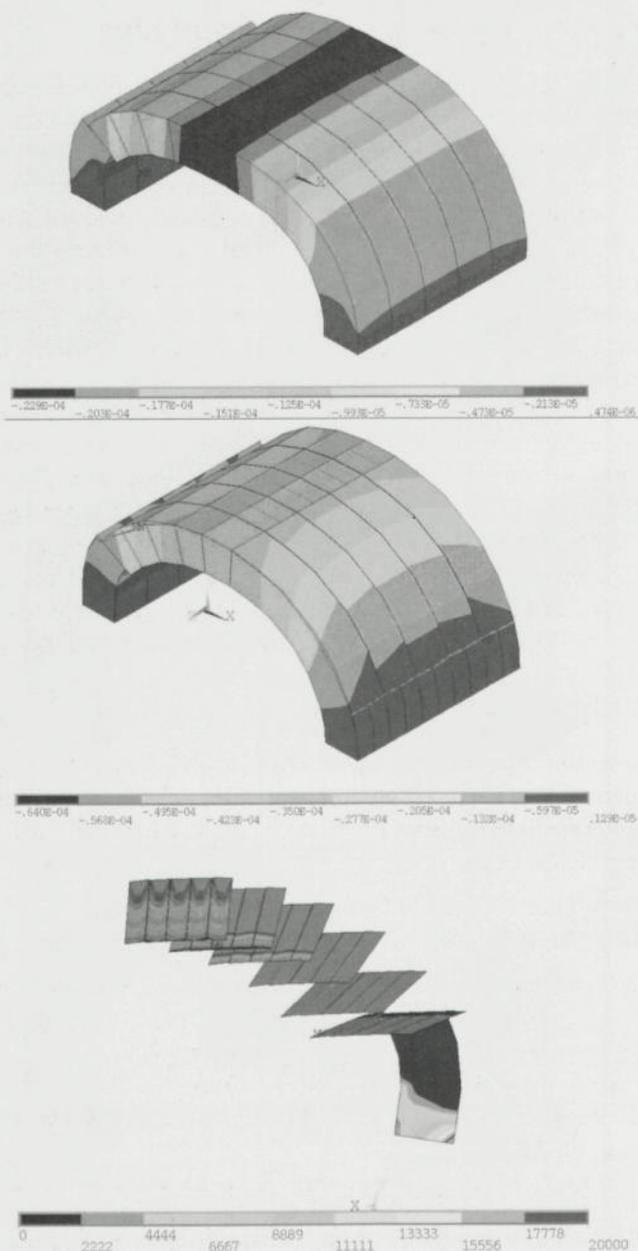


Figura 8: Resultados numéricos de desplazamientos en la bóveda, en los casos 1 y 2 (arriba), y presiones de contacto mayores de 0.02 MPa en el mortero (abajo)

5 Conclusiones y discusión de resultados

En base a los resultados expuestos en el apartado 4, podemos concluir las siguientes observaciones:

1º) Respecto del pórtico, tanto los desplazamientos como las tensiones observadas se encuentran suficientemente alejadas de valores que podrían poner en peligro la integridad estructural, tanto del mortero como de la sillería, así como de aquellas zonas en las cuales la piedra ha sido sustituida por relleno.

2º) Respecto de la bóveda, a partir de las observaciones llevadas a cabo y de los resultados numéricos, se propone la reparación del mortero, substituyéndolo por resinas epoxídicas en las zonas de mayores tensiones, y llevando a cabo un apeo con el fin de restituir la geometría original.

3º) Respecto del modelo numérico, los valores de las propiedades de los materiales parecen ser adecuados, en base a las observaciones realizadas "in situ" y a la influencia de su variabilidad en los resultados del análisis.

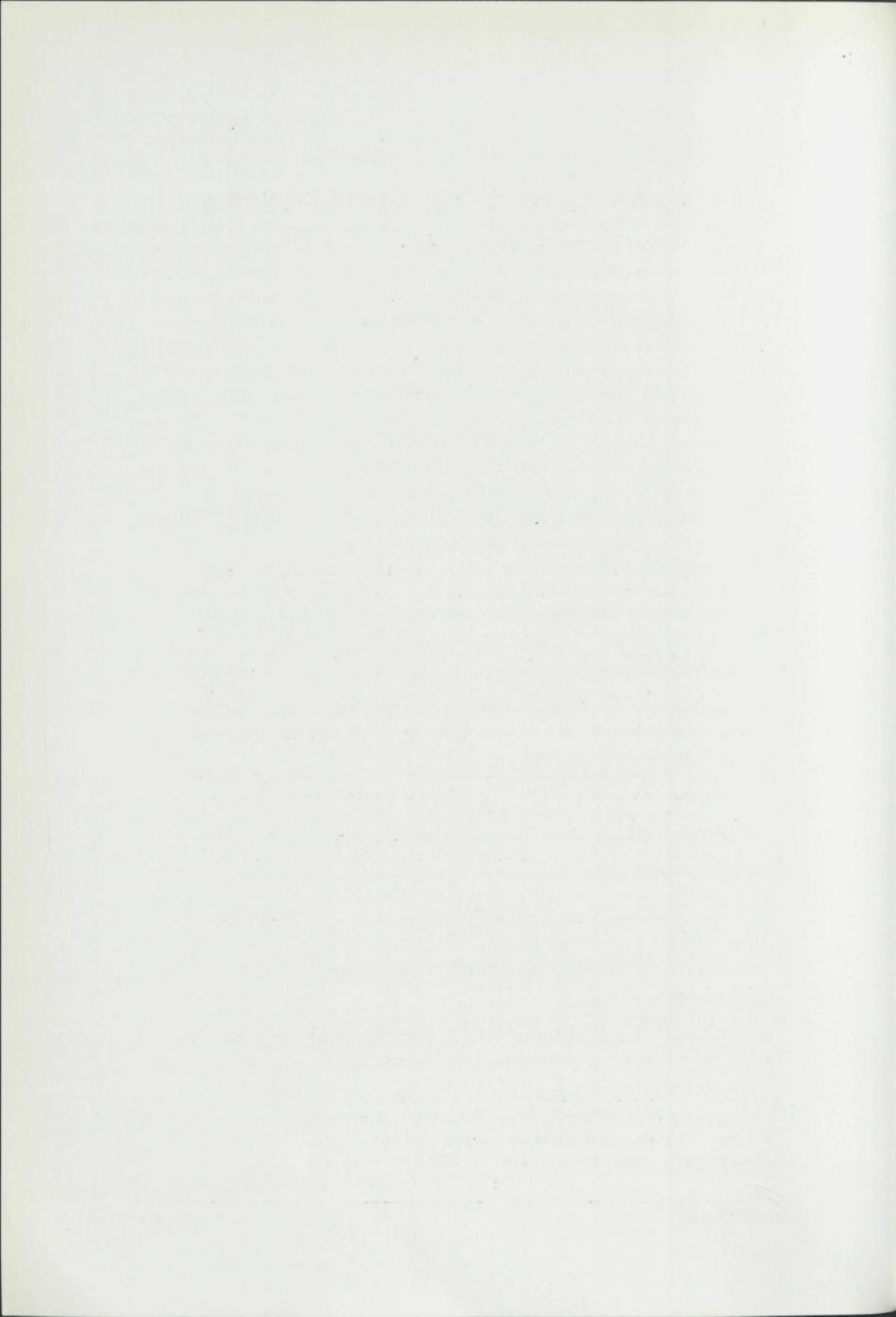
4º) El empleo de elementos de contacto y el método de generación de la estructura han sido, sin duda, uno de los mayores retos abordados en éste trabajo. Para la resolución del problema se utilizó un ordenador Athlon 64, con 4096 MB de RAM y 768 GB de disco, empleando 728 iteraciones en la resolución del pórtico sometido a sus mayores cargas, con un tiempo de CPU de 3 horas.

6 Agradecimientos

Agradecemos la financiación de parte de los estudios al Sr. Arquitecto D. Javier Felgueroso Carrascal, así como a Ansys Inc. el uso de la licencia Ansys University Intermediate y Ansys Productivity Pack como parte del entorno de simulación empleado en este trabajo.

7 Bibliografía

- [1] Lozano Apolo, G. *et.al Cursos de técnicas de intervención en el patrimonio arquitectónico. Tomo II : restauración de edificios de muros de fábrica.* Ed. Consultores Técnicos de la Construcción 2003.
- [2] Coz Díaz, J.J. del *et.al Non-linear Analysis of a Reinforced Concrete Sheet Cover (Umbrella) by the FEM.* In press, Applied Mathematics and Computation, 2005.
- [3] Casati Calzada, M.J. *Influencia del comportamiento de la fábrica en la sensibilidad estructural de las catedrales góticas. Aplicación del estudio a la Catedral de León.* Tesis Doctoral, Universidad de Castilla – La Mancha, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2005.
- [4] Herman, J. *The Stone skeleton. Structural engineering of masonry architecture.* Ed. Cambridge University Press, 1995.



ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA: INTERVENÇÃO ESTRUTURAL EM DUAS IGREJAS

João Guedes*

Correio electrónico: jguedes@fe.up.pt

Aníbal Costa†

Correio electrónico: agc@fe.up.pt

Esmeralda Paupério‡

Correio electrónico: pauperio@fe.up.pt

Resumo

Pretende-se neste trabalho apresentar o resultado da inspecção, do diagnóstico e do projecto de intervenção ao nível do reforço estrutural em duas igrejas do distrito de Bragança: a primeira em Alfândega da Fé e a segunda em Ifanes, concelho de Miranda do Douro, realizados pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Estruturas e Património (NCREP) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Esta intervenção foi solicitada pela Direcção Regional Norte (DREMN) da Direcção Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) no âmbito de um protocolo existente entre a FEUP e a DGEMN e dos trabalhos de intervenção conduzidos por aquela direcção regional.

A necessidade de intervenção resultou, neste caso, de acções mal planeadas anteriores à participação da DREMN, não atendendo a questões de carácter estrutural e sem acautelar a realização de um correcto diagnóstico de patologias. Estes dois trabalhos apresentam-se, por isso, como casos de análise interessantes pela abordagem de intervenção efectuada, e cujo estudo resulta num importante exercício de reflexão.

Palavras-chave: Intervenção, Reabilitação, Reforço, Alvenaria.

1 Introdução

O trabalho aqui apresentado debruça-se sobre o estudo de duas igrejas do distrito de Bragança, nos concelhos de Alfândega da Fé e Miranda do Douro.

* Professor Auxiliar, FEUP, Porto, Portugal.

† Professor Catedrático, UA, Porto, Portugal.

‡ Engenheira Civil, Instituto da Construção, FEUP, Porto, Portugal.

À data da solicitação de apoio à Direcção Regional de Edifícios e Monumentos do Norte (DREMN) e, por acção desta direcção, ao Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da FEUP, decorriam obras de intervenção nas duas igrejas.

Nos pontos seguintes descreve-se, sumariamente, as duas igrejas. Posteriormente, apresenta-se a situação em que se encontravam as duas estruturas a quando da participação do NCREP neste processo, analisa-se as patologias estruturais encontradas, possíveis causas e algumas medidas de reparação e, finalmente, tecem-se comentários ao modo de abordagem desta intervenção.

1.1 Igreja de Alfândega da Fé

A Igreja de Alfândega da Fé (Figura 1), localizada em Alfândega da Fé, é uma Igreja de planta longitudinal, composta por uma nave única e capela-mor quadrangular. A sacristia bem como outras salas de apoio a actividades da igreja situam-se numa construção nova anexa à empena lateral esquerda, disposta ao longo do comprimento da nave e da capela-mor. A estrutura é constituída por paredes autoportantes de cantaria de granito sem reboco na fachada e torre sineira, e por paredes de alvenaria de granito rebocada nas restantes fachadas. Apenas uma parte do anexo apresenta uma estrutura em betão armado com alvenaria de tijolo rebocada. A cobertura da nave e da capela-mor é de duas águas, sendo de uma só água a cobertura da construção anexa à fachada lateral da igreja. A cobertura da torre sineira é de quatro águas.



Figura 1: Igreja de Alfândega da Fé.

1.2 Igreja de S. Miguel de Ifanes

A igreja de S. Miguel de Ifanes (Figura 2), localizada em Ifanes, concelho de Miranda do Douro, distrito de Bragança é composta por uma nave única rectangular e capela-mor quadrangular elevada sobre a nave, com sacristia e

baptistério anexos à empena do lado norte e um alpendre rectangular na empena do lado sul. A igreja é construída em aparelho misto de cantaria (fachada e cunhais) e alvenaria de granito (empenas laterais e corpo da capela-mor). O tecto da capela-mor apresenta uma estrutura abobadada de volta inteira, aparentemente em cantaria.



Figura 2: Igreja de S. Miguel de Ifanes.

2 Inspeção e Diagnóstico

As visitas aos locais de intervenção são fundamentais para uma correcta avaliação do estado estrutural do objecto alvo dessa intervenção: do tipo de patologias existentes, das possíveis causas e modos de actuar. Também neste ponto é importante uma avaliação histórica do edifício e de possíveis intervenções ocorridas no passado de modo a integrar todo esse conhecimento documental num modelo de intervenção consistente e de respeito pelo edifício.

Nesse âmbito, foram realizadas visitas às duas igrejas alvo do estudo apresentado neste trabalho. Dessas visitas resultaram os dados que se descrevem de forma detalhada para cada uma das estruturas e que transcrevem o seu estado à data do pedido de intervenção ao NCREP, [1] e [2]. Note-se que nessa data estavam a decorrer obras de intervenção nas duas igrejas.

2.1 Igreja de Alfândega da Fé

As obras na igreja de Alfândega da Fé, em fase de conclusão à data da visita, tinham consistido, fundamentalmente, na colmatação da fissuração visível no reboco, na pintura das paredes e reposição da cobertura. No entanto, a inspeção realizada naquela data detectou anomalias importantes em elementos estruturais que não tinham sido alvo de qualquer acção de correcção ou reforço, nomeadamente (Figura 3):

- a) Destacamento das paredes no alçado posterior junto aos cunhais, com a abertura de fendas de grande dimensão na ligação da fachada posterior às fachadas laterais, evidenciando uma separação das fachadas;
- b) Fissuração importante a meio e quartos de vão no arco triunfal, numa formação de mecanismo;
- c) Fissuração nas paredes de empena laterais nos pontos de amarração dos tirantes metálicos ao longo da nave;
- d) Degradação material de elementos de madeira da cobertura, em particular a rotura da viga cumeeira da cobertura da capela-mor e o empeno de alguns elementos das asnas de cobertura da nave.



Figura 3: Destacamento de paredes, fissuração no arco e rotura da viga cumeeira.

Relativamente ao dano **a)**, a rotura verificada na viga cumeeira da cobertura da capela-mor, dano **d)**, poderá ser causa deste dano. Este elemento, quando bem amarrado às paredes, funciona como elemento de travamento entre as empenas triangulares deste corpo. A sua rotura não só cancela este funcionamento como origina esforços que tendem a empurrar a fachada posterior. Por outro lado, a fraca qualidade da alvenaria, neste caso constituída por elementos de pedra irregulares de pequena dimensão com um embricamento pobre nos cunhais, terá facilitado o movimento de separação das fachadas.

No caso do dano **b)**, a existência de acções induzidas pelo corpo anexo sobre as empenas da igreja, pode ser causa do mecanismo rotulado observado no arco. Por outro lado, o mau estado de algumas das asnas que executam a cobertura, dano **d)**, ao impor esforços horizontais, transversais, nas empenas, provocando o afastamento das paredes e a descompressão do arco ao nível dos arranques, pode também justificar a fissuração encontrada. Este movimento de afastamento das empenas da nave da igreja é visível no dano **c)** que resulta de um empolamento das paredes junto à amarração dos tirantes, e que é também consequência do tipo de alvenaria bastante irregular e de embricamento pobre das paredes.

Finalmente o dano d), ele próprio causa dos danos anteriores, resulta da degradação natural da madeira e, principalmente, da falta de um programa de manutenção adequado. Acções anómalas, provenientes, ou não, do movimento das paredes podem também induzir este tipo de danos, quer na viga cumeeira, quer no empeno das asnas. A realização de acções de inspecção e manutenção periódicas das coberturas, são medidas de prevenção importantes para o bom funcionamento das estruturas. Note-se que não é compreensível, nem aceitável, que em fase final de um conjunto de obras de intervenção a igreja possua os danos estruturais referidos. Estes, sobre quaisquer outros existentes, deveriam ter sido objecto de intervenção.

2.2 Igreja de S. Miguel de Ifanes

No caso da igreja de Ifanes, a intervenção efectuada até à data da visita tinha consistido na retirada da cobertura da nave, constituída por asnas e travessamentos de madeira, conforme fotografias de arquivo, assim como as coberturas dos compartimentos e alpendre anexos, deixando as paredes soltas e desprovidas de qualquer estrutura de contraventamento horizontal, tal como se observa na Figura 4.



Figura 4: Paredes despidas de qualquer revestimento e ausência de cobertura.

A igreja apresentava o exterior completamente desprovido de qualquer material de revestimento. Dos rebocos interiores, removidos à semelhança do efectuado nos paramentos exteriores, restavam partes que se situavam por detrás dos altares de talha retirados para restauro e que revelaram a existência de pinturas a fresco. O suporte destas pinturas apresentava alguns destacamentos que poderão ter sido provocados, quer pela retirada dos altares, quer pelo tipo e forma de intervenção, tendo-se encontrado no chão pedaços de reboco com pintura.

Durante a inspecção verificou-se um importante movimento de separação das paredes no corpo do altar-mor, causando a abertura de fissuras na zona de

fecho da abóbada e o seu destacamento em relação às paredes laterais. Essas fissuras, que por comparação com registos anteriores à intervenção parecem ter evoluído de forma importante, resultam da descompressão da abóbada, em parte consequência da própria intervenção pouco cuidada. Nas paredes deste corpo e dos corpos anexos laterais ao altar-mor, observavam-se fissuras importantes indiciadoras destes movimentos (Figura 5).

A partir da análise de fotografias em arquivo do GTL foi possível, embora não de forma detalhada, verificar o estado da igreja de Ifanes anterior à acção de intervenção, tendo-se constatado que a igreja de Ifanes necessitava de facto de uma intervenção de reforço estrutural. No entanto, após inspecção concluiu-se ser a intervenção realizada desajustada: excessiva, muito para além do necessário na área da conservação, e não contemplando a consolidação e/ou reforço estrutural necessário à estabilização dos danos, tendo mantido, e nalguns casos agravado, os problemas estruturais identificados. A argamassa de revestimento foi removida e nalgumas zonas substituída por argamassas novas de cimento, sem que as fissuras ou a sua causa fossem tratadas.



Figura 5: Fissuração no fecho da abóbada e nas paredes do corpo da capela-mor e corpos anexos e pintura mural.

A retirada da totalidade das asnas de cobertura, importantes elementos de travação das paredes das empenas, bem como dos frechais, da viga cumeeira e restantes traves longitudinais que efectuavam algum travamento do corpo elevado da capela-mor, nomeadamente da parede sobre o arco triunfal, deixou as paredes soltas agravando as deformações e abertura de fendas. A reparação de alguns travejamentos de madeira da cobertura poderia ter sido necessária face a danos que tenham sido observáveis, mas deveria ter sido executada de forma faseada e apenas sobre os elementos a necessitar de reparação/substituição. A retirada dos rebocos, operação desnecessária e contrária aos princípios da conservação e restauro, poderá ainda ter imprimido forças de impacto sobre uma estrutura já de si debilitada.

3 Intervenção

As patologias referidas nos pontos anteriores, resultantes de deficiências graves detectadas em elementos estruturais, obrigaram à execução de novas obras de reparação de forma a eliminar as causas dos danos e os danos mencionados. Embora sem entrar em detalhe em relação às propostas para cada uma das igrejas, referem-se algumas medidas que se consideram gerais de intervenção em situações idênticas.

Começando pelos pontos principais, é fundamental que as coberturas se apresentem em bom estado de conservação. O mau funcionamento das coberturas é origem da entrada de água, factor primeiro de degradação das estruturas. Por outro lado, o mau funcionamento das asnas resulta na imposição de acções laterais ao nível do coroamento das paredes que tendem a empurrá-las para o exterior, causando destacamentos e deformações importantes. Nos casos em que existam arcos ou abóbadas transversais apoiados, directa ou indirectamente, nestas paredes, estes movimentos são causa de descompressão lateral causando linhas de rotura importantes nessas estruturas. O bom estado das asnas é por isso fundamental, devendo ser periodicamente inspeccionadas e substituídos os elementos degradados ou em mau estado. Para além disso, quando bem ligadas às paredes, podem funcionar como elementos de contraventamento transversal evitando o empenamento das paredes ao nível da cobertura. As vigas cumeeiras, quando apresentem capacidade resistente, podem funcionar como elementos de ligação de empenas, (Figura 6), desde que devidamente amarradas a esses elementos resistentes.

Por vezes, por questões arquitectónicas relacionadas com a forma do tecto, o elemento horizontal inferior de fecho das asnas não existe, sendo muitas vezes substituído por tirantes metálicos. O material metálico sofre relaxação, e por isso é importante que os tirantes tenham sistemas de aperto que permitam o seu ajuste periódico de modo a que possam ser efectivos na sua acção de fecho das asnas, transformando-as em elementos auto-equilibrados. Por outro lado, funcionam efectivamente como elementos de contraventamento transversal das paredes. No entanto, se o material das paredes for pobre e não existirem elementos de distribuição das cargas na zona de ligação dos tirantes às paredes, a sua acção resulta demasiado localizada, pouco eficiente e geradora de danos na estrutura. Nesse caso, deverá prever-se o reforço da zona de amarração dos tirantes às paredes e a introdução de elementos que permitam a distribuição das acções através, por exemplo, da criação de uma viga de coroamento sobre a paredes ou da utilização do elemento de fecho da cobertura, frechal, como elemento resistente. Caso este elemento não apresente características resistentes capazes de cumprir essa função, poderá ser reforçado tendo em vista esse objectivo.

Em algumas situações, é possível ainda efectuar a ligação e cintagem das paredes com elementos metálicos (Figura 6), confinando-as a diferentes níveis em altura. Este sistema permite, por exemplo, obviar a descompressão de abóbadas apoiadas sobre as paredes tal como acontece na igreja de S. Miguel de Ifanes. A ligação das paredes nos cunhais em destacamento com elementos metálicos, é também um procedimento aconselhável em situações como as descritas de paredes com alvenaria com embricamento pobre.



Figura 6: Ligação das asnas e tirantes às paredes, ligação das paredes nos cunhais, confinamento de paredes.

Finalmente, os empolamentos das paredes ou seja, a separação dos dois panos de paredes e a abertura de fissuras importantes, depois de devidamente eliminadas as causas, podem/devem ser reparadas através da inclusão de elementos metálicos: ancoragens, grampos, “gatos”, ou através de injecções de argamassas próprias para o efeito. Note-se que, quando adoptados elementos metálicos que “cosam” as fissuras, a sua amarração deverá ser realizada em pontos distantes das zonas a tratar e, se possível, com elementos que confirmam alguma cintagem à alvenaria.

4 Comentários

Em termos estruturais, em ambos os casos percebe-se ter existido uma deficiente preparação da obra, sem um correcto levantamento e diagnóstico das patologias e sem uma análise cuidada do modelo de intervenção. Esta situação resultou numa acção deficiente não dirigida para a correcção das causas e reparação dos danos e, no caso da igreja de S. Miguel de Ifanes, potenciadora dos próprios danos. Neste caso, não só a acção de intervenção foi excessiva sob o ponto de vista da conservação: as pinturas existentes não foram devidamente salvaguardadas, os rebocos existentes foram retirados (acção dinâmica por si só danificadora da própria estrutura) e substituídos, nas zonas repostas,

por argamassas de cimento, as asnas da cobertura foram integralmente desaproveitadas, como foi quase inexistente, ineficaz e mesmo negativa, sob o ponto de vista estrutural: a cobertura foi integralmente retirada deixando as paredes desprovidas de qualquer contraventamento, encontrando-se soltas ao nível do coroamento e sujeitas à acção directa dos agentes atmosféricos, acção agravada pela retirada dos rebocos de ambas as faces das paredes, ou seja, deixando os elementos estruturais sujeitos a um processo de degradação e deformação crescente. De modo indirecto, estas acções de intervenção afectaram também a abóbada do coro-alto que apresentava danos importantes que progrediram durante a execução da obra.

Não é compreensível, nem aceitável, que igrejas que possuam os danos estruturais referidos, tais como as igrejas alvo deste trabalho, tenham sido intervencionadas ou encontrando-se em processo de intervenção sem que tenha sido devidamente efectuado o diagnóstico e equacionada a resolução desses danos. Neste tipo de situações, e porque se encontra em causa a estabilidade do edificado, estes devem ser um dos aspectos primordiais objecto de primeira intervenção. Obras sobre estruturas de alvenaria, e neste caso com importante valor patrimonial, exigem a participação de técnicos com preparação adequada nas diferentes áreas de intervenção: arquitectura, estruturas, restauro, conservação. Só assim é possível realizar obras sustentadas e respeitadoras do objecto de intervenção.

5 Bibliografia

- [1] Costa, A. *et al.*, *Relatório de Inspeção à Igreja de Alfândega da Fé*, FEUP, 2004.
- [2] Costa, A. *et al.*, *Relatório de Inspeção à Igreja de Ifanes*, FEUP, 2004.

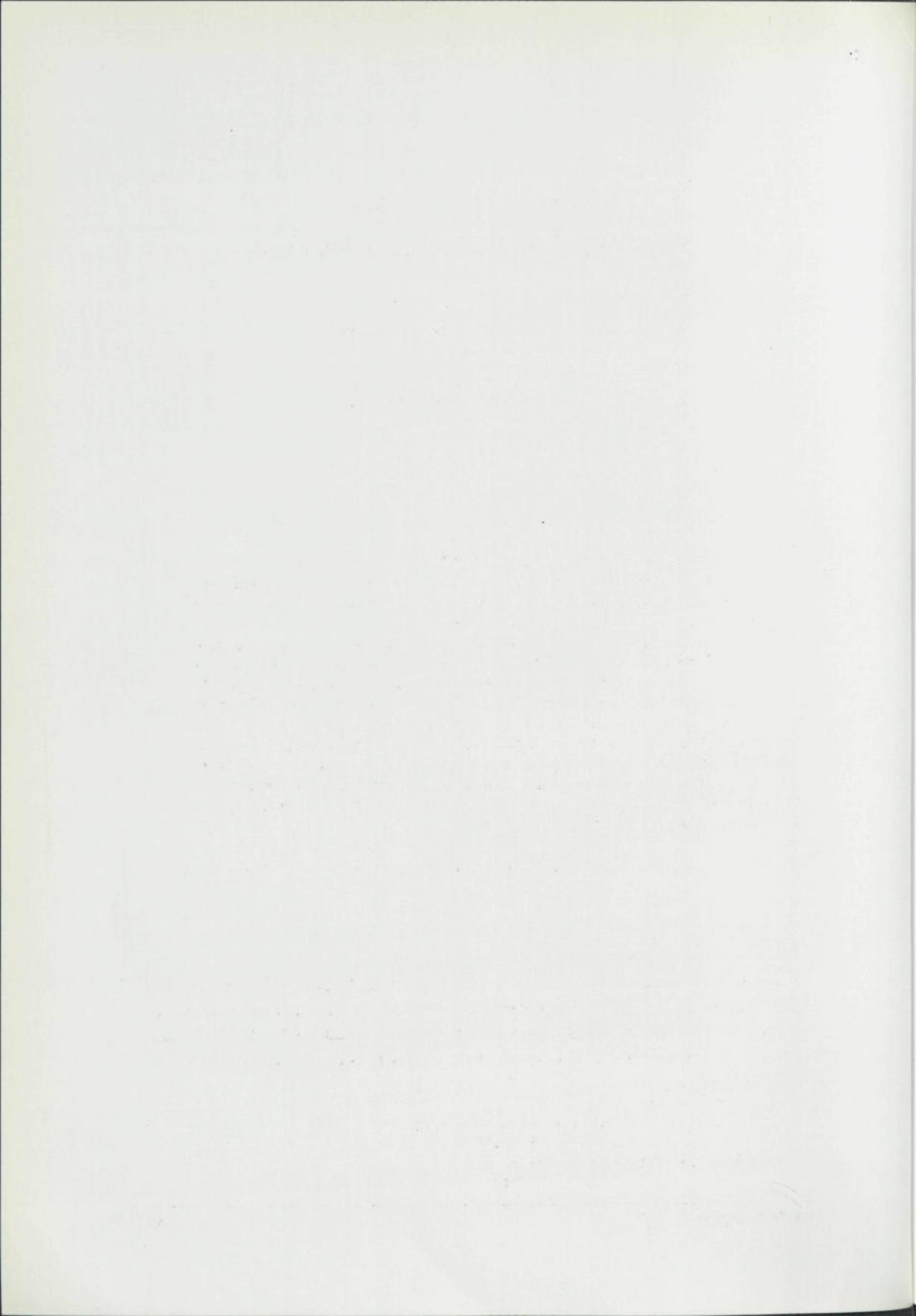
6 Agradecimentos

Os autores agradecem à Direcção Regional de Edifícios e Monumentos do Norte todo o apoio prestado.





SESSÃO III – PEDRAS



PONTES DE ARAME

Um Caso de Reabilitação e Reforço

Lúis Miranda*

Correio electrónico: mrp04006@fe.up.pt

João Guedes†

Correio electrónico: jguedes@fe.up.pt

Aníbal Costa‡

Correio electrónico: agc@fe.up.pt

Resumo

Nesta comunicação é abordada a temática das pontes de arame. Apresenta-se uma síntese da sua evolução, resultado de um levantamento efectuado, e identificam-se estruturas deste tipo existentes em Portugal.

Em seguida, é descrito, em linhas gerais, o trabalho que culminou na proposta de reabilitação e reforço de uma ponte de arame existente na região do Baixo Tâmega, realizado na sequência de um protocolo entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), por intermédio do Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP), e a Associação de Municípios do Baixo Tâmega (AMBT). Nesse contexto, descreve-se a estrutura, referem-se alguns aspectos históricos, tecem-se considerações acerca das suas anomalias, abordam-se os ensaios efectuados (em laboratório e “in situ”) e, finalmente, apresentam-se alguns elementos relativos à proposta de reabilitação e reforço.

Palavras-chave: Pontes de Arame, Caracterização, Reabilitação, Reforço.

1 Introdução

A designação ponte de arame sugere construções frágeis e de dimensionamento empírico. Note-se que a palavra arame significa fio metálico obtido por trefilagem. Pode por isso afirmar-se que até os cabos fabricados com a tecnologia mais recente são constituídos por arames. No entanto, ao contrário des-

* Eng.º Civil, aluno de mestrado, FEUP, Porto Portugal.

† Professor Auxiliar, FEUP, Porto, Portugal.

‡ Professor Catedrático, UA, Aveiro, Portugal.

tes, os cabos utilizados nas pontes de arame são agrupados em obra, a partir de arames individuais.

Ao longo desta comunicação chama-se ponte de arame a pontes pedonais suspensas, com pavimento de madeira pouco rígido e cujo atravessamento gera movimentos oscilatórios facilmente perceptíveis aos transeuntes.

As pontes de arame existiram nos mais diversos locais do globo em especial nos séculos XIX e XX. A primeira ponte de arame definitiva de que há conhecimento foi construída nos E.U.A. em 1816.[1]

Estes desenvolvimentos tiveram repercussões por toda a Europa que liderou, a partir de meados do mesmo século, as investigações e construções neste domínio. Um nome associado a estas estruturas é, inegavelmente o de Marc Seguin que, juntamente com os seus quatro irmãos, foi responsável pela construção de numerosas pontes de arame, a primeira das quais foi uma estrutura experimental construída no ano de 1822. Tratava-se de uma ponte pedonal de 18m de comprimento [2].

Na figura 1a) apresenta-se um esquema da estrutura experimental construída por Marc Seguin e na figura 1b) o processo construtivo adoptado.

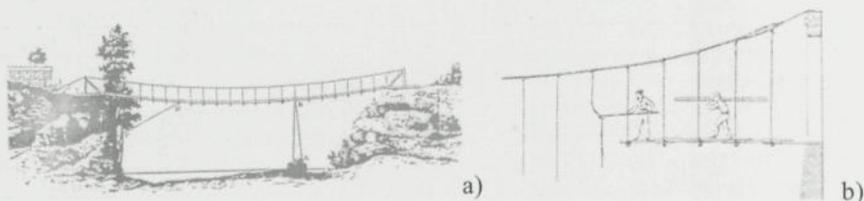


Figura 1 – a) Ponte experimental construída por Seguin; b) Processo construtivo de uma ponte de arame, [2] como referido em [3].

A construção deste tipo de pontes começa pela colocação dos cabos principais. Segue-se a ligação dos pendurais aos cabos principais e aos barrotes, e a colocação progressiva do pavimento.

Depois do domínio da primeira metade do século XIX pela França, foram os E.U.A. os principais impulsionadores da construção deste tipo de estruturas, devido à expansão dos caminhos-de-ferro para Oeste e à emigração de engenheiros europeus para aquele país.

Nos pontos seguintes identificam-se algumas estruturas da família das pontes de arame existentes em Portugal e descreve-se a ponte alvo deste estudo, conhecida no local simplesmente por “Ponte de Arame” mas que ao longo deste trabalho se designa por PAR.

2 Pontes de Arame em Portugal

Apesar de não haver grandes informações acerca da construção de pontes de arame em Portugal, no levantamento efectuado, identificaram-se 10 estruturas deste tipo. Note-se que nem todas possuem, ou possuíram, cabos de arame. No entanto, todas seguem a mesma tipologia: estruturas flexíveis com pavimento de madeira, suspensas por tirantes e cabos metálicos.

Na tabela seguinte apresentam-se as pontes identificadas em Portugal.

Tabela 1: Pontes identificadas em Portugal.

Nome	Localidade/Concelho	Localidade/Concelho
PAR	Arnóia / Celorico de Basto	Rebordelo / Amarante
Ponte Pensil	Porto	Vila Nova de Gaia
Ponte de S. Aleixo de Além Tâmega	S. Aleixo de Além Tâmega / Rib. de Pena	Salvador / Rib. de Pena
Ponte de Veral	Beça / Boticas	Parada de Monteiros / V. P. de Aguiar
Ponte de Gardunho	Santa Marinha / Rib. de Pena	Dornelas / Boticas
Ponte de Pedraça	Pedraça / Cab. de Basto	Pedraça / Cab. de Basto
Ponte de Padroselos	S. Aleixo de Além Tâmega / Rib. de Pena	Gondiães / Cab. de Basto
Ponte da Adaúfa	Silgueiros / Viseu	Silgueiros / Viseu
Ponte de Cabos	Ervedosa / Vinhais	Vale das Fontes / Vinhais
Ponte de Ousilhão	Ousilhão / Vinhais	Vila Verde / Vinhais

Das 10 pontes identificadas, 5 encontram-se em ruínas e 1 interdita ao tráfego. Ao que foi possível constatar, a degradação deste tipo de estruturas, começa nos elementos de madeira que muitas vezes desaparecem totalmente ficando apenas os cabos a testemunhar a existência de uma ponte no local (casos das pontes de Pedraça, Padroselos e Ousilhão). Outra situação frequente, ainda que apenas se tenha identificado um caso em Portugal, é a ocorrência de cheias em que a força das águas arrasta objectos de grandes dimensões, como árvores, responsáveis pelo colapso total da ponte incluindo a rotura dos cabos (caso da ponte da Adaúfa).

Felizmente, nem todas estas estruturas se encontram votadas ao abandono, tendo-se identificado 4 ainda em funcionamento, embora nem todas cumprissem os requisitos mínimos de segurança.

De todas as pontes observadas, a de Santo Aleixo de Além Tâmega é o caso de maior sucesso pela atracção de turistas que, levados essencialmente pela curiosidade, se deslocam até ao município de Ribeira de Pena.

Neste trabalho estuda-se com especial cuidado a PAR. A sua descrição, os factos mais marcantes da sua história e as anomalias detectadas apresentam-se no ponto seguinte.

3 A “Ponte de Arame”: Descrição, História e Anomalias Identificadas

A PAR efectua a ligação entre a freguesia de Rebordelo (concelho de Amarante) e a freguesia de Arnóia, pertencente ao concelho de Celorico de Basto.

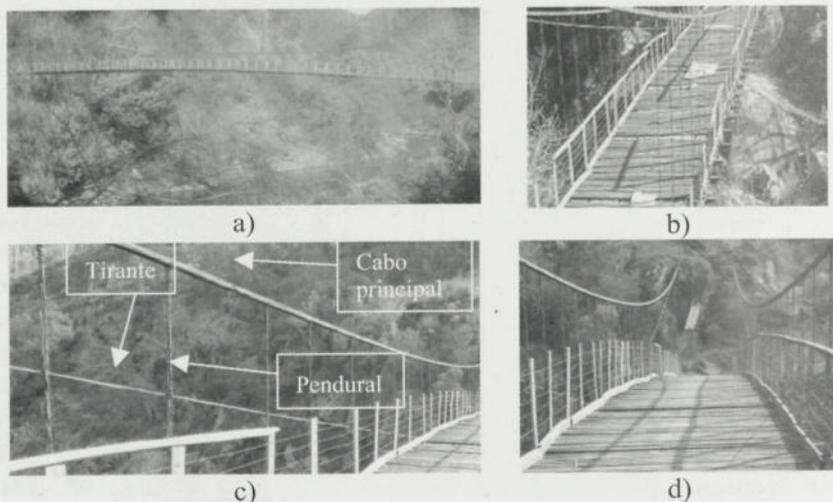


Figura 2 – a) Vista em alçado; b) Vista em perspectiva; c) Identificação de elementos constituintes; d) Vista pelo tabuleiro.

Foi construída por volta de 1926 reactivando a ligação existente desde final do séc. XIX, que os “Galinhas” de Codeçoso destruíram para impedir a passagem “dos de Vila Real”, conforme refere um artigo de imprensa fornecido pela C.M. Celorico de Basto. No mesmo artigo é referido que «(...) Apesar do seu ar frágil e balouçar de forma pronunciada, não há registo de nenhum acidente ou queda na ponte. Por ela passaram e passam, pessoas e gado, mercadorias, utensílios de lavoura e faz as delícias dos “motoqueiros” na actualidade (...)».

Serviu, em tempos, de passagem das pessoas de Rebordelo para irem à feira e ao mercado a Celorico «(...) comprar gado e namorar as raparigas (...)». Com a desactivação da estação de caminhos-de-ferro em Lourido, estas populações sofreram um grande isolamento.

A reabilitação desta estrutura pode contrariar esta tendência e promover o contacto entre as populações de ambas as margens do Tâmega. Simultaneamente, com as suas características singulares, pode ser um factor de atracção de visitantes ao local.

3.1 Descrição

A PAR tem cerca de 55 m de comprimento e 2,5m de largura. É suspensa por dois cabos principais. Cada cabo principal é composto por 3 conjuntos de arames, cordões, ligados entre si ao longo do seu comprimento. Os cordões apresentam, sensivelmente, as mesmas dimensões o que permite afirmar que cada cabo tem, aproximadamente, 220 arames.[5]

A efectuar a ligação entre os cabos principais e o pavimento existem 104 pendurais (52 em cada lado). Cada pendural é constituído por 8 arames torcidos.

Cada cordão está revestido à superfície por uma substância de coloração escura, cuja composição foi identificada ao microscópio electrónico de varrimento (MEV), que constitui parte da sua protecção contra a corrosão.

Existem dois tirantes (1 de cada lado) que visam reforçar e melhorar o comportamento estrutural da ponte. Estes separam-se do cabo principal nos pendurais mais extremos, desenvolvendo-se em linha recta até à zona central do tabuleiro onde passam por baixo de 4 barrotes, reduzindo desta forma as deformações naquela zona.

O pavimento é composto por barrotes posicionados transversalmente ao tabuleiro, que servem de apoio ao travejamento longitudinal constituído por um conjunto de tábuas que preenchem a totalidade da largura do pavimento. Sobre as tábuas, existe o revestimento do pavimento formado por ripas de madeira colocadas transversalmente à ponte. Os pendurais “abraçam” os barrotes, servindo de apoio ao pavimento e transferindo as cargas para os cabos. As guardas laterais de protecção são também constituídas por elementos de madeira e arame. Os elementos de madeira são todos da mesma espécie: o eucalipto.

Pelo que foi possível verificar (o encontro Noroeste não se encontrava totalmente acessível devido à vegetação aí existente), as amarrações dos cabos são efectuadas na própria rocha.

3.2 Anomalias Detectadas

Foram realizadas diversas inspecções à estrutura que permitiram identificar 4 anomalias principais:[5]

- ✓ Anomalia A- Falta de elementos de madeira no pavimento;
- ✓ Anomalia B- Degradação dos elementos de madeira;
- ✓ Anomalia C- Corrosão de arames;
- ✓ Anomalia D- Colonização biológica.

Em relação às ancoragens dos cabos, realizadas na própria rocha, não se observaram indícios de degradação. No entanto, de modo a confirmar o seu estado, seria necessário efectuar ensaios que permitissem a avaliação da sua capacidade resistente.

No quadro seguinte sintetizam-se as causas e apontam-se soluções de reparação e prevenção para as diversas anomalias identificadas.

Tabela 2: Causas, reparação e prevenção das anomalias identificadas na PAR.

Anomalia	Causas	Reparação	Prevenção
A	Degradação; Acção humana.	Reposição dos elementos em falta.	Manutenção periódica.
B	Ausência/ineficácia de tratamento preservador. Agentes Biológicos; Agentes ambientais;	Remoção das zonas podres; Substituição (?).	
C	Degradação do Revestimento Protector; Agentes ambientais.	Limpeza; Substituição (?).	
D	Condições do suporte. Agentes ambientais.	Limpeza.	

A anomalia mais preocupante, e que deverá ter sido responsável pelo encerramento da ponte ao tráfego, é a anomalia A que se registava não apenas em elementos do pavimento como também nas guardas de segurança. A sua origem está associada à degradação natural dos elementos mas também à acção do homem. Outros elementos de madeira apresentavam-se em condições de conservação extremamente precárias não podendo, manifestamente, desempenhar as funções que se lhe exigiam (Anomalia B).

Relativamente aos arames, foram identificadas situações de corrosão responsáveis pela redução da área útil dos elementos, conforme se constatou em observações ao microscópio (Anomalia C).

A colonização biológica (Anomalia D), observada num dos encontros junto às ancoragens, pode pôr em causa a estabilidade dos elementos existentes. Uma manutenção adequada será suficiente para precaver o seu aparecimento.

Um bom programa de manutenção poderia evitar ou, pelo menos, atenuar as anomalias detectadas.

3.3 Ensaios Laboratoriais e “In Situ”

A caracterização material é fundamental na adopção de medidas eficazes de reabilitação de uma estrutura. Efectuaram-se diversos ensaios laboratoriais aos diferentes elementos que constituem a ponte.

Os arames foram observados ao microscópio electrónico (ME) e ao microscópio electrónico de varrimento (MEV). Na figura seguinte podem ver-se imagens obtidas no MEV.

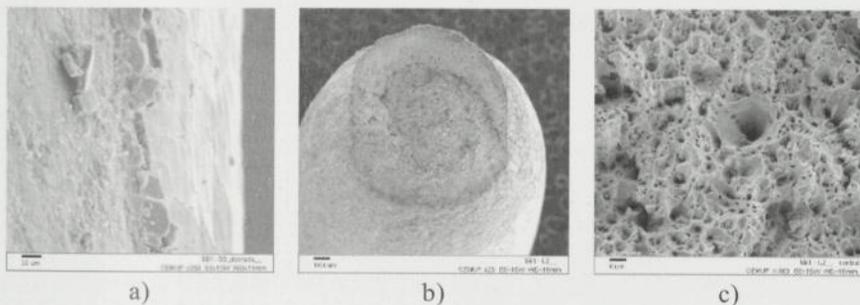


Figura 3 – a) Destacamento de revestimento (350x); b) Superfície de fractura (35x); c) Ampliação da superfície de fractura (1000x).

Através dos ensaios efectuados percebeu-se que o material que constitui os arames é um aço de matriz ferrítica, que apresenta zonas com corrosão significativa [6]. O recurso ao MEV, para além de dar uma ideia do relevo da amostra, permitiu a determinação semi-quantitativa da composição química do material.

Foi avaliada a capacidade resistente dos arames através de um ensaio de tracção. Os resultados obtidos revelaram que a resistência característica do aço à tracção é de $f_{sk}=309\text{MPa}$ e o seu módulo de elasticidade é de $E=171\text{GPa}$.

Nas observações efectuadas ao MEV da superfície de rotura resultante dos ensaios de tracção, é nitidamente perceptível a rotura tipo taça-cone (figura 3b) e a existência de inúmeras micro cavidades esféricas (figura 3c) que, de acordo com Callister Jr. [7], são características típicas de um material dúctil. No entanto, os valores experimentais da extensão última do material são, para alguns arames ensaiados, muito baixos. Julga-se que esta situação resulta do facto de, durante o tempo em que esteve em serviço, o material ter sofrido plastificações susceptíveis de reduzir a sua ductilidade [8].

Através das observações microscópicas foi possível determinar a percentagem de corrosão dos arames que, na pior situação, foi de 20% da secção.

Determinou-se a massa volúmica da madeira para calibrar o programa de cálculo automático utilizado. Obteve-se o valor médio de 670 kg/m^3 , bem inferior, portanto, ao da bibliografia consultada que aponta para 850 kg/m^3 [9]. A causa da diferença observada deve estar relacionada com a degradação verificada nos elementos recolhidos, o que reflecte a elevada degradação verificada. Ainda assim, obteve-se 860 kg/m^3 numa das amostras.

Para se caracterizar dinamicamente a estrutura, foi realizada uma campanha de ensaios dinâmicos *in situ* que contribuíram para a calibração do modelo numérico utilizado e permitiram determinar as frequências próprias de vibração da estrutura, largamente condicionadas pelo comportamento dos cabos.

4 Reabilitação e Reforço

Depois de se ter modelado a estrutura num programa de cálculo automático, apresentou-se a solução de reabilitação e reforço que não pretende introduzir modificações conceptuais na ponte que, deste modo, continuará a ser flexível e a vibrar com a passagem de pessoas sem pôr em risco a sua segurança, porque se entende que são estas características que a tornam singular [10].

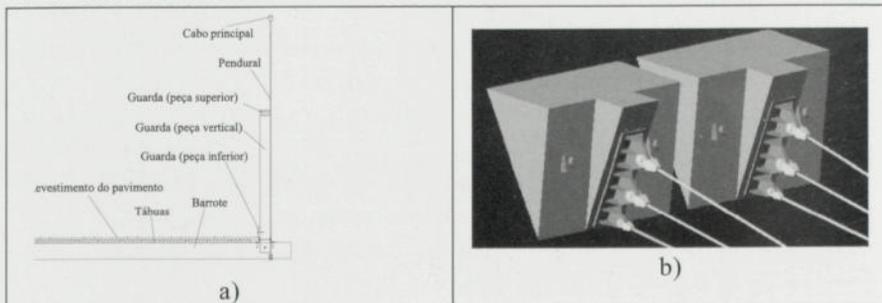
Verificou-se numericamente a incapacidade dos cabos e das madeiras resistirem às solicitações previstas nos regulamentos em vigor. Será por isso necessário reforçar os cabos de arame com novos cabos que serão ancorados em maciços de betão armado. A transmissão dos esforços a que estes se encontram sujeitos é assegurada por duas ancoragens e uma micro-estaca [11].

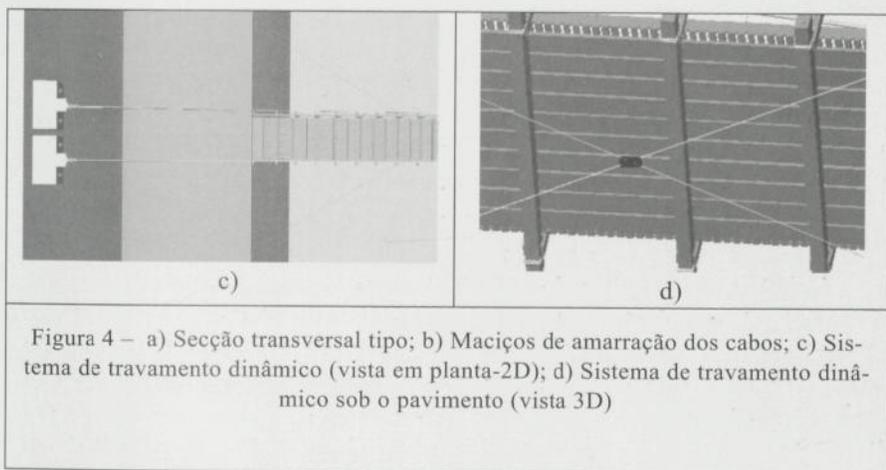
Os cabos antigos serão mantidos em funcionamento já que contribuem para a resistência e rigidez global da ponte e funcionam de testemunho histórico da tecnologia utilizada anteriormente. Além disso, o custo da sua reabilitação/manutenção é relativamente reduzido.

O pavimento deverá ser totalmente substituído. Esta medida, alvo de elevada ponderação, mostrou ser a melhor solução. De facto, o custo do tratamento das madeiras e o seu reduzido valor patrimonial não justificam a sua reparação. O novo pavimento contemplará ligações ovalizadas de modo reduzir os esforços das peças de madeira, contrariando, deste modo, o efeito de arco que, pela sua forma, o pavimento seria conduzido.

Para obviar os efeitos dinâmicos sentidos na ponte, nomeadamente os modos transversais, serão colocados sob o pavimento dois tirantes (em cada extremidade da ponte) dispostos na diagonal relativamente à direcção principal da estrutura e ancorados nas margens.

Na figura 4 a) pode ver-se um corte da secção transversal da estrutura e nas figuras 4 c) e d) o sistema de travamento adoptado para fazer faces aos efeitos dinâmicos transversais.





5 Conclusão

Nesta comunicação faz-se a síntese de um estudo efectuado acerca de pontes de arame. Apresenta-se a sua evolução e um levantamento efectuado das estruturas deste tipo existentes em Portugal. Descreve-se a metodologia seguida na reabilitação e reforço da Ponte de Arame que liga as freguesias de Arnóia (concelho de Celorico de Basto) e Rebordelo (concelho de Amarante) e que actualmente se encontra encerrada ao tráfego.

Importa, neste trabalho, realçar a importância do levantamento estrutural na avaliação da capacidade resistente das estruturas o que, no presente caso, envolveu a realização de ensaios laboratoriais e *in situ*. Qualquer obra de intervenção deverá suceder a um diagnóstico detalhado do existente.

Realça-se ainda que a reutilização dos elementos existentes deve ser devidamente ponderada, caso a caso, não devendo ser assumida a qualquer custo, levando em linha de conta não apenas aspectos técnicos, mas também sócio-económicos e histórico-culturais.

6 Agradecimentos

Associação de Municípios do Baixo-Tâmega;
 Câmara Municipal de Amarante;
 Câmara Municipal de Celorico de Basto;
 Câmara Municipal de Ribeira de Pena;
 Câmara Municipal de Vinhais;
 Gabinete de Apoio Técnico do Baixo-Tâmega;
 Eng. Esmeralda Paupério (IC - FEUP);
 Prof. Filomena Viana (Dep. Eng. Metalúrgica e de Materiais - FEUP);

Eng. Miguel Figueiredo (Dep. Eng. Mecânica e Gestão Industrial - FEUP);
Prof. Carlos Sousa Oliveira (Instituto Superior Técnico - UTL).

7 Bibliografia

- [1] Denenberg, D. – *Mostly suspension bridges* – [http://bridgemeister.com](http://bridgemeister.com;); (11/2005).
- [2] Wagner, R. – *The First Wire Cable Bridges* – 1993.
- [3] Dufour, G. H. (1824) – *Description du pont suspendu en fil de fer, construit a Genève* – Paschoud; Paris, 1824.
- [4] *Historical Development of Iron and Steel in Bridges*; <http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/wg01b/10440.htm>; (1/09/2005 16:35)
- [5] Costa, A.; Guedes, J. M.; Paupério, E.; Miranda, L. F. – *Relatório de Inspeção da Ponte de Arame* – FEUP; 2005.
- [6] Seabra, A. V. (1985) – *Metalurgia Geral: Metalografia* – Lisboa; LNEC.
- [7] Callister Jr., W. D. – *Ciência e Engenharia de materiais: Uma introdução* – LTC editora; 5.ª Edição; Rio de Janeiro; 2002.
- [8] Branco, C. M.; – *Mecânica dos Materiais* – Fundação Calouste Gulbenkian; Lisboa; 1985.
- [9] Coutinho, J. S. – *Materiais de Construção I- Madeiras* – Apontamentos da disciplina de Materiais de Construção I; 1999.
- [10] Costa, A.; Guedes, J.M.; Miranda, L. F. – *Medidas de Reabilitação e Reforço - Ponte de Arame* – FEUP; 2005.

DIAGNÓSTICO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DA ABÓBADA DA CAPELA DE S. JORGE DE ALJUBARROTA

Eduardo Nuno Brito Santos Júlio*

Correio electrónico: ejulio@dec.uc.pt

Paulo Maranhã Nunes Tiago

Correio electrónico: pmtiago@vodafone.pt

Lídia Maria Gil Catarino*

Correio electrónico: lidiagil@dct.uc.pt

Fernando Pedro Ortega Oliveira Figueiredo*

Correio electrónico: fpedro@dct.uc.pt

Daniel António Semblano Gouveia Dias da Costa†

Correio electrónico: dcosta@dec.uc.pt

Resumo

A Capela de S Jorge de Aljubarrota foi edificada em 1393, na sequência da vitória na "Batalha de Aljubarrota", no preciso local onde, a 14 de Agosto de 1385, esteve a bandeira de D. Nuno Alves Pereira.

Desde a sua edificação, a capela sofreu algumas intervenções e alterações morfológicas, encontrando-se devidamente registadas a partir de 1872. Em 2003, devido ao avançado estado de degradação da capela, o IPPAR procedeu a uma inspecção e diagnóstico da situação e, na sequência desta, a obras de reparação e beneficiação. Durante esta intervenção, verificou-se que a abóbada da capela-mor se encontrava severamente deteriorada. Optou-se por não intervir neste elemento e efectuar um estudo no sentido de identificar as possíveis causas das anomalias registadas, avaliar a estabilidade estrutural da abóbada, prever a evolução da situação e apresentar uma proposta de intervenção, tendo em vista a consolidação ou o reforço estrutural daquele elemento, caso se entendesse necessário.

Palavras-chave: Diagnóstico; Intervenção; Monumento.

* Professor Auxiliar, Universidade de Coimbra.

† Assistente Estagiário, Universidade de Coimbra.

1 Introdução

É consensual que as intervenções em monumentos devem ser definidas no sentido da sua preservação. Não raras vezes, considera-se a não intervenção como sendo a melhor opção visando esse fim. O diagnóstico do estado de conservação do monumento e a correcta avaliação do seu comportamento estrutural são, por este motivo, mais do que para as construções anónimas, absolutamente fundamentais.

Neste artigo aborda-se o caso da Capela de S. Jorge de Aljubarrota, descrevendo-se os estudos realizados com vista à justificação da anomalia detectada na abóbada, ao diagnóstico do seu estado de conservação, à avaliação da sua estabilidade estrutural e à definição da intervenção a realizar no sentido da salvaguarda do monumento.

2 Sinopse histórica

A 22 de Outubro de 1383, com a morte do rei D. Fernando, a perda da independência de Portugal é uma inevitabilidade protelada. O povo aclama D. João, mestre de Avis, "Defensor e Regedor do Reino". Seguem-se vários confrontos até à mítica "Batalha de Aljubarrota" onde, a 14 de Agosto de 1385, os portugueses, comandados por D. Nuno Álvares Pereira, infligem uma pesada derrota militar aos castelhanos. Com este triunfo, D. João torna-se o rei incontestado de Portugal e, para celebrar a vitória, manda erigir o Mosteiro de Santa Maria da Vitória e fundar a vila da Batalha. D. Nuno Álvares Pereira manda erigir a Capela de S. Jorge de Aljubarrota no local onde esteve o seu estandarte, antes do confronto.

3 Descrição da capela

A tipologia da capela consiste no volume da nave, de planta rectangular, com cobertura de duas águas em madeira, articulado com o corpo, quadrangular, mais elevado, abobadado, da capela-mor.

A fachada principal (Figura 1a) é constituída por empena triangular, porta sobre o eixo de simetria, de frontão triangular, ladeada por dois vãos em arco circular. Sobre a porta, um óculo circular e sobre este o escudo nacional. As fachadas laterais (Figuras 1b e 1c) apresentam frestas, observando-se ainda, na fachada Norte, uma porta em arco quebrado. A cabeceira, onde se localiza a capela-mor, é um torreão compacto, de aspecto militar, apenas com uma pequena abertura na fachada Sul, coroado por merlões chanfrados. Nos vértices desta, estão colocados contrafortes espessos, de três andares, ornados com gárgulas animalistas.

Interiormente, a nave apresenta paredes lisas e um tecto de madeira de três planos. Na ligação entre a nave e a capela-mor encontra-se um arco triunfal de volta perfeita, apoiado em colunelos de capitéis lisos e ábaco oitavado. A capela-mor é coberta por uma abóbada nervurada, que resulta do cruzamento de duas ogivas perpendiculares de arco quebrado, assente em colunelos de capitéis fitomórficos.



Figura 1 – (a) fachada principal; (b) fachada Norte; (c) fachada Sul.

Desde a sua edificação, a capela sofreu algumas intervenções e alterações morfológicas. As mais recentes encontram-se devidamente documentadas [1]. As mais antigas, embora não estejam registadas, deixaram elementos reveladores. A pedra de fecho da abóbada da capela-mor, ricamente enfeitada com um pelicano, símbolo de D. João II, testemunha uma intervenção deste período.

4 Intervenção recente na capela

Em 2003, devido ao avançado estado de degradação da capela, o IPPAR procedeu a uma inspecção e diagnóstico da situação. O estado das coberturas permitia a infiltração das águas pluviais, o que justificava as manchas de humidade observáveis no intradorso da abóbada (Figura 2a), assim como nas paredes da capela (Figura 2b).

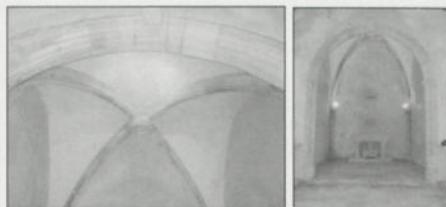


Figura 2 – Manchas de humidade (a) no intradorso da abóbada e (b) nas paredes da capela, em 2003, antes da intervenção (fotos IPPAR).

Ainda em 2003, o IPPAR procedeu a obras de recuperação e beneficiação. Ao iniciar a picagem do reboco à base de cimento da abóbada, para posterior aplicação de reboco à base de cal hidratada, verificou-se que o material pétreo apresentava um avançado estado de degradação, evidenciando uma consistência pastosa e um estado saturado em profundidade. Decidiu-se não executar esta operação e rebocar novamente as zonas picadas com argamassa à base de cimento.

5 Descrição dos estudos realizados

Na sequência da situação descrita no ponto anterior, decidiu-se realizar estudos para determinar a causa da patologia, caracterizar o estado de conservação da abóbada, e avaliar a estabilidade estrutural da mesma. Os dados fornecidos pelo IPPAR e uma visita ao local, onde se observaram manchas de humidade e eflorescências nas paredes, tornaram a infiltração de água pela cobertura danificada (até 2003) como causa mais provável.

Decidiu-se realizar uma prospecção geofísica para analisar a presença de água no solo. Foram realizados trabalhos de prospecção electromagnética e de prospecção eléctrica de resistividade que indicaram que a capela está situada sobre uma camada argilosa que funciona como uma zona impermeável, facilitando a acumulação da água na camada superficial constituída por grés argilosos com calhaus rolados. Concluiu-se ainda que as camadas geológicas neste local apresentam uma atitude semi-horizontal, o que dificulta o escoamento da água subterrânea e facilita a acumulação de água nesta zona, facto este que poderá provocar fenómenos de humidade ascensional no monumento, associado à utilização de materiais com porosidade elevada.

Considerando o teor de humidade como um factor determinante na presença de eflorescências e degradação da pedra, foram igualmente realizados ensaios *in situ* de caracterização higrótérmica (Figura 3). Embora as leituras tenham sido efectuadas no Verão, o valor de humidade atmosférica no interior da capela variou entre 70 e 82 %. A temperatura ambiente no interior não sofreu variações significativas assumindo valores entre os 22 e 24 °C e a temperatura medida na superfície das paredes fixou-se em 21 °C. De salientar que, de acordo com o diagrama psicrométrico [2], para estes valores de humidade relativa e temperatura é possível a condensação de água nas paredes com uma diminuição de temperatura ambiente para 18-19 °C.

Para analisar o estado de conservação da abóbada, procedeu-se a um estudo de caracterização geológica do material pétreo. Foram executadas três sondagens na base da abóbada (Figura 4a), tendo-se procedido a uma inspecção visual utilizando um endoscópio (Figura 4b e c). Foram retiradas amostras e medido o seu teor de humidade em laboratório. Da sondagem 1 foram retiradas amostras a várias profundidades e de composição distinta mas com valores de

humidade próximos e compreendidos entre 9 e 12%. Na sondagem 2, o material recolhido era de consistência pastosa e cor clara evidenciando a possível origem rochosa.



Figura 3 – medição de temperatura no interior da capela.

A realização de lâminas delgadas do material retirado ficou inviabilizada por não ter a coesão necessária para a obtenção das respectivas amostras. Devido a esse facto, apenas foi realizada a análise mineralógica por difracção de raios X dessa amostra. De modo a existir um termo de comparação deste material pétreo com outro existente na capela foi retirada uma amostra do frontão da porta principal (Figura 4d). Da análise comparativa pode-se concluir que se trata de calcários de composição idêntica, composto por calcite (carbonato de cálcio), quartzo e vestígios de minerais argilosos. Não foram encontrados vestígios de sais. A análise macroscópica das amostras permite dizer que se trata de um calcário de cor branca, predominantemente oolítico, com fragmentos de bioclastos, em que as partículas carbonatadas estão envolvidas por uma fase calcítica cristalina.



Figura 4 – (a) sondagem na base da abóbada; (b) e (c) inspeção com endoscópio; (d) recolha de amostra do frontão da porta principal.

Foram ainda efectuados ensaios de difracção de raios X às eflorescências das paredes da capela (Figura 5a) para comparar as argamassas utilizadas em ambos os locais. Os resultados estão apresentados na Figura 5b e pode conclu-

ir-se que são essencialmente constituídas por calcite (carbonato de cálcio), quartzo, dolomite (carbonato de cálcio e magnésio) e termonatrite (carbonato de sódio hidratado). Recorrendo a blocos de maior dimensão que se encontravam no exterior da capela e que foram removidos aquando dos recentes trabalhos de conservação foi ainda determinado o valor de absorção de água em condições de pressão e temperaturas normais em 3 fragmentos. Os valores obtidos estão compreendidos entre 6 e 8%, valor bastante elevado mas normal para uma rocha calcária deste tipo.

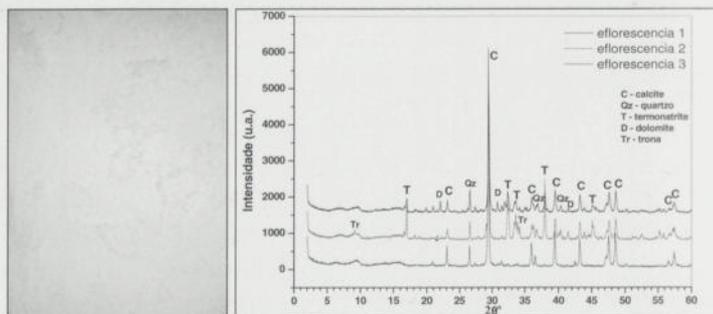


Figura 5 – (a) eflorescências nas paredes no interior da capela; (b) difractograma de raios X das eflorescências.

Tendo-se verificado que os materiais pétreos retirados de diferentes elementos da capela, abóbada, paredes e frontão da porta principal, são calcários de composição idêntica, decidiu-se proceder à sua caracterização mecânica através de ensaios de resistência à compressão de carotes executadas a partir de um dos blocos que se encontravam no exterior da capela (Figura 6a). Os ensaios foram realizados numa máquina universal (Figura 6b e c), tendo-se obtido um valor médio de resistência à compressão de 58,17 MPa.



Figura 6 – (a) carotes executadas a partir do bloco de calcário retirado da capela; (b) e (c) ensaio de resistência à compressão de uma carote.

A estabilidade estrutural da abóbada foi analisada através de um programa comercial de elementos finitos, tendo-se estudado a estrutura sujeita à actuação estática do seu peso próprio e também quando sujeita à actuação dinâmica da acção sísmica actualmente determinada pela regulamentação portuguesa (do tipo 1 e do tipo 2). Dado o baixo nível da intensidade das tensões obtido, de forma generalizada, na análise, justifica-se o pressuposto adoptado de comportamento material elástico e linear. O modelo da estrutura foi realizado utilizando elementos de casca para representar as paredes, a abóbada da capela-mor e a cobertura da nave, e elementos lineares para representar as colunas, as nervuras aparentes da abóbada da capela-mor e os tirantes metálicos da cobertura da nave (Figura 7).

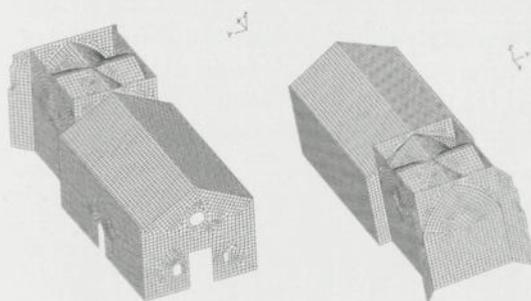


Figura 7 – Malha de elementos finitos do modelo da capela.

Tomou-se como cenário mais desfavorável o correspondente à perda total de resistência e coesão dos blocos de pedra da abóbada, pelo que se realizou a verificação da sua estabilidade considerando apenas como material estrutural efectivo a camada de reboco de argamassa bastarda, com cerca de 30 mm de espessura média, aplicado no intradorso da abóbada, bem como a parte visível das suas nervuras de pedra. Como condições de apoio para o modelo estrutural admitiu-se a restrição generalizada dos deslocamentos dos nós ao nível do solo, permitindo-se, no entanto, a sua liberdade de rotação.

O estudo da resposta da estrutura em termos de acções foi realizado para a actuação isolada do peso próprio e para a sua combinação com a actuação do sismo. A actuação da acção sísmica foi realizada, separadamente, segundo três direcções do espaço, N - S, E - W e vertical, tendo-se associado à actuação da acção sísmica em cada uma destas direcções percentagens adequadas da acção sísmica nas restantes direcções. Nesta análise as acções foram consideradas não afectadas pelos coeficientes parciais de segurança regulamentares, pelo que os valores obtidos não podem ser interpretados como uma situação de estado limite último. Será mais correcto interpretá-los como correspondendo a

uma previsível ocorrência, de muito curta duração, no tempo de vida da estrutura.

Os resultados, em termos de tensões principais, obtidos da análise estática, ou seja, considerando a actuação isolada do peso próprio, indicam que, em geral, o nível das tensões é pouco importante (Figura 8). No caso das tensões de compressão mais elevadas, cujo nível se pode situar em cerca de 2.5 MPa , existirá certamente uma razoável reserva de resistência para a camada de reboco. No entanto, para as tensões máximas de tracção, o valor de cerca de 1.5 MPa verificado, em especial nas faces interiores da abóbada, deveria indicar fissuração que se não observa, ainda, *in-situ*. Este facto leva à conclusão que, apesar da avançada degradação dos blocos de pedra da abóbada, a sua capacidade autoportante estará, ainda e de alguma forma, assegurada. Note-se, no entanto, que se se registar uma diminuição da resistência e da coesão dos blocos de pedra, devido a uma progressão da sua degradação e/ou à alteração das suas condições higrotérmicas, será previsível a desorganização progressiva da camada de reboco com iminente colapso da abóbada.

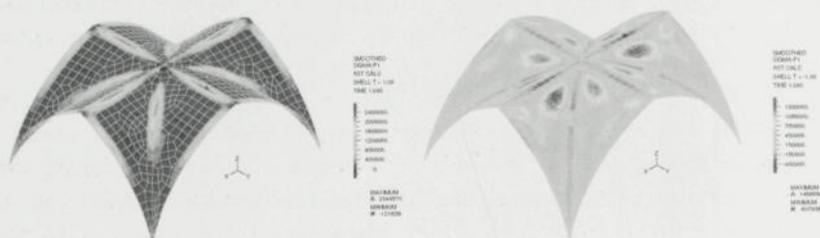


Figura 8 – Tensões principais σ_1 (a) nas faces exteriores; e (b) nas faces interiores.

Nas envolventes das tensões principais, σ_1 e σ_3 , para as combinações de acção base sismo consideradas, observam-se, como seria de esperar, agravamentos significativos dos valores máximos das tensões principais de tracção e compressão em face da situação correspondente à actuação isolada do peso próprio. Verifica-se, por exemplo, que pode ocorrer em zonas significativas da face interior da camada de reboco tracções da ordem de 5 MPa , valor que não poderá, de todo, encontrar resistência neste material.

6 Diagnóstico do estado de conservação da abóbada

A inspecção realizada, assim como os elementos facultados pelo IPPAR, permitem concluir que a capela esteve sujeita a infiltrações das águas pluviais através das coberturas da nave e da capela-mor durante prolongado(s) perio-

do(s) de tempo. O estudo geofísico permite concluir que a capela está situada num terreno pouco permeável, favorecendo a acumulação de águas pluviais à superfície, o que pode facilitar a ocorrência de humidade ascensional nas paredes da capela.

As argamassas de cimento, aplicadas em anteriores intervenções nas paredes e no intradorso da abóbada da capela, contribuíram provavelmente para impedir a expulsão, destes elementos, da água infiltrada ou absorvida. A remoção deste reboco das paredes e a sua substituição por uma argamassa de cal aérea, durante a intervenção mais recente, explica, devido à sua mais elevada permeabilidade relativamente à argamassa com cimento, a presença de eflorescências de sais nestas superfícies.

O estudo geológico permite concluir que o calcário dos blocos degradados da abóbada é o mesmo que o utilizado no frontão da porta principal e idêntico ao dos blocos saudáveis retirados da capela aquando da última intervenção. A caracterização mecânica do material pétreo, efectuada através de ensaios de carotes extraídas de um bloco saudável, indicou um valor médio de resistência à compressão da ordem de 58 MPa. Não foi possível efectuar a determinação da resistência dos blocos degradados da abóbada devido à reduzida consistência destes, o que inviabilizava a extracção de carotes.

A modelação numérica do comportamento estrutural da capela, sujeita à acção do peso próprio, foi realizada assumindo-se a situação mais desfavorável: resistência e coesão nulas dos blocos da abóbada, ou seja, considerando apenas as nervuras e o reboco de argamassa bastarda, com 3 cm de espessura, como elementos resistentes. Dos valores máximos da tensão de tracção no reboco do intradorso da abóbada e da inexistência *in-situ* da tradução destes valores, é lícito concluir que: (1) o estado da abóbada não atingiu ainda a situação extrema considerada, tendo ainda, pelo menos, parte da sua capacidade autopoportante; esta situação é, de resto, confirmada pelos elementos fornecidos pelo IPPAR, relativos à última intervenção realizada, onde é referido que foi removida uma parte do reboco não se tendo dado o colapso da abóbada; (2) caso as condições higrotérmicas da abóbada se modifiquem, o estado de degradação da pedra pode evoluir para uma situação crítica, ou seja, pode ocorrer uma diminuição da resistência e da coesão dos blocos que aproximem a situação do limite admitido na simulação numérica, o que implicaria o colapso da abóbada. Da análise dinâmica levada a cabo também resulta evidente que o agravamento de tensões introduzido pela actuação de um sismo intenso, como o regulamentar, levará ao colapso da abóbada da capela.

7 Proposta de intervenção

Propõe-se, numa primeira fase, a abertura de “janelas” no reboco do intradorso da abóbada para realizar uma inspecção visual, que permita caracterizar

o estado de degradação geral do material pétreo da abóbada, seguida de sondagens, incluindo a observação com endoscópio e a recolha de amostras para avaliação do estado de degradação em profundidade e para análise em laboratório.

Numa segunda fase, se se comprovar que a degradação não é apenas superficial, nem localizada, a consolidação dos blocos degradados é inviável. Neste caso, como noutros [3], devem ser ponderadas soluções alternativas: (1) a execução de uma estrutura de reforço; ou (2) a substituição da estrutura existente. A primeira das soluções, não se afigura como a mais indicada por vários motivos: (a) o material degradado permaneceria na estrutura e, devido ao grau de humidade que ainda apresenta, continuaria a provocar o aparecimento de manchas de humidade e eflorescências; (b) substituindo o reboco de argamassa bastarda por uma argamassa de cal aérea, o material degradado poderia perder a sua já reduzida coesão e, conseqüentemente, passar a actuar como sobrecarga em lugar de elemento resistente; (c) por último, mas não menos importante, a estética austera da pequena capela gótica ficaria certamente seriamente comprometida para assegurar a reversibilidade da estrutura de reforço, ponto hoje universalmente aceite como indispensável no caso de intervenções em monumentos.

Verificando-se todos os pressupostos anteriormente referidos, a intervenção radical de substituição dos blocos da abóbada surge, neste caso concreto, como a opção correcta, ou seja, a que melhor salvaguarda o monumento.

8 Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio do Prof. Fernando Henriques, do Dr. Delgado Rodrigues, da Eng.^a Margarida Lagarto e da Direcção Regional Centro do IPPAR.

9 Bibliografia

- [1] Mendonça, I, *Capela de São Jorge de Aljubarrota*, Inventário do Património Arquitectónico, 1991, <http://www.monumentos.pt>.
- [2] Henriques, Fernando M. A., *Humidade em paredes*, 3^a edição, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2001.

REHABILITACIÓN DEL PALACIO DE MAYORALGO EN CÁCERES

José Fernández Salas*
jfsalas@udc.es

Cristina Fernández Cid†
cid@scv-arquitectos.com

Pablo Rodríguez Vales-
Villamarín‡
vales@scv-arquitectos.com

Resumen

La presente comunicación describe el proyecto y las obras realizadas para la transformación del edificio referido, de carácter histórico y monumental, para su uso como sede institucional de la Caja de Ahorros de Extremadura. Se ubica en Cáceres, ciudad declarada Patrimonio de la Humanidad. El Palacio, cuyo origen se remonta al siglo XIII, está protegido como Bien de Interés Cultural. Antes de la intervención se encontraba en estado de abandono, fuertemente degradado y en estado próximo a la ruina. En el año 2000 la Caja de Ahorros de Extremadura encarga el proyecto y la dirección de las obras de rehabilitación a los arquitectos, autores de esta comunicación, José Fernández Salas, Cristina Fernández Cid y Pablo Rodríguez Vales Villamarín, ganadores del Primer Premio en concurso público celebrado al efecto. El primer planteamiento del proyecto fue recuperar la ordenación arquitectónica del edificio, degradada por la caótica fragmentación de su espacio y por añadidos impropios o intervenciones desafortunadas.

No menos importante ha sido la consolidación sus fábricas, arruinadas y envilecidas por destrucciones diversas y por un prolongado abandono. En la rehabilitación se han respetado los elementos originales de valor: cantería, bóvedas, artesonados, etc., restaurándolos en caso necesario. En las aportaciones nuevas se han utilizado materiales y sistemas constructivos actuales evitando, en todo caso, mimetizar o confundir. Al comienzo de las obras se descubrió, en el patio posterior, un importante yacimiento arqueológico con restos romanos y medievales. Su protección e integración en el conjunto arquitectónico obligó a reformar el proyecto en ejecución. El *locus* debía ser accesible para investigadores y ciudadanos en general. Tanto en la redacción del proyecto, como durante la ejecución de las obras, han intervenido distintos y prestigiosos especialistas en un trabajo multidisciplinario cuyo concurso ha permitido optimizar las soluciones arquitectónicas y constructivas.

Palabras clave: Patrimonio, rehabilitación, restauración, patología.

* Arquitecto. Profesor Titular. Departamento de Construcciones Arquitectónicas. Universidad de A Coruña.

† Arquitecta.

‡ Arquitecto.

1 Descripción

1.1 Antecedentes históricos

En el centro de la acrópolis medieval de Cáceres, con fachada la Plaza de Santa María y separado del Palacio Episcopal por la Calle del Arco de la Estrella se alza el Palacio de Mayoralgo, una de las casas solariegas más antiguas de la ciudad. Este edificio, como la mayor parte de las construcciones cacerneas, es fruto de la integración de varios inmuebles. La fachada principal se levantó entre 1534 y 1538. Destaca por sus trazas tardogóticas y renacentistas, con pórtico de grandes dovelas de sillería, ventanas con parteluces y alfiz de reminiscencia mudéjar. Esta fachada y parte del edificio fueron derribados por un bombardeo durante la pasada Guerra Civil y reconstruidos, posteriormente, en los años setenta. El bombardeo citado supuso no sólo una dramática destrucción sino también la merma y precariedad de las condiciones de habitabilidad del edificio que ya estaban muy limitadas. El cambio de la estructura socio-económica, las nuevas costumbres y formas de vida en la ciudad moderna y sobre todo, la pérdida definitiva de su condición feudal, para la que fue concebido inicialmente, supusieron durante los últimos siglos, la decadencia – lenta pero inexorable– del Palacio que estuvo siendo infrautilizado en sus últimos tiempos. En 1999 fue adquirido por la Caja de Ahorros de Extremadura, después de casi medio siglo sin habitar

1.2 Estado de conservación y uso antes del comienzo de los trabajos

Antes de la intervención el edificio se encontraba, como se ha indicado, al borde de la ruina, fuertemente degradado. Entre las causas de la degradación física hay que considerar el bombardeo, ya citado, de la Guerra Civil (1937), que originó cuantiosos daños en la fachada principal, en la cubierta y en los muros y bóvedas aledaños que resultaron derruidos en su mayor parte. Ello obligó a sus ocupantes al abandono forzado de las estancias afectadas y al traslado a otras dependencias del edificio, incluso a realizar algunas obras sumarias de adaptación, dada la penuria del momento bélico. Sólo la fachada y la cubierta fueron restauradas en los años setenta, pero el resto de los daños citados, aún podían observarse cuando se iniciaron las obras de rehabilitación. Durante décadas el abandono fue casi total, lo que aumentó en grado extremo la degradación física que sufría, llegando incluso a producirse la ruina de alguna de sus partes.

1.3 Degradación arquitectónica

La mayor dificultad para abordar la nueva ordenación era la complicada y confusa lectura que ofrecía el inmueble, degradado también en su arquitectura, como consecuencia de las múltiples transformaciones que fueron desfigurando su imagen hasta hacerla prácticamente irreconocible. Todo ello obligó al equipo redactor del proyecto a un notable esfuerzo de interpretación de su original estructura, oculta en el desorden y desarticulada por una excesiva fragmentación.

2 Alcance de la intervención

2.1 Fines y objetivos

La elección de un edificio tan emblemático para sede de la Presidencia de la Caja de Ahorros de Extremadura, así como su ubicación privilegiada, implicaba dos planteamientos previos: el primero la proyección de la imagen de la entidad desde las viejas piedras del monumento, inseparable del pasado histórico de una ciudad que es Patrimonio de la Humanidad. El segundo, la utilización del Palacio como contenedor de las actividades representativas y de alta dirección de la empresa. En consecuencia con los citados planteamientos, la intervención realizada conduce a compatibilizar el lugar elegido con las necesidades funcionales de una organización dinámica y actual, haciendo que lo viejo y lo nuevo convivan en un diálogo revitalizador que, superando el concepto de la simple conservación de las piedras, pretende el uso racional de las mismas.

2.2 Descripción del trabajo realizado

2.2.1 Contexto en el que la realización se ha llevado a cabo

El proyecto de rehabilitación del Palacio requirió un delicado y riguroso ejercicio intelectual de interpretación arquitectónica para entender y potenciar sus valores como Bien de Interés Cultural y poder así plantear la intervención de modo respetuoso con su pasado pero consecuente con el nuevo uso. Había que poner en valor su arquitectura proyectando, desde su construcción medieval, inseparable del pasado histórico de la ciudad, la imagen de una organización dinámica y actual. Así, los nuevos usos que corresponden a nuestro tiempo, se desarrollarán entre las viejas piedras en una feliz convivencia entre pasado, presente y futuro. Su transformación obligaba a cambiar el uso del edificio, de carácter medieval, para que pudiera albergar, en el futuro, la Sede Ins-

titudinal de la Caja de Ahorros de Extremadura, en una superficie rehabilitada, noble, y confortable.

La intervención realizada apuesta, en consecuencia, por la revitalización del Palacio por la modernidad funcional sin detrimento de su carácter histórico y monumental. De este modo se pone en valor su verdadera arquitectura y se dignifica mediante la rehabilitación necesaria.

2.2.2 Planteamiento de la intervención

La degradación arquitectónica, referida anteriormente, exigía —como tarea previa a cualquier otro planteamiento— la integración racional de los espacios interiores para conseguir la unidad espacial del conjunto. Se trataba de poner en valor la estructura arquitectónica del edificio recuperando la simplicidad de la misma, lo que obligó a descubrir elementos que habían quedado ocultos o a eliminar adiciones impropias que desvirtuaban su coherencia. En ningún caso, empero, se ha buscado la unidad de estilo que resultaría injustificable, hoy en día, por aplicación elemental de los criterios actuales del restauro.

Como ejemplo significativo se puede citar la actuación en el patio central. Un patio modesto en apariencia, casi vulgar antes de la intervención, si no fuera por los dos arcos que servían de acceso desde la entrada principal y por algunos elementos emblemáticos sobre las puertas y ventanas. Había, sin embargo, ocultos en el lateral contiguo a los arcos referidos, otros dos similares tapiados que solo dejaban a la vista un capitel. Al descubrirse éstos aparecieron sus estribos laterales: dos pilastras de granito, de excelente factura, en continuidad con la arquería inicial. Sobre dichos arcos, en una esquina, estaban ocultas dos columnas acodadas, con relieves vegetales en sus capiteles que evidenciaban la preexistencia de otro corredor porticado superior. Como también se habían compartimentado burdamente las estancias adyacentes, el conjunto claustral que componían el patio y las arquerías citadas no era perceptible. Una vez eliminadas las particiones se consiguió recuperar la unidad espacial, imposible de interpretar anteriormente, a partir del patio degradado.

Se recuperó, de este modo, el núcleo generador de la ordenación arquitectónica del edificio: el claustro. Toda la actividad del Palacio debió ocurrir, en tiempos pretéritos, a su alrededor y así debía seguir en la nueva ordenación proyectada. Consecuentemente, se dispusieron, en sus inmediaciones, ascensor y escaleras para la comunicación vertical y se organizó la distribución de las distintas plantas manteniendo la focalidad del patio como elemento integrador.

Ha sido necesario ordenar la fachada que da al patio posterior en el que se ha dispuesto un edificio de nueva planta, para usos múltiples.

Los fuertes condicionantes derivados del sistema estructural, basado en muros de carga y bóvedas de ladrillo, así como de la posición de huecos, capialzados y otros elementos a proteger, obligaron a un delicado trabajo para

hacer compatible la solución al programa de necesidades con la realidad del edificio, realzando sus valores arquitectónicos.

2.2.3 Integración de los restos arqueológicos

La segunda fase de actuación, sobre el conjunto del Palacio del Mayoralgo, fue el Proyecto de Integración y Consolidación de los Restos Arqueológicos cuyo yacimiento ocupa la mayor parte del Patio Oeste.

En este proyecto adicional se pueden diferenciar dos zonas: una en el subsuelo, a modo de cripta, donde aparecieron restos romanos: muros diversos, un estanque (ninfeo) de planta rectangular, un hipocausto, tramos de calzada, un torso de bronce bañado en oro, diversos utensilios y piezas cerámicas. Su protección se ha resuelto con un techo transitable. De este modo se pueden visitar los restos sin detrimento de la utilidad del patio en superficie para las actividades sociales y culturales de la Caja de Extremadura. El techo queda separado de los bordes mediante un claristorio perimetral acristalado que atempera el efecto de pesadez del forjado, facilita la iluminación natural del yacimiento, y permite su contemplación desde el exterior, haciendo ineludible su presencia.

En la zona exterior, se ha dispuesto una pérgola, con plantas trepadoras y otras especies vegetales en macetas superficiales para evocar el anterior jardín, incompatible ahora con la excavación del yacimiento. El muro que cierra el patio, bajo la pérgola, se ornamenta con bajorrelieves en bronce alegóricos a las fases históricas presentes en el yacimiento que se diferencian por el atuendo de sus personajes. Entre la pérgola y el acceso a los restos, se intercala una lámina de agua que discurre mansamente y cae en cascada junto al primitivo estanque romano. Su sonido ancestral recordará el uso hidráulico de gran parte de los restos. Dos esculturas de bronce, un hombre y una mujer desnudos y en pie, situados en la parte superior del patio, representan lo intemporal completando, con los bajorrelieves aludidos, un programa iconográfico alegórico al diálogo y continuidad entre las distintas fases históricas.

2.2.4 Intervención arquitectónica.

Se ha puesto en valor la estructura arquitectónica del edificio y se ha optimizado su adecuación a los usos previstos buscando el mejor compromiso entre las siguientes condiciones básicas:

- Adaptabilidad de la solución a los recursos arquitectónicos preexistentes;
- Simplicidad geométrica;
- Eliminación de añadidos impropios;
- Jerarquización de espacios y flexibilidad de los mismos, teniendo en cuenta las limitaciones del edificio;

- Buena accesibilidad y sistema racional de circulaciones;
- Regularización de la fachada y el patio posterior, fuertemente degradados y en absoluto desorden compositivo;
- Regularización geométrica de las cubiertas para unificar su volumen, facilitar la interpretación arquitectónica del edificio a vista de pájaro y resolver su deficiente estanqueidad debida a las innumerables y caóticas intersecciones de los faldones;
- Tratamiento de la medianería del lado Sur para reducir el impacto visual.

2.2.5 Técnicas de construcción, restauración y artesanales

- Se han mantenido los sistemas constructivos tradicionales del edificio salvo intervenciones puntuales para la apertura de huecos, escaleras, ascensor, etc. Se han realizado consolidaciones en algunos casos.
- Se han excluido cosidos, inyecciones técnicas de refuerzos estructurales que pudieran alterar o desvirtuar las condiciones de trabajo mecánico, permeabilidad, texturas y comportamiento de muros y bóvedas.
- En la restauración de muros, bóvedas y revestimientos continuos se ha utilizado cal aérea como único conglomerante excluyendo los cementos artificiales o cualquier otro material incompatible con los sistemas pre-existentes.
- Se restauraron los faldones estructurales de cubierta regularizando los planos e intersecciones en desorden y disponiendo una nueva estructura de madera laminada-encolada con entrepaños de "thermochip" forrados interiormente con madera de cedro, dejando visto el intradós, en plano inclinado, lo que aparte de lograr una espacialidad óptima permite aprovechar la totalidad del volumen disponible.
- Se ha prestado especial atención al pórtico emblemático de la fachada principal y al conjunto que forma éste con las ventanas geminadas superiores y con el alfiz basándose para su restauración en el estudio arqueológico y el análisis petroquímico previos
- La cornisa de ladrillo, fuertemente meteorizada, se ha sustituido por elementos de sillería de granito, manteniendo su forma original.
- Se han restaurado los elementos de valor en mal estado, particularmente los de piedra o madera. Previamente se realizaron los informes especializados necesarios.

- En la zona derribada por el bombardeo de la guerra civil no se han reconstruido desaparecidos. En su lugar se han utilizado sistemas constructivos actuales dejando a la vista, como referencia histórica, los bordes de la destrucción, debidamente consolidados y protegidos.
- Se han eliminado las humedades focales o dispersas mediante drenajes adecuados, aislamientos, o barreras químicas en casos focales.
- Las instalaciones se han canalizado entre el trasdós de las bóvedas y el pavimento o, donde existen forjados, entre el intradós y el falso techo procurando que sean registrables.
- Las instalaciones son de bajo coste de mantenimiento y sus características permiten minimizar cualquier tipo de impacto ambiental, utilizando energías limpias (bomba de calor por electricidad), sistemas de aislamiento de ruidos y cuantos medios se han considerado necesarios para tal fin.
- En donde ha sido necesario incorporar o añadir partes nuevas de construcción se ha utilizado tecnología actual, procurando la máxima compatibilidad con lo existente pero evitando, siempre, confundir o mimetizar. Lo nuevo se diferencia claramente de lo viejo. Como ejemplo significativo, se ha resuelto la continuidad de los muros perimetrales del yacimiento arqueológico, mediante gaviones enrejados que permiten distinguir la intervención actual de las fábricas romanas en mampostería, permitiendo una cierta transparencia y la delimitación inequívoca entre las distintas fases históricas.
- Se ha puesto especial empeño en que todas las intervenciones de restauración resulten reversibles, disponiendo los elementos separadores necesarios o facilitando su desmontaje en otros casos.

2.2.6 Respeto al medio ambiente

Se ha puesto el máximo interés en evitar, o minimizar, cualquier tipo de impacto ambiental, utilizando energías limpias (bomba de calor por electricidad para la climatización del edificio), sistemas de aislamiento de ruidos y cuantos medios se han considerado necesarios para tal fin. Se ha recuperado, por ejemplo, un aljibe medieval situado en el patio central, para reutilizarlo, actualmente, como depósito de agua para la protección contra incendios. El aljibe se nutre de agua de lluvia y de pequeños manantiales, lo que permite una reducción en el consumo de agua. Entre otras actuaciones se han dejado previstos, en colaboración con investigadores ecologistas, nidos de aves rapaces autóctonas para mantener y fomentar su vinculación ancestral al edificio.



Figura 1: Ubicación del edificio en el Casco Histórico de Cáceres.

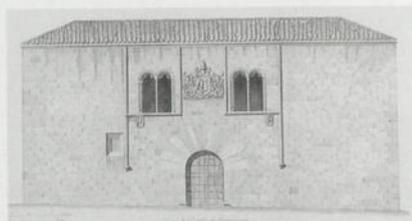


Figura 2: Fachada del Palacio de Mayoralgo. Archivo Nacional (1853).



Figura 8: Desorden arquitectónico y regularización en patio posterior.



Figura 9: Regularización de la cubierta.



Figura 10: Recuperación de elementos singulares ocultos.



Figura 11: Recuperación del claustro.



Figura 12: Recuperación del claustro.



Figura 13: Integración del espacio bajo cubierta.

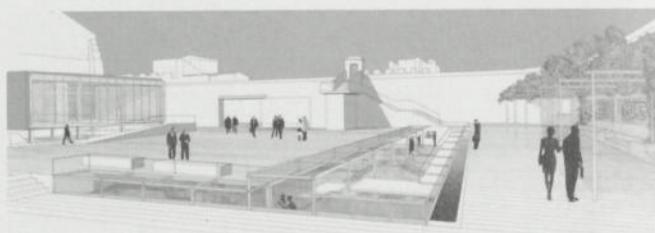


Figura 14: Proyecto de integración de los restos arqueológicos.



Figura 15: Integración de los restos.



Figura 16: Integración de los restos arqueológicos.

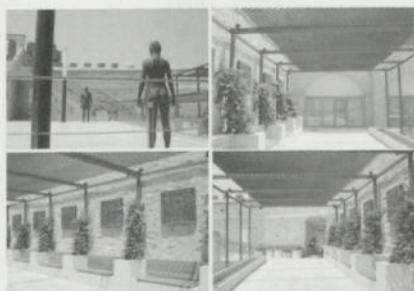


Figura 17: Integración de los restos arqueológicos. Programa iconográfico.

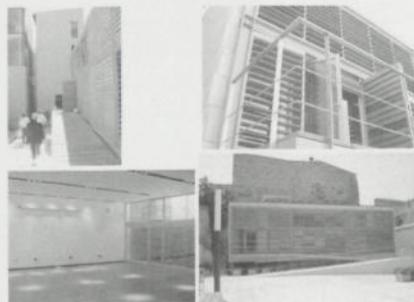
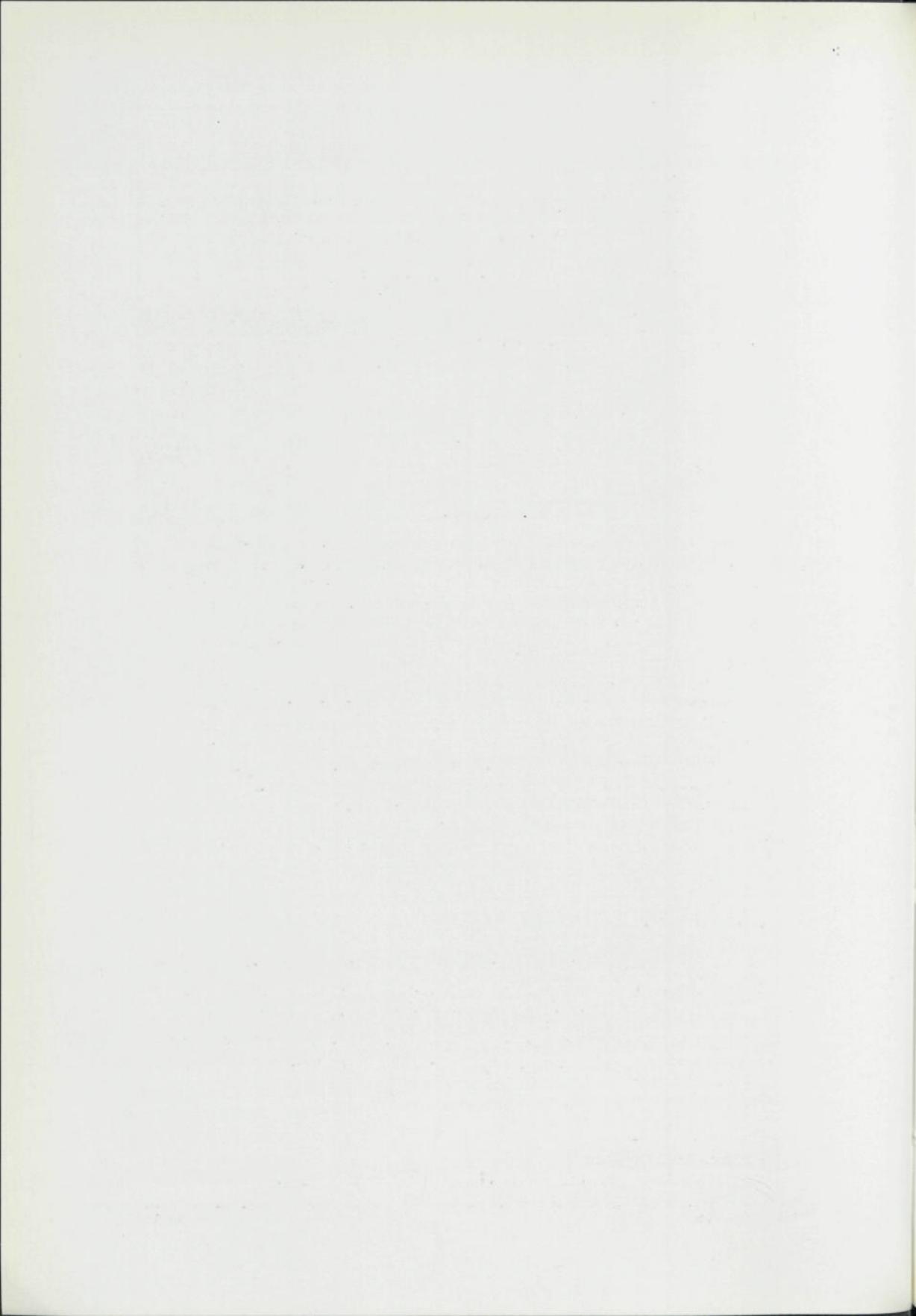


Figura 18: Edificio de Usos Múltiples.



Figura 19: Fachada principal del Palacio antes y después de la intervención.



AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO “GAIOLEIRO”

Reforço com Dissipadores Viscosos

Miguel Eduardo Moura Branco*

Correio electrónico: memb@netcabo.pt

Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro†

Correio electrónico: luisg@civil.ist.utl.pt

Resumo

O “Gaioleiro” é uma tipologia construtiva característica da expansão urbana de Lisboa que ocorreu entre 1870 e 1930, estando ainda bastante disseminada. O actual estado de degradação destas estruturas, justifica o estudo do seu comportamento estrutural sob acções sísmicas, e o ensaio de técnicas de reforço de fácil implementação. O trabalho que se apresenta analisa a viabilidade e a eficácia de uma nova solução de reforço sísmico recorrendo a dissipadores viscosos, baseando-se no estudo de um modelo numérico criado a partir de um “Gaioleiro” típico, situado na Avenida Duque de Loulé. Para a adequação deste modelo à realidade foram consultados diversos trabalhos sobre edifícios semelhantes, de forma a identificar as técnicas construtivas, as propriedades dos materiais e o seu comportamento estrutural, sendo estes estudos complementados com ensaios de caracterização dinâmica. A solução de reforço apresentada consegue uma melhoria da resposta sísmica reduzindo os deslocamentos através do incremento da dissipação da energia.

Palavras-chave: Edifícios “Gaioleiros”, reforço sísmico, dissipadores viscosos.

1 Introdução

Uma construção deve desempenhar as funções para que foi concebida durante todo o seu período de vida útil. Ao fim desse tempo é habitualmente necessário intervir-se para corrigir problemas estruturais, estéticos ou funcionais. Actualmente existem diversos edifícios em Lisboa que dada a sua idade, apresentam um elevado estado de degradação, podendo conduzir a desabamentos imprevistos.

*Engenheiro Civil Estagiário.

† Professor Auxiliar do Departamento de Eng. Civil do Instituto Superior Técnico.

No âmbito desta problemática, refere-se o provável deficiente comportamento sísmico de uma tipologia construtiva denominada de “Gaioleiro”, típica da fase de expansão urbana de Lisboa que ocorreu entre 1870 e 1930 e que ainda se encontra bastante difundida na cidade (cerca de 15000 prédios).

Os edifícios “Gaioleiros” são característicos de um período posterior ao Pombalino, terminando a sua concepção com o início da utilização do betão armado. São constituídos genericamente por paredes exteriores de alvenaria de pedra, com o pavimento de madeira e habitualmente dotados de pouca qualidade construtiva [1]. É assim urgente proceder-se à sua reabilitação dado o peso social e económico que têm na cidade de Lisboa.

O tipo de reabilitação a adoptar depende de critérios económicos, sociais e técnicos. Deve ainda ser assegurada a reversibilidade da actuação, minimizando as interrupções funcionais, de forma a ser assegurada a compatibilidade estética e funcional. Pretendeu-se assim que a solução testada neste trabalho fosse de fácil implementação e que pudesse ser atractiva para projectos de reforço em edifícios semelhantes.

2 Caracterização do Edifício Estudado

2.1 Generalidades

Este estudo centrou-se num “Gaioleiro” situado na Av. Duque de Loulé nº70, próximo da Praça do Marquês do Pombal. Este edifício foi concluído em 1911, apresentando semi-cave, piso térreo, quatro pisos elevados e mansarda (Figura 1). O “Gaioleiro” encosta parcialmente num edifício mais recente ao longo da sua empena esquerda, havendo um acesso pedonal ao logradouro adjacente à empena direita [2].

Outra característica deste edifício, típica dos “Gaioleiros”, é a existência de três saguões, um central e os outros dois laterais junto às empenas. O saguão é uma abertura a toda a altura do edifício, para iluminar e arejar o interior dos pisos, possuindo propriedades resistentes (Figura).



Figura 1: Fachada do “Gaioleiro” estudado.

2.2 Constituição dos elementos estruturais

Embora não se tenham feito ensaios destrutivos para identificação dos elementos do edifício, o seu estado de degradação avançado permitiu uma observação directa, na maioria dos casos.

O pavimento do edifício é constituído por uma malha ortogonal de barrotes de madeira, sobre a qual assenta o revestimento. A sua ligação às paredes de alvenaria consiste no encaixe das vigas em aberturas nas paredes, com a face superior aparelhada e assentes em frechais. A baixa rigidez destes pisos no seu plano é um dos problemas do comportamento sísmico, já que reduz o efeito de diafragma para transmissão das forças de inércia às paredes resistentes.

As fundações são executadas em caboucos rasgados até ao terreno de fundação, de forma contínua ao longo de toda a parede.

Neste edifício foram utilizadas três tipologias diferentes para a execução das paredes. As paredes exteriores e do saguão foram realizadas em alvenaria de pedra irregular. As paredes divisórias da cave são executadas em alvenaria de tijolo perfurado. As restantes paredes divisórias dos fogos são constituídas por tabiques. Os tabiques consistem numa pregagem de um fassquiado sobre tábuas colocadas ao alto, revestido em ambas as faces por rebocos, habitualmente sem funções estruturais.

A cobertura do edifício consiste em telhas cerâmicas que assentam em asnas de madeira. O último piso foi concebido em mansarda.

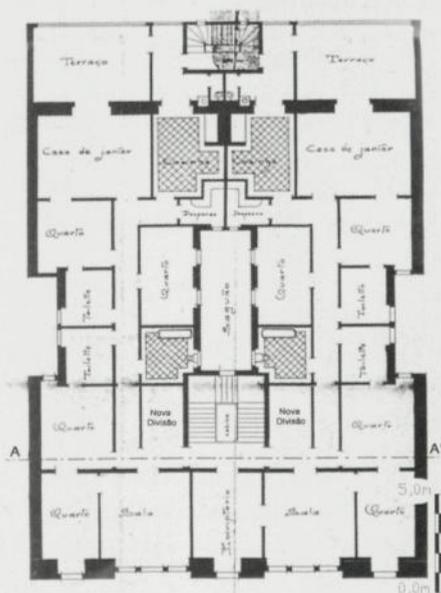


Figura 2: Planta tipo de um piso [2].

3 Definição do Modelo de Análise

3.1 Generalidades

A validade deste trabalho depende da qualidade da modelação do edifício estudado, sendo necessário que as hipóteses consideradas reflectam uma aproximação aceitável do seu comportamento real. A modelação foi efectuada com recurso ao programa de cálculo automático *SAP 2000* [3].

A caracterização experimental das propriedades dos materiais utilizados neste edifício não foi possível por razões operacionais. Contudo, os valores inseridos no modelo foram determinados com base num levantamento de estudos experimentais realizados em edifícios semelhantes [4] e [5].

3.2 Elementos

A modelação do edifício foi efectuada recorrendo-se a diversos tipos de elementos finitos do programa de cálculo automático. Procurou-se que cada componente do edifício fosse modelado com o elemento que apresentasse o comportamento mais adequado (Figura) [3].

Na modelação foram considerados elementos tridimensionais (elementos *solid*) para simular a alvenaria de pedra das paredes resistentes e para simular o betão dos pilares. A adopção de um elemento tridimensional é justificável pelo tipo de deformada (a consideração da distorção é mais próxima da realidade) e por permitir a visualização da distribuição das tensões não só na fachada, mas também ao longo da espessura.

O elemento plano (elemento *shell*) foi utilizado para simular as paredes de alvenaria de tijolo, que existem na cave e para simular o efeito do edifício adjacente.

O elemento linear (elemento *frame*) foi utilizado para modelar os tabiques e os barrotes do pavimento. A hipótese de piso rígido não foi considerada, pois as ligações das vigas de apoio ao soalho e os elementos verticais não asseguraram a rigidez suficiente. As paredes divisórias em tabiques foram modeladas através de um pórtico contraventado por duas diagonais. A determinação da secção desses elementos foi efectuada com base nos resultados de ensaios de rotura por corte realizados em paredes de características semelhantes às existentes no edifício estudado [5].

4 Calibração do Modelo de Análise

4.1 Generalidades

Dada a incerteza associada às características definidas para os materiais, ao método construtivo e ao estado de conservação da estrutura, foi necessário calibrar-se o modelo com base na caracterização dinâmica do edifício.

4.2 Ensaio de caracterização dinâmica do edifício

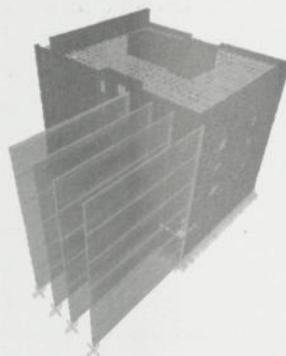


Figura 3: Modelo numérico tridimensional utilizado.

Realizou-se uma série de ensaios experimentais para a obtenção das frequências próprias e para a definição aproximada dos modos de vibração mais relevantes, ou seja para realizar a sua caracterização dinâmica. Os registos de vibração ambiente foram realizados com unidades tri-axiais de medição e registo digital de acelerações existentes no ICIST e no LERM – Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais, do Instituto Superior Técnico (Figura 4).

Com base em todos os sinais registados procedeu-se ao seu tratamento, através da obtenção do espectro de Fourier que permitiu identificar as frequências próprias fundamentais para cada uma das direcções. Na Figura 5 estão representados os espectros de Fourier relativos aos movimentos segundo direcções no plano horizontal, para o intervalo de 1 a 8Hz, gama que inclui as frequências mais importantes do “Gaioleiro” em análise.



Figura 4: Equipamento utilizado no ensaio de caracterização dinâmica.

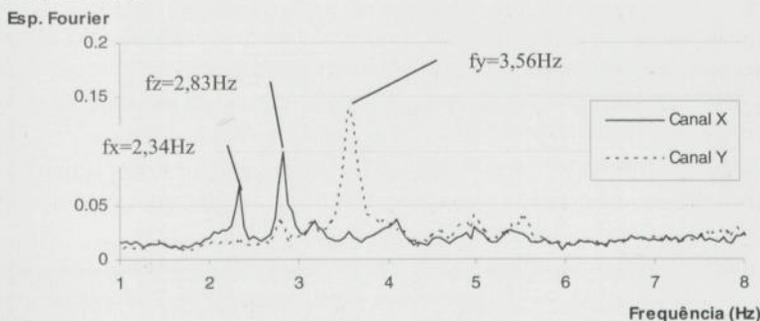


Figura 5: Espectro de Fourier resultante do ensaio de caracterização dinâmica.

Com base neste gráfico é possível concluir que a frequência própria fundamental segundo a menor dimensão (X) é de 2,34Hz e segundo a maior dimensão (Y) é de 3,56Hz. Detectou-se ainda um modo de vibração correspondendo a um fenómeno de torção (existe a participação de ambas as direcções, embora maior segundo a menor dimensão) para 2,83Hz.

4.3 Calibração

Com base nos resultados do ensaio de caracterização dinâmica foi possível testarem-se alterações ao modelo criado, de modo a aferi-lo com o objectivo de se alcançarem frequências próprias semelhantes às experimentais. A calibração teve especial incidência na definição do módulo de elasticidade das alvenarias de pedra.

Após ter sido desenvolvido o modelo para o edifício isolado, considerou-se relevante para o estudo contabilizar a influência do edifício de betão armado adjacente à empena esquerda, afectando o modo de vibração paralelo à fachada e o modo de torção. Os elementos introduzidos funcionam como paredes verticais perpendiculares à empena do "Gaioleiro".

Na Tabela 1 estão apresentados os resultados comparativos entre os dois modelos testados, onde se pode verificar a sua proximidade com os valores experimentais.

Tabela 1: Comparação entre as frequências próprias dos modelos e dos ensaios.

Descrição	Transl X	Transl Y	Rot Z
Modelo Isolado	1,85 Hz	3,13 Hz	3,21 Hz
Com Edif. Adjacente	2,28 Hz	3,13 Hz	3,39 Hz

5 Acção Sísmica

Em relação ao modelo calibrado, no estudo para a avaliação do desempenhos dos reforços, reduziu-se para um terço o módulo de elasticidade dos elementos de alvenaria, para considerar o eventual estado de degradação dos materiais, e alguma fissuração, aquando da actuação da acção sísmica.

As acções consideradas neste estudo foram as cargas gravíticas, derivadas dos materiais de construção, e a acção sísmica definida no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.).

A definição dos dissipadores sísmicos no modelo numérico (elemento *nlink*) implica uma análise dinâmica não linear recorrendo-se a acelerogramas (*time-history*), em detrimento da habitual análise por espectro de resposta [3]. Uma vez que este processo é bastante moroso, foi realizada neste estudo uma Análise Rápida Não Linear (*Fast Nonlinear Analysis - FNA*) [6]. Este método é indicado para estruturas maioritariamente elásticas, com elementos não lineares pontuais, que neste caso são os dissipadores viscosos.

6 Implementação da Solução

6.1 Generalidades

Os problemas de verificação da segurança que os estudos de reabilitação levantam, incidem por um lado na definição do nível de acção sísmica que deve ser considerado na análise e por outro, na forma como se deve proceder a uma intervenção que vise o incremento da segurança da estrutura.

Neste sentido foram inicialmente analisadas três soluções de reforço considerando o uso de isolamento de base, a utilização de paredes de betão armado

na zona dos saguões e uma solução com recurso a dissipadores viscosos. Do ponto de vista da melhoria estrutural e da minimização da interferência a solução que se mostrou mais atractiva foi a de utilização de dissipadores viscosos, que de seguida se descreve com maior pormenor.

6.2 Estrutura metálica de reforço

O reforço consiste basicamente numa estrutura metálica para fixação dos dissipadores, constituída por pórticos metálicos dispostos no interior do saguão central. A estrutura metálica consiste num pórtico tridimensional com vigas ao nível de cada piso e de perfis a toda a altura, nos quatro cantos do saguão.

Definiram-se duas barras inclinadas com a função de transmitir os deslocamentos do piso inferior para o nível do piso superior. Uma das extremidades do amortecedor está ligado ao vértice de intercepção das duas barras inclinadas e a outra está ligada ao vértice do pórtico ao nível do piso (Figura 6). Deste modo as deformações nos dissipadores são horizontais, tornando mais eficiente a função destes. Os dissipadores são instalados nas quatro faces do saguão, e ao nível de cada piso.

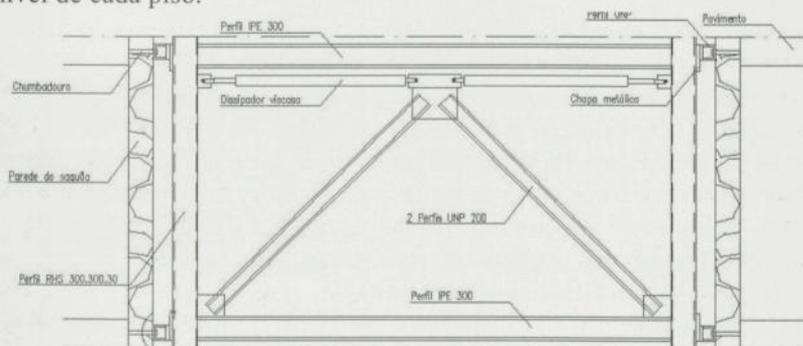


Figura 6: Estrutura metálica de apoio aos dissipadores viscosos

6.3 Dissipadores viscosos

Os benefícios de um reforço com recurso a dissipadores viscosos são facilmente perceptíveis: o aumento do amortecimento permite diminuir os deslocamentos e consequentemente reduzir os esforços sísmicos, e ao mesmo tempo libertar energia (Figura).

A força que se desenvolve no dissipador depende da velocidade $\dot{\delta}$ e é traduzida por $(f = C \cdot \dot{\delta}^\alpha)$ em que C depende da dimensão do dissipador e α do tipo de fluido utilizado. O exponencial (α) que afecta a velocidade de deformação pode apresentar valores entre 0,2 e 2,0 e está relacionado com a forma do diagrama que descreve a relação entre força e deslocamento (Figura). Quanto menor for o expoente, maior é a energia dissipada [7]. Para este estudo considerou-se um expoente α unitário e o parâmetro C foi considerado igual a 12000kN.s/m, após um processo iterativo, onde se tentaram vários valores, até se obterem reduções significativas nas tracções máximas nas alvenarias.

A escolha dos dissipadores depende do esforço e da deformação axial máxima a que estão sujeitos. Os esforços e deformações segundo a maior dimensão do edifício são superiores, devido à maior rigidez que esta direcção apresenta e consequentemente maior concentração de esforços (Figura). Neste edifício, segundo a maior dimensão é necessário suportar esforços de 1817kN para deformações axiais de 1,15mm.

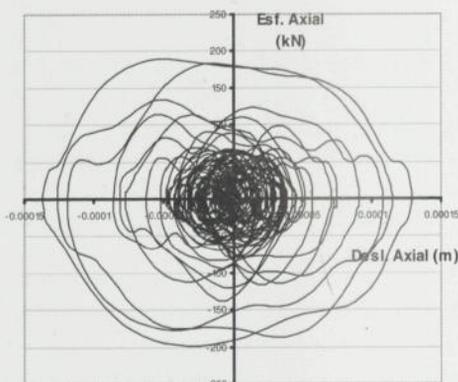


Figura 7:Diagrama Força-Deslocamento de um dos dissipadores para a acção sísmica



Figura 8:Exemplo dos dissipadores viscosos utilizados neste estudo [8]

6.4 Reforço do pavimento

O correcto funcionamento do reforço estrutural é alcançado apenas se se garantir o reforço do pavimento, de modo a funcionar aproximadamente como um diafragma rígido. Procurou-se reforçar individualmente o pavimento de cada divisão e proceder-se à ligação entre divisões através de fixações ao longo das paredes divisórias. O reforço consiste na colocação de cabos de aço segundo as diagonais do pavimento, que são ancorados junto aos cantos das divisões e tensionados com recurso a esticadores colocados entre os barrotes do pavimento. A ligação entre divisões é garantida através de peças metálicas nos cantos e ao longo das paredes divisórias. A intervenção deve ser realizada por levantamento do pavimento para preservar os estuques ornamentados dos tetos.

6.5 Fundações

As fundações da estrutura metálica devem ser independentes do restante edifício e executadas através de micro-estacas. Além de transmitir os esforços das paredes de reforço ao solo de fundação, esta solução contribui para a consolidação do terreno e para conseqüente melhoria das fundações originais do edifício.

7 Conclusões e Resultados

Neste estudo avalia-se essencialmente a eficácia da solução, tendo-se apenas procedido a um pré-dimensionamento dos elementos de reforço. A análise da eficácia do método de reforço foi realizada através da avaliação dos deslocamentos máximos e das tensões na alvenaria provocados pela acção sísmica, em pontos de referência, ao nível de cada piso. A escolha de apenas dois indicadores pretende simplificar a análise dos resultados.

Note-se ainda que a análise dos valores das tensões nas alvenarias deve ser efectuada com alguma reserva. De facto os resultados obtidos correspondem às tensões em zonas, que, na maioria dos casos, se verificou serem superiores à média das tensões no piso. Assim a análise dos deslocamentos tem, em relação às tensões, a vantagem de ser menos sensível a problemas numéricos localizados, permitindo uma melhor análise global do comportamento da estrutura.

Tabela 2: Comparação entre os deslocamentos máximos ao nível de cada piso.

	Orig-Saguão (m)		Orig-Parede (m)		Dissipadores (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cobertura	0.160	0.054	0.115	0.034	0.104	0.026
Piso5	0.102	0.039	0.083	0.024	0.077	0.018
Piso4	0.056	0.025	0.053	0.015	0.048	0.011
Piso3	0.024	0.014	0.028	0.008	0.025	0.006
Piso2	0.005	0.006	0.012	0.004	0.010	0.002
Piso1	0.001	0.001	0.003	0.001	0.002	0.001

Estão representados na Tabela 2 os deslocamentos máximos de um nó ao nível de cada piso para as acções sísmicas para o modelo original (no saguão e na parede exterior) e o modelo reforçado com dissipadores viscosos, segundo a maior dimensão. É visível a melhoria da resposta do edifício. No topo da estrutura observa-se uma redução de 0,054m para 0,026m segundo a menor direcção (X) e de 0,16m para 0,10m segundo a maior direcção (Y). Os deslocamentos no saguão e na parede exterior são iguais após a intervenção devido ao reforço do pavimento.

Analisando o perfil de tracções σ_{33} máximas geradas ao nível de cada piso (Figura 9), é visível que a solução com dissipadores viscosos reduz os esforços de tracção globalmente, principalmente ao nível das fundações, reduzindo a probabilidade do colapso global do edifício.

As tracções máximas nos últimos pisos têm pouca representatividade, pois devem-se a tensões localizadas na zona dos saguões laterais.

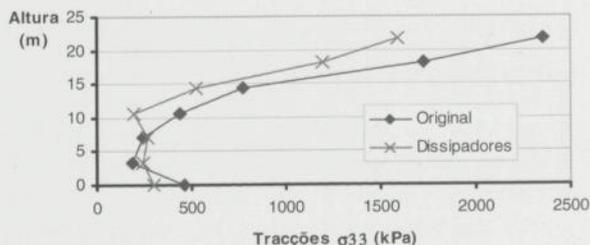


Figura 9: Distribuição em altura das tracções máximas por piso.

8 Bibliografia

- [1] Appleton, J. – *Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e técnicas de intervenção*. Amadora: Edições Orion, 1ª Edição, 2003.
- [2] Serra, P. V. *Avenida Duque de Loulé, nº 70*. Monografia para a cadeira de Técnicas de Inspeção e Avaliação de Edifícios do Mestrado em Construção, IST, 2004.
- [3] *SAP2000 Analysis Reference – Computers and Structures Inc.* Berkeley USA, 1995.
- [4] Cardoso, M. R. *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas de Alvenaria – Aplicação a um Edifício Pombalino*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, IST, 2002.
- [5] Azevedo, J.; Lopes, M. S. *Assessment of the Seismic Performance of a Traditional Masonry Building in Lisbon – Relatório CMEST AI 2/95*, IST.
- [6] Wilson, E. *Three Dimensional Static & Dynamic Analysis of Structures – Berkeley, CA, E.U.A.: Computers & Structures Inc., 4ª Edição, 1998*.
- [7] Guerreiro, L. *Sistemas de Dissipação de Energia*. Dinâmica e Engenharia Sísmica – Mestrado de Engenharia de Estruturas, IST, 2004.
- [8] *Site da Taylor Devices*. <http://www.taylordevices.com/> (14/06/2005).



SESSÃO IV – ARGAMASSAS / CAL



CONSTRUÇÕES EM TERRA: CONSERVAÇÃO DO PATRIMÓNIO EXISTENTE E PERSPECTIVAS FUTURAS

Paulina Faria Rodrigues*

Correio electrónico: mpr@fct.unl.pt

Fernando M. A. Henriques†

Correio electrónico: fh@fct.unl.pt

Resumo

Apresentam-se de forma genérica as tecnologias construtivas em terra crua mais utilizadas no país e a sua disseminação no território. Referem-se as características específicas das paredes em terra e algumas das potencialidades deste tipo de construção, aos níveis técnico, ecológico, económico, estético, cultural e social, e as principais deficiências apresentadas – casos do comportamento quando em contacto com a água e face a acções sísmicas. Apresentam-se de forma sumária as técnicas de estabilização e os métodos de caracterização das terras. Salienta-se o comportamento das construções em terra e os problemas mais prementes relativos à conservação deste património edificado, realçando algumas actuações que devem ser evitadas.

Palavras-chave: Construção em terra crua, Tecnologias construtivas, Potencialidades, Patologias construtivas, Conservação.

1 Introdução

Por todo o mundo encontram-se exemplos de edifícios construídos tendo como matéria-prima base a terra crua. Em muitos países as técnicas construtivas com recurso à terra continuam actuais; em outros, essas técnicas têm vindo a ser abandonadas; noutros ainda, e após a constatação científica das potencialidades dos edifícios construídos com recurso à terra, reactivaram-se e reaprenderam-se técnicas quase perdidas para a construção de novos edifícios. Em qualquer dos casos, os edifícios em terra constituem um património edificado muito significativo.

* Professora Auxiliar, DEC, Fac. Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

† Professor Catedrático, idem.

Em Portugal encontram-se disseminados praticamente por todo o território edifícios construídos em terra crua. As técnicas mais frequentemente encontradas em Portugal continental são: o tabique, essencialmente utilizado em divisórias interiores mas que na zona do Douro e de Guimarães é também muitas vezes encontrado no piso elevado em paredes exteriores de edifícios; a taipa, muito utilizada em paredes exteriores um pouco por todo o país mas com maior predominância na zona Sul (Alentejo e Algarve); a alvenaria de adobe, muito utilizada em paredes interiores de edifícios cujas paredes exteriores eram realizadas em taipa mas também em paredes exteriores de edifícios principalmente localizados junto às bacias do Vouga e do Sado (zonas de Aveiro e de Setúbal/Alcácer do Sal). Em monumentos históricos disseminados por todo o país e datados pelo menos desde o período Romano, identificam-se paredes com núcleos centrais de terra compactada, entre panos periféricos de alvenaria de pedra.

À semelhança de muitos países do mundo ocidental, em Portugal e nomeadamente na zona do Barlavento Algarvio e da Costa Vicentina, têm vindo a desenvolver-se desde os anos oitenta do século passado, vários projectos e construções de edifícios em terra, nomeadamente em taipa e em alvenaria de adobe. Houve necessidade de reaprender as técnicas que eram ainda conhecidas de alguns operários de idade avançada (taipeiros e adobeiros), de preparar equipamentos específicos (elementos para os taipais e para a compactação das terras) e de produzir os elementos para as alvenarias (os adobes e argamassas de terra para assentamento destes). Foi também implementada uma técnica mais recente de alvenaria resistente realizada a partir de elementos designados por BTC (blocos de terra comprimida). Nesta zona do país podem actualmente ser encontrados inúmeros casos de edifícios recentes e de obras em curso que utilizam as técnicas de taipa, de alvenaria de adobe e de alvenaria de BTC, bem como telheiros mais ou menos industriais de produção de adobes e de BTC. É de salientar que a maior parte das construções novas referidas são propriedade de pessoas geralmente com um conhecimento técnico bastante profundo acerca das potencialidades oferecidas pelo tipo de construção pela qual optaram.

Por se tratarem de técnicas e construções que fazem parte do património não só edificado mas ainda estético, humano e social de determinadas zonas do país, existem autarquias que atribuem a essas construções taxas camarárias inferiores às que são debitadas sobre as construções actualmente mais tradicionais e parques naturais que possibilitam a construção de uma percentagem de área mais elevada quando os edifícios são realizados com recurso a técnicas de construção em terra, de modo a poderem, de algum modo, tornar mais viável a sua utilização. Nos edifícios construídos recentemente com recurso a técnicas de construção em terra, muitas vezes as superfícies das paredes ou parte delas são deixadas à vista, quer para a obtenção de efeitos estéticos, quer para dar a conhecer o tipo específico de parede que lhe está subjacente.

No vasto património antigo edificado em terra existente em Portugal, de um modo geral só é perceptível que se trata de uma construção em terra quando o estado de degradação for tal que a parede possa estar à vista (no caso mais comum, quando parte do revestimento da parede se degrada e/ou se destaca). Neste património podem nomear-se variados tipos de construções, desde castelos e muralhas defensivas (casos de Alcácer do Sal, Silves, Paderne, Juromenha e muitos outros), a palácios (como seja o caso do Paço Ducal de Vila Viçosa), igrejas, museus, edifícios urbanos de valor patrimonial (casos de edifícios de Arte Nova em Aveiro) ou edifícios mais correntes e de menor porte. Com efeito e como exemplo, na zona do Alentejo e do Algarve, todos os edifícios antigos de planta baixa que podem ser encontrados em zonas urbanas ou rurais possuem paredes de taipa ou de adobe.

Admite-se que a construção nova em terra crua não terá actualmente viabilidade em zonas urbanas e em regiões onde as técnicas tenham sido definitivamente abandonadas. No entanto, para que se possa intervir correctamente e com consciência no património edificado existente, há que conhecer com profundidade as técnicas utilizadas, o comportamento apresentado, as patologias mais frequentes e os melhores e mais eficientes métodos de intervenção.

2 Técnicas de construção em terra

Entre as técnicas mais frequentemente utilizadas em Portugal continental [1] encontra-se o tabique, que resulta do preenchimento de uma estrutura ligeira de encastrado de madeira com pasta de terra, resultando em paredes não portantes de reduzida espessura.

A alvenaria de adobe resulta da aparelhagem de blocos designados por adobes (ou adobos), assentes com pasta da mesma terra com que se fabricaram os blocos ou com argamassas com base em cal aérea. Os adobes são blocos realizados com uma pasta de terra (eventualmente adicionada de cal aérea e/ou palha) que é enformada e deixada secar ao ar (não cozida em forno). Podem ter dimensões muito variáveis, desde as dimensões dos tijolos maciços tradicionais até tamanhos muito superiores (chegam a atingir dimensões de 50 cm × 35 cm × 20 cm). A alvenaria pode resultar de aparelho simples (casos de paredes divisórias interiores) até aparelhos múltiplos (vez e meia ou duas vezes, mais correntes em paredes exteriores portantes).

A taipa constitui uma estrutura monolítica de paredes que resulta da compactação de terra entre taipais (cofragem), em camadas delgadas, até se atingir o limite superior do taipal. A terra deve conter algumas pequenas pedras (ou outros agregados grossos, tal como partículas de cerâmica de barro vermelho). Pode ainda ser estabilizada com determinada percentagem de cal aérea, resultando na denominada "taipa militar". A largura da parede corresponde à distância entre os painéis do taipal, uma altura do painel poderá ser de cerca de 0,60 m e o comprimento deste pode estimar-se em cerca de 2 m. Os taipais

subsequentes vão evoluindo lateralmente em anéis e depois em altura. As juntas entre taipais ao mesmo nível podem ser verticais ou inclinadas; as juntas horizontais entre taipais de níveis sucessivos podem ser reforçadas pela colocação prévia de camadas de cal aérea, de tijolos maciços tradicionais ou de elementos de pedra delgados, junto às periferias dos taipais. As zonas de esquinas ou junto a aros de vãos podem ser reforçadas com alvenaria de tijolos maciços cozidos ou de pedra (no caso das paredes de taipa, geralmente inserida dentro do taipal para a obtenção de uma conveniente ligação à estrutura de terra). Nos vãos utilizavam-se geralmente lintéis de madeira ou de pedra (mais recentemente, de betão armado).

Para evitar o contacto directo destas paredes com a água ascendente do solo, estas elevam-se a partir de um embasamento e soco em alvenaria de pedra (actualmente de betão armado, aplicando-se na ligação com as paredes um corte de capilaridade, geralmente através de pintura betuminosa). Em edifícios, estas paredes surgem normalmente associadas a coberturas com estrutura de madeira, com revestimento em telha cerâmica. Para melhorar a dissipação de tensões resultantes da descarga da estrutura de cobertura nas paredes, estas são reforçadas superiormente por um coroamento em madeira ou em elementos de pedra (ou, mais recentemente, por um lintel de betão armado). Tradicionalmente este tipo de cobertura estava associado a beirais prolongados, que protegiam grande parte da área das paredes das águas da chuva. No entanto, este tipo de construção também surge associado a coberturas planas, como é o caso das açoteias algarvias. É também muito frequente a utilização de tectos em abóbada ou em abobadilha, com preenchimento entre arcos realizado por paredes de taipa. Para garantir a estabilidade das paredes, muitas vezes estas eram reforçadas lateralmente pela aplicação de elementos perpendiculares, geralmente designados por "gigantes", correntemente realizados em alvenaria de pedra. Para obtenção do mesmo efeito, por vezes recorria-se à aplicação de tirantes metálicos horizontais entre paredes resistentes paralelas.

As paredes de edifícios correntes eram muitas vezes deixadas à vista por motivos económicos, até que a capacidade financeira do proprietário possibilitasse o seu revestimento. Esta prática era muito eficiente no caso das paredes de taipa, pois o período de tempo em que a superfície permanecia à vista possibilitava a lavagem dos finos superficiais da taipa, cuja superfície se tornava mais irregular, permitindo uma melhor aderência do revestimento que viria então a ser aplicado. Os revestimentos mais correntes resultavam da aplicação directa de caiação (pintura com leite de cal em várias demãos cruzadas aplicadas com brocha grossa) ou, preferivelmente a fim de ser proporcionada uma melhor protecção, da aplicação de um reboco de camadas múltiplas de argamassa com base em cal aérea e posterior caiação. Por vezes, e de novo por razões económicas e estéticas, a protecção por revestimento era apenas realizada em zonas mais expostas ou reforçada nessas zonas - como sejam os casos dos cunhais, dos socos e dos aros de vãos [2].

Para além das técnicas referidas para edifícios correntes, há ainda a considerar a aplicação da terra em construções históricas. Com efeito, muitos edifícios monumentais antigos que apresentam à vista paredes espessas de alvenaria de pedra aparelhada são efectivamente constituídos por dois panos periféricos de alvenaria de pedra aparelhada que envolvem um núcleo central formado por uma mistura de materiais diversos. Correntemente este é constituído por terra compactada (taipa), eventualmente adicionada de cal e/ou adições pozo-lânicas.



Figura 1: Esquema de parede constituída por panos de pedra e núcleo central à base de terra (E. Viollet-le-Duc, Dictionnaire Raisonée de l'Architecture).

3 Características específicas das paredes em terra

De entre as maiores potencialidades apresentadas pelas paredes exteriores de terra surgem as associadas à sua massa elevada. Nesse sentido, registam-se o elevado isolamento sonoro e a grande inércia térmica que são obtidos. Como o isolamento acústico a sons aéreos é directamente proporcional à massa dos elementos, quanto mais espessa for a parede de terra, melhor o comportamento acústico conseguido. No que se refere à inércia térmica, esta torna-se fundamental em zonas de elevada amplitude térmica diária e especialmente em período de Verão. Com efeito, as paredes conseguem armazenar energia calorífica proveniente do ambiente exterior em consequência do elevado calor específico dos materiais e das geometrias adoptadas.

Por outro lado, pelo facto das paredes exteriores executadas com terra resultarem bastantes espessas, a respectiva resistência térmica acaba por ser aceitável. Simultaneamente, as paredes de terra facilitam a exploração de mecanismos com funcionamento bioclimático.

Há também que considerar os aspectos ecológicos e de sustentabilidade. Nesse sentido, como matéria-prima as paredes de terra utilizam um bem que praticamente não necessita de processamento (idealmente utiliza-se a terra resultante da movimentação de terra do local de implantação do edifício, eventualmente melhorada por algum processo de estabilização), pelo que não existem consumos de combustíveis para fabricos e transportes. Paralelamente, não há

grandes consumos de água nem libertação de elementos prejudiciais à saúde dos ocupantes por parte dos materiais utilizados nas paredes. Por fim, quando a construção atingir a sua vida útil (que será bastante longa desde que a manutenção do edifício não seja descuidada), não há lugar à produção de entulhos pelas paredes pois, no limite, das paredes tornará a resultar um monte de terra.

Do ponto de vista económico, estas tecnologias apresentam como vantagens o facto de praticamente não se ter de pagar a matéria-prima (especialmente no caso da taipa) e de necessitarem de uma infra-estrutura de produção muito ligeira, o que a torna acessível a larga percentagem de pedreiros e construtores, e até mesmo a autoconstrução. Relativamente a aspectos culturais e humanos, estas técnicas permitem prosseguir a tradição da arquitectura popular, utilizando materiais locais e respeitando o património existente. No entanto, em construções novas, são permitidas novas linguagens visuais em termos de arquitectura, que surgem normalmente associadas a outros materiais ecológicos e apoiados em critérios de sustentabilidade.

4 Estabilização e caracterização da terra

Para a execução de paredes de terra é necessária a existência de um solo adequado. No entanto, através de processos de estabilização pode tornar-se um solo que, à partida, não apresente condições óptimas para ser utilizado em construção (por exemplo por ser demasiado argiloso) num solo adequado a determinada técnica.

A estabilização pode ser: mecânica – sem introdução de nenhum material exterior e resultando apenas do recurso, por exemplo, a técnicas de compactação (caso da taipa), compressão (caso dos BTC) ou extrusão; física – através da introdução, em mistura com a terra crua, de estabilizantes inertes (minerais ou fibras); química – recorrendo à introdução de componentes de que resulte uma acção química ou físico-química (como seja o caso da adição de ligantes). Normalmente recorre-se a processos múltiplos de estabilização.

Existem ensaios específicos para identificação e classificação do tipo de solo que é utilizado como matéria-prima e para determinação da adequabilidade das diferentes terras para cada tipo de técnica. Os ensaios de campo distinguem-se dos ensaios de laboratório por serem mais expeditos e de resultados geralmente mais rápidos, embora mais básicos e menos rigorosos que os últimos. Em alguns casos será suficiente a realização de ensaios de campo enquanto em outros poderá ser necessário o recurso a alguns ensaios de laboratório.

De entre os ensaios *in situ* mais correntes registam-se simples ensaios visuais, olfativos e tácteis, que permitem a obtenção de dados acerca do tipo de constituintes do solo e das suas proporções (o que permite aferir a necessidade de eventual estabilização do solo). A título exemplificativo podem referir-se [3]: o ensaio de cheiro, realizado no momento da extracção do solo e que per-

mite detectar a presença de matéria orgânica; a análise visual, para detectar a presença de matéria estranha (raízes, conchas,...), a sua estrutura macrogranulométrica e a sua cor; a análise ao tacto, também para aferir a estrutura granulométrica a seco e em pasta; o ensaio de dispersão e decantação em água, para visualização das percentagens de cada grupo granulométrico; os ensaios de brilho, de queda de bola de terra, da fita e do cordão, de exsudação, de resistência a seco, de desagregação submersa, de plasticidade, de retracção linear – todos ensaios que permitem obter, de modo fácil e rápido, informações valiosas acerca do tipo e características do solo. Através de ensaios *in situ* (por exemplo, colorimétricos), pode ainda ser aferido se o solo contém teor elevado em sais solúveis higroscópicos (nitratos, cloretos, sulfatos), caso em que não deverá ser utilizado em construção nova ou situações que têm de ser tidas em conta em intervenções sobre edifícios existentes.

Em termos dos ensaios laboratoriais mais correntes [4], estes permitem normalmente quantificar pistas previamente detectadas nos ensaios de campo. Podem referir-se as análises granulométricas por peneiração e por sedimentação, os limites de consistência. Outros ensaios, como a compactação Proctor, permite aferir qual o tipo e a energia de compactação mais adequados para um determinado solo, o que é muito importante quando este vai ser aplicado em técnicas de taipa ou de BTC. Também é muito corrente a realização de ensaios de compressão, a fim de se avaliar a resistência às cargas verticais que pode ser atingida.

Muitos destes ensaios são efectuados sobre a terra utilizada em edifícios existentes, de modo a que os dados possam ser tidos em conta nos projectos de intervenção. Nestes casos são ainda usuais alguns ensaios de avaliação do comportamento *in situ*, como sejam, entre outros, a percussão com esclerómetro para determinação indirecta da resistência, os ensaios de avaliação do estado de tensão e das características elásticas com base em macacos planos, ou o estudo do comportamento à passagem do som para se poder avaliar o estado de integridade e a compacidade interior.

5 Comportamento das construções em terra

Embora a terra tenha uma durabilidade muito longa, a sua utilização como material de construção exige a manutenção das geometrias em que é aplicada e das correspondentes características de compacidade. Delas depende a integridade estrutural de uma construção em terra. A existência de elevado volume de vazios diminui a secção resistente e, conseqüentemente, enfraquece a construção [5]. Em conjunto com as acções que originam impulsos laterais, como é o caso dos sismos ou os assentamentos de fundações, os fenómenos de humidade surgem como um dos mais gravosos para as construções em terra. A humidade pode ter acesso à parede através da água da chuva, por infiltração nas zonas de topo das alvenarias ou lateralmente, numa acção conjugada entre a chuva e o

vento, por efeito da capilaridade e da gravidade. No interior das paredes de terra, a percolação da água no estado líquido implica a remoção e o transporte de partículas finas, através dos fluxos de migração da água, diminuindo a compacidade da parede nas zonas mais afectadas pela água. Em consequência ocorre uma redução das resistências mecânicas que, por sua vez, pode dar origem a roturas pontuais (destaques de material ou abertura de fendas). A humidade também pode aceder à parede por capilaridade a partir da sua base. Em condições gerais, e assumindo como constante a ocorrência de água no terreno, esta atingirá níveis tanto mais elevados quanto mais espessas forem as paredes e mais difíceis forem as condições de evaporação superficial, quer na parede, quer em pavimentos térreos periféricos [6]. Embora de forma menos gravosa, a ascensão de água por capilaridade também provoca o arrastamento de materiais mais finos das paredes de terra, diminuindo a sua compacidade.

É devido a estes efeitos que, desde sempre, se procura que na execução das construções em terra se tenham cuidados redobrados na execução das fundações de modo que não seja facilitada a ascensão capilar, da cobertura ou capeamento e dos revestimentos das paredes.

No entanto, a situação mais gravosa associada à presença da água nas paredes de terra prende-se com a acção dos sais solúveis que sejam higroscópicos (nitratos, associados à presença dos seres vivos; cloretos, característicos de zonas costeiras ou que tenham sofrido influência marítima; sulfatos, existentes em muitos materiais de construção e em ambientes poluídos). A característica de solubilidade permite que os sais existentes na parede ou que a ela acedam possam ser transportados pela água, migrando até zonas mais superficiais, onde serão depositados quando a água se evaporar. A higroscopicidade é a capacidade que os sais têm de absorver humidade do ar, passando ao estado líquido quando a HR é elevada, e de perder essa humidade quando a HR é baixa, cristalizando. Os ciclos de dissolução/cristalização são acompanhados por alterações de volume, o que provoca a criação de tensões no interior dos poros dos materiais, diminuindo a sua capacidade resistente e conduzindo a uma progressiva perda de coesão, que se traduz geralmente por destaques ou erosão do material. O nível onde ocorre a deposição dos sais depende da estrutura porosa da parede de terra e do seu revestimento, e ainda das condições de evaporação superficial. Se a evaporação for lenta, a água líquida com os sais dissolvidos pode atingir a superfície, depositando-os em zonas onde poderão surgir patologias na forma de eflorescências (de efeito negativo fundamentalmente visual e que podem ser eliminadas por escovagem); quando a evaporação é rápida, a evaporação da água com os sais dissolvidos pode ocorrer em camadas mais interiores dos paramentos, com deposição destes em zonas onde poderão ocorrer anomalias na forma de criptoflorescências. Estas geralmente acabam por provocar fenómenos de empolamento de extractos que se situem entre elas e a superfície da parede, consequentes roturas e destacamentos dessas camadas mais superficiais das paredes.

6 Conservação das paredes em terra

Nunca como agora houve tanto interesse na preservação do património construído mas essas preocupações de salvaguarda coexistem com o ideal de realizações correctas, económicas e duradouras. No entanto, são frequentes as intervenções insuficientemente fundamentadas, das quais resultam situações patológicas piores do que as inicialmente existentes.

A natureza particularmente susceptível à acção dos agentes atmosféricos que as construções em terra apresentam foi responsável pela implementação de práticas de conservação periódica enraizadas na tradição secular. Essas práticas são responsáveis pela durabilidade dessas construções, em condições correntes bastante satisfatórias. Quando a manutenção regular é descuidada, geralmente a degradação não tarda a produzir os seus efeitos, por vezes de forma irreversível e num curto intervalo de tempo. Como a superfície das paredes constitui a maior área de contacto com o ambiente, é importante que esta possua um revestimento eficiente, com o objectivo de diminuir a absorção da chuva incidente e criar uma camada de sacrifício onde possam ocorrer a maioria das acções de degradação devidas aos sais.

Em face do exposto será lógico admitir que os sistemas de revestimento de paredes em terra deverão, em conjunto com essa parede, contribuir para a impermeabilização do conjunto. Interessará que não sejam abertos caminhos preferenciais para a entrada da água, pelo que as argamassas aplicadas deverão registar resistências mecânicas semelhante à do suporte e decrescente até à superfície, apresentando deformabilidades compatíveis com as do suporte. Mas como, tanto as argamassas de ligantes minerais que constituem os rebocos como as paredes de terra, são capilares, ainda mais fundamental será a necessidade de existir uma permeabilidade ao vapor de água crescente desde o interior da parede até à superfície do conjunto, de modo à secagem da água infiltrada ser facilitada. Deste modo, a água migra e transporta os sais dissolvidos até onde estes, ao cristalizarem, podem ser eliminados por escovagem.

Esta situação é particularmente importante quando se trata de edifícios antigos com paredes constituídas por panos exteriores em alvenaria de pedra aparelhada e núcleo central em terra. Se o refechamento das juntas das alvenarias de pedra antiga ou o seu capeamento for realizado com argamassas de cimento correntes, a água em percolação terá muita dificuldade em evaporar, acumulando-se no interior, onde cria caminhos preferenciais de escorrência, diminuindo a compacidade dos elementos. Num intervalo de tempo indeterminado, mas normalmente de forma imprevista, poderão ocorrer anomalias graves, eventualmente associadas à ruína de parte das alvenarias.

7 Conclusões

No presente texto procurou-se apresentar de um modo sintético algumas das preocupações que actualmente são reconhecidas como sendo as mais relevantes para a conservação dum património tão específico quanto o construído com terra. A especificidade desse material, associada a características tão peculiares quanto a sua durabilidade intrínseca e a fragilidade aos agentes ambientais, justificam que o seu estudo seja encarado numa óptica própria que tenha em conta essas particularidades que não são em geral encontradas, quer noutros materiais de construção tradicionais, quer nas construções com eles efectuadas. Ora não é possível intervencionar de forma adequada um qualquer objecto patrimonial sem conhecer em detalhe as suas características e particularidades. É nesse contexto que se insere este trabalho: contribuir para um melhor conhecimento daquele que é, porventura, o material de construção mais disseminado no património nacional e internacional.

8 Bibliografia

- [1] Faria Rodrigues, P. *Construções em Terra Crua. Tecnologias, Potencialidades e Patologias*. Revista MUSA, Museu de Arqueologia e Etnografia do Distrito de Setúbal, Núcleo Museológico do Distrito de Setúbal (no prelo).
- [2] Faria Rodrigues, P. *Revestimentos de Paredes em Terra*. Arquitectura de Terra em Portugal. Lisboa, Argumentum, 2005.
- [3] Houben, H.; Guillaud, H. *Earth Construction. A comprehensive guide*. CRATerre, Intermediate Technology Publications, 1994.
- [4] Santana, T.; Faria Rodrigues, P. *Ensaio de Caracterização Laboratorial de Solos com Vista à sua Utilização em Arquitectura de Terra Crua*. IV SIACOT – 4.º Seminário Ibero-Americano de Construção com Terra. Monsaraz, Fundação Convento da Orada, 2005.
- [5] Faria Rodrigues, P.; Henriques, F. M. A. *Condicionantes da Conservação de Construções em Terra*. IV SIACOT – 4.º Seminário Ibero-Americano de Construção com Terra. Monsaraz, Fundação Convento da Orada, 2005.
- [6] Henriques, F. M. A. *Humidade em Paredes*. Lisboa, LNEC, 1994.

ALGUMAS VANTAGENS DO USO DA CAL EM PASTA EM REVESTIMENTOS

Maria Goreti Margalha*

Correio electrónico: mgoreti@netvisao.pt

Maria do Rosário Veiga†

Correio electrónico: rveiga@lnec.pt

Jorge de Brito‡

Correio electrónico: jb@civil.ist.utl.pt

Resumo

O avanço das tecnologias fez perder saberes ancestrais e, deixaram de estar disponíveis materiais de construção utilizados durante séculos. O uso da cal aérea foi sendo excluído das construções, sobretudo pelo aparecimento do cimento. Hoje procura-se retomar a aplicação da cal na recuperação de edifícios antigos, mas os construtores, de uma maneira geral, rejeitam esta opção dado que o processo de endurecimento é muito diferente quando comparado com o dos ligantes hidráulicos, obrigando a tempos de espera bastante alargados entre as várias camadas de aplicação dos revestimentos.

Por outro lado, sabe-se que a cal em pasta foi a forma preferencial de utilização deste ligante até o desenvolvimento tecnológico permitir apresentar este produto sob a forma de pó e ensacado. Um dos riscos de quem usa a cal aérea em pó deve-se ao facto de este ligante entrar facilmente em processo de carbonatação quando não se encontra devidamente armazenado.

Na presente comunicação, pretende-se apresentar alguns resultados experimentais, nomeadamente aplicações em obra e ensaios laboratoriais de uma investigação a decorrer, sobre o uso da cal em pasta. Este estudo está a ser elaborado no âmbito de uma tese de doutoramento que conta com o apoio da Fundação Calouste Gulbenkian e se insere num projecto, financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, sobre a influência das técnicas de preparação da cal no desempenho dos revestimentos.

Palavras-chave: Argamassa, Cal em pasta, Maturação da cal.

* Engenheira Civil, Câmara Municipal de Beja.

† Engenheira Civil, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

‡ Engenheiro Civil, Instituto Superior Técnico.

1 Considerações iniciais

Até ser descoberto o cimento no século XIX, a cal terá sido o ligante preferencial, tendo desempenhado um papel importantíssimo e ainda visível em muitas construções antigas. É importante ter presente que o cimento tem qualidades indiscutíveis mas que, em argamassas destinadas à recuperação de alvenarias antigas não é aconselhável, dadas as características que lhes confere e que as tornam incompatíveis com os materiais antigos, como a insuficiente permeabilidade ao vapor de água, o elevado módulo de elasticidade e a presença de hidróxidos alcalinos que podem reagir com as soluções salinas que penetram por capilaridade, originando sais solúveis.

Acontece que muitos construtores são desfavoráveis à utilização da cal porque já não dominam a forma de preparar e aplicar este material que tem um processo de endurecimento muito diferente dos ligantes hidráulicos. Este processo de carbonatação lento das argamassas de cal hidratada não convida à sua aplicação em rebocos e acabamentos, onde apesar de tudo na última década começaram a ser usadas de uma forma tímida em obras de recuperação, e muito menos em argamassas de assentamento e em injeções para consolidação de alvenarias, onde o contacto com o ar é praticamente inexistente e portanto o endurecimento é ainda mais lento.

Também alguns processos tradicionais de execução de argamassas deixaram de ser praticados. As argamassas são actualmente preparadas no dia em que vão ser aplicadas e, quando se utilizam ligantes hidráulicos, é fundamental que assim aconteça. No entanto, os ligantes aéreos, desde que se mantenham convenientemente humedecidos, poderão ser preparados antecipadamente em relação à data de aplicação em obra. Nos inquéritos efectuados a pedreiros em trabalhos anteriores [1], foi indicado por estes que era frequente deixar as massas, em traço, com pouca água, um dia ou mais antes de serem aplicadas. Há referências a que o traço ficava a aguardar quinze dias, um mês ou mais antes de ser aplicado. [1, 2, 3, 4].

Também na cal em pasta, dado que a presença em excesso da água não permite o seu contacto directo com o ar, não há o risco da carbonatação do material, pelo que, quando é utilizado, toda a cal funciona como ligante, o que nem sempre acontece com a cal hidratada em pó.

2 Materiais seleccionados

No trabalho laboratorial desenvolvido procurou-se conhecer a influência do processo de preparação da argamassa na qualidade da mesma e simultaneamente a influência do tempo de maturação da cal. Por outro lado, procurou-se estudar argamassas executadas em obra preparadas com cal em pó e em pasta,

com diferentes tempos de extinção. Para o efeito, foram estudadas argamassas em pasta e na fase endurecida, analisando tempos de secagem distintos.

Para os ensaios, foram seleccionados os seguintes materiais:

AREIAS E MISTURAS:

A1 - areia de areeiro de Santa Margarida - fina;

A2 - areia de areeiro de Santa Margarida - grossa;

A3 - mistura de areias de areeiro de Santa Margarida - 1/3 fina + 2/3 grossa;

CAIS:

Ca 1 - Cal hidratada da Lusical em pó;

Ca 2 - Cal em pasta - União de Gessos - extinção prolongada - 5 anos (2000);

Ca 3 - Cal em pasta - zona de Trigaches - extinção recente - (2005);

Ca 4 - Cal em pedra - União de Gessos.

2.1 Influência do processo de extinção da cal

Em trabalhos anteriores [1], na análise mineralógica de amostras de cal branca e de cal preta, verificou-se que a percentagem de cal carbonatada é elevada quando o produto é armazenado em condições deficientes, chegando a atingir o valor de 25% (Tabela 1).

Tabela 1: Análise mineralógica de algumas cais.

Local	CaCO ₃	CaMg(CO ₃) ₂	Ca(OH) ₂	Mg(OH) ₂	CaO	MgO	Outros
Alcanede	23,0	--	74,0	--	--	--	3,0
Montes Claros (branca)	25,0	--	70,0	--	--	--	4,0
Montes Claros (preta - fornecedor)	22,8	vestígios	42,8	17,6	--	--	17,0
Montes Claros (preta - obra)	9,0	--	51,0	37,0	1,0	1,0	1,0

De facto repare-se que a cal preta, quando extinta pelo fornecedor, acusou valores mais elevados de cal carbonatada do que a cal extinta em obra. O tempo que medeia desde a altura em que a cal é extinta e a sua utilização em obra, bem como o cuidado no processo de armazenamento do material são fundamentais para que esta mantenha as suas características. O facto de os pedreiros, quando inquiridos, referirem que as cais actuais já não têm as características das cais antigas pode estar fortemente relacionado com os processos de execução da argamassa, porque eram os próprios que faziam a extinção da cal

em obra e a utilizavam após ser traçada com a areia. Com estes procedimentos, evitava-se que a cal estivesse em pó por períodos prolongados e, naturalmente, evitava-se a sua combinação com o dióxido de carbono da atmosfera antes de ser utilizada.

Nos ensaios efectuados em laboratório para avaliação do processo de extinção da cal, a cal em pedra, CaO, foi partida em pequenas porções, sendo depois incorporada na mistura das areias A1 e A2 que foram utilizadas secas (Figura 1). O traço de **1 (ligante em pedra) : 3 (agregado)**, foi medido em volume adicionando um balde de cal em pedra a dois baldes de areia grossa e um balde de areia fina, procurando traduzir a forma de utilização destes materiais em obra. À mistura foi, posteriormente, adicionada água em pequenas quantidades para garantir que toda a cal hidratava, com a transformação do óxido de cálcio em hidróxido de cálcio:



Figura 1: Várias fases da preparação da mistura de areia com cal viva.

A massa foi preparada num dia e os provetes foram moldados em duas fases, após um dia - argamassa 12 B - e após sete dias da sua preparação - argamassa 12 B1. A pasta foi mantida num recipiente que foi tapado para evitar a evaporação da água, mantendo húmida a argamassa e não permitindo a sua carbonatação.

As argamassas, antes de serem moldadas, foram introduzidas na misturadora onde foi adicionada alguma água até as pastas ganharem uma adequada consistência. Na Tabela 2, são fornecidas as quantidades de materiais adicionados.

Tabela 2: Materiais utilizados e massas volúmicas.

	Água	Ca 4	A2	A1
Massa volúmica (kg/m ³)	1000	333,85*	1 485,4	1 452,4
Quantidade de material	11 l	5 341,0 g	18 140,8 g	7 957,9 g

* Considerando que a cal em pedra aumenta de volume 2.0 vezes quando é hidratada, facto este baseado em ensaios preliminares que se fizeram

O processo utilizado originou a introdução de uma grande percentagem de ligante. Introduzindo, posteriormente para cálculo, as massas volúmicas dos materiais, concluiu-se que o traço volumétrico usado foi de **1 (ligante em pó) : 1.11 (agregado)**.

Na Tabela 3, são apresentados os resultados dos ensaios efectuados com as argamassas em pasta com o traço em volume calculado.

Tabela 3: Resultados dos ensaios das argamassas em pasta preparadas para o estudo de maturação da cal.

Identificação da argamassa	12-B (1 dia)	12-B1 (7 dias)
Quantidade de água (ml)	250	80
Espalhamento (mm)	142	148
Massa volúmica em pasta (kg/m ³)	1 863.4	1 920.6

Pôde-se apurar, durante a execução dos provetes, que após sete dias de repouso, os materiais areia e cal estavam mais ligados entre si, tendo-se registado um valor superior da massa volúmica, para além de ter sido necessário adicionar uma quantidade muito menor de água para obter uma trabalhabilidade suficiente para a argamassa ser aplicada. Note-se que o valor do espalhamento obtido para a argamassa 12-B1 é um pouco superior ao da argamassa 12-B, apesar da quantidade de água inferior. As argamassas aplicadas em tijolos furados mostraram um grau elevado de fissuração, sendo esta também menos generalizada na argamassa 12-B1.

A Tabela 4 contém os resultados dos ensaios das argamassas endurecidas.

Tabela 4 : Resultados dos ensaios das argamassas endurecidas preparadas para o estudo de maturação da cal viva apagada com areia.

Identificação da argamassa	12-B (1 dia)	12-B1 (7 dias)
Módulo de elasticidade aos 28 dias (MPa)	4183,0	5147,0
Módulo de elasticidade aos 90 dias (MPa)	4813,0	4647,0
Resistência à flexão aos 28 dias (MPa)	0,30	0,47
Resistência à flexão aos 90 dias (MPa)	0,43	0,60
Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	0,57	0,58
Resistência à compressão aos 90 dias (MPa)	0,97	1,08
Relação flexão/ compressão aos 28 dias	0,53	0,81
Relação flexão/ compressão aos 90 dias	0,44	0,56
Coefficiente de capilaridade aos 28 dias (kg/m ² .min ^{1/2})	1,53	1,33
Coefficiente de capilaridade aos 90 dias (kg/m ² .min ^{1/2})	1,65	1,48

Quanto ao comportamento mecânico das argamassas, verifica-se que cumprem os requisitos mínimos para serem aplicadas, enquanto que, nos parâmetros avaliados de comportamento à água, os valores do coeficiente de capilaridade são elevados [5].

O tempo de maturação de sete dias teve influência positiva no comportamento da argamassa endurecida. Nomeadamente, registaram-se valores superiores de resistências mecânicas, também das relações flexão / compressão e uma redução do coeficiente de capilaridade. Por outro lado, aos 28 dias, o módulo de elasticidade aumentou, o que é desfavorável, mas os valores aproximaram-se aos 90 dias, sendo todos os valores moderados.

As argamassas foram observadas numa lupa binocular, com uma ampliação de 7.5 a 30 vezes onde pôde ser observada a microfissuração, não se assinalando grandes diferenças, neste aspecto, entre a argamassa moldada com 1 ou 7 dias (Figura 2). Esta ocorrência pode não ter permitido obter melhores resistências mecânicas e ter criado caminhos fáceis à penetração de água em ambas as argamassas.

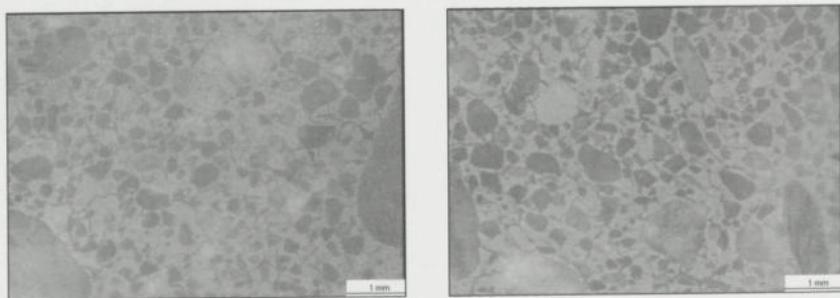


Figura 2: Observação à lupa binocular das argamassas 12-B (à esquerda) e 12-B1 (à direita).

As argamassas com grande dosagem de ligante foram utilizadas no passado [2, 6]. De qualquer forma, a sua aplicação tem que ser muito cuidada, nomeadamente ao nível da espessura das camadas e no tempo de espera de aplicação de cada uma delas. Como o processo de carbonatação é lento, as resistências das argamassas com grandes percentagens de cal, nos primeiros dias, são mais baixas [7].

2.2 Aplicações em obra

Um dos problemas que se encontra no estudo das argamassas vem da dificuldade em se reproduzir as condições naturais em que estas vão ser aplicadas, nomeadamente a porosidade do paramento e as trocas de vapor de água que

ocorrem entre o interior e o exterior dos edifícios, entre outras características. Por outro lado, as argamassas em laboratório são testadas em moldes que não favorecem o processo de carbonatação quando o ligante único é a cal aérea. No entanto, os testes laboratoriais são válidos e preciosos porque permitem estabelecer diversas comparações de resultados e confrontá-los também com pesquisas de outros investigadores. A aplicação de argamassas em obra é um complemento fundamental aos testes laboratoriais para conhecer as suas características de durabilidade face aos agentes exteriores e de compatibilidade com as alvenarias. Assim, foram aplicadas algumas argamassas em obra nas datas de 15 e 16 de Julho de 2005, com o objectivo de testar, entre outros, os seguintes factores:

- comparação de comportamento de argamassas preparadas com cal em pasta relativamente à cal em pó;
- diferença de comportamento de argamassas preparadas com uma cal em pasta de extinção recente (2005) e com outra de período de maturação longo (2000).

O edifício escolhido para a aplicação das argamassas é uma construção antiga localizada numa das praças mais emblemáticas da cidade de Beja, a Praça da República. Na Tabela 5 são apresentadas as características das argamassas executadas.

Tabela 5: Tipos de cais e traços empregues.

Identificação	14 C	14C1	15 C	15C1	16 C	16C1
Tipo de cal	Cal em pasta recente		Cal em pasta antiga		Cal hidratada em pó	
Tipo de agregados	A3	A1	A3	A1	A3	A1
Massa volúmica das cais (kg/m ³)	801.2*		801.2*		667.7	
Traço em volume (obra)	1 ligante: 3 agregado		1 ligante: 3 agregado		1 ligante: 3 agregado	
Traço em volume (corrigido com as massas volúmicas do ligante)	1 ligante: 3.75 agregado		1 ligante: 3.75 agregado		1 ligante: 3 agregado	

* Considerando que a cal em pasta tem 20% de água na sua constituição.

As condições de aplicação não foram as ideais devido ao forte calor que se sentia na cidade em Julho, com temperaturas perto dos 40 °C. Houve o cuidado de molhar os paramentos e, após aplicação das argamassas, não permitir a sua secagem rápida, molhando-as frequentemente. As argamassas escolhidas foram aplicadas numa zona baixa do edifício onde foi picada a última camada de reboco e a camada de acabamento que se mostrava deteriorada devido à existên-

cia de argamassas com cimento. As camadas de reboco originais permaneceram no edifício.

Verificou-se que as argamassas preparadas com cal em pasta de extinção antiga foram mais fáceis de misturar, o que foi conseguido sem a adição de qualquer quantidade de água, ganhando-se uma pasta perfeitamente homogênea (Figura 3). Para o pedreiro foi mais simples a aplicação das argamassas de cal em pasta do que a de cal em pó, que se apresentava menos coesa. A argamassa mais difícil de preparar foi a de cal em pasta de extinção recente porque se apresentava muito densa e não foi possível eliminar todos os grãos de cal existentes na mistura manual efectuada, o que obrigou a uma maior junção de água (Figura 4).

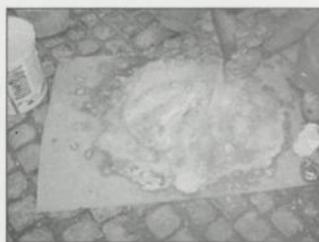


Figura 3: Aspecto da argamassa preparada com cal em pasta antiga. Figura 4: Preparação da argamassa com cal em pasta recente.

As argamassas foram aplicadas em duas camadas, a primeira com uma mistura de areia grossa e areia fina de Santa Margarida na proporção em volume de 2/3 e 1/3, respectivamente, e a camada final apenas com areia fina de Santa Margarida. A primeira camada foi aplicada com uma espessura de, aproximadamente, 10 mm e a de acabamento com uma espessura de cerca de 2 a 3 mm. A camada de acabamento foi afagada com uma talocha de madeira, mantendo o reboco com uma ligeira rugosidade (Figuras 5 e 6). Os traços mantiveram-se da primeira para a segunda camada de acabamento, em cada um dos painéis realizados. A técnica usada foi de camada fresca sobre camada fresca. Esta forma de aplicar os revestimentos deve-se à pequena espessura do acabamento tendo-se considerado, neste caso em particular, que seria aconselhável privilegiar a aderência entre as duas camadas.



Figura 5: Aspecto das argamassas aplicadas em obra - 1ª camada.



Figura 6: Aspecto das argamassas aplicadas em obra - camada de acabamento.

No painel moldado com a cal em pasta recente, foram visíveis pequenas fissuras uma semana após a aplicação das argamassas. Uma das razões possíveis para tal é a adição de água ter sido superior para que a argamassa ganhasse a plasticidade necessária para ser aplicada. No painel moldado com cal em pasta antiga não se registou qualquer dano. No painel moldado com a cal em pó verificaram-se algumas fissuras, principalmente junto a uma zona que se encontrava bastante deteriorada e onde se aplicou uma espessura de argamassa superior à dos restantes locais.

A cor ganha pelo uso de uma cal em pasta branca com areias de cor clara originou painéis de coloração muito próxima do branco o que propiciou uma excelente base para a aplicação da caição que foi efectuada posteriormente com a cal mais antiga. Esta camada veio colmatar toda a fissuração observada nos rebocos, não existindo qualquer patologia a registar actualmente, passados quatro meses, nos revestimentos aplicados.

As argamassas foram transportadas da obra, em Beja, para o LNEC, em Lisboa onde os ensaios laboratoriais foram efectuados. A Tabela 6 contém alguns resultados desse trabalho utilizando os materiais e traços definidos na Tabela 5.

Tabela 6 : Resultados dos ensaios de laboratório.

	14 C	14C1	15 C	15C1	16 C	16C1
Tipo de cal	Cal em pasta recente		Cal em pasta antiga		Cal hidratada em pó	
Espalhamento (mm)	123,5	133,0	110,0	119,8	129,3	131,3
Resistência à flexão aos 90 dias (MPa)	0,73	0,87	0,73	0,75	0,80	0,60
Resistência à compressão aos 90 dias (MPa)	1,50	1,53	1,65	1,35	1,63	1,32
Relação flexão/ compressão	0,49	0,57	0,44	0,56	0,49	0,45
Coefficiente de capilaridade aos 28 dias ($\text{kg/m}^2\text{-min}^{1/2}$)	2,04	1,86	1,69	1,60	1,64	1,38

Também nestas argamassas ensaiadas, os parâmetros avaliados do comportamento mecânico cumprem os requisitos mínimos para serem aplicadas, enquanto que o coeficiente de capilaridade é superior ao aconselhável, embora o ensaio, realizado aos 28 dias, não seja muito significativo [5].

As resistências à flexão e à compressão foram semelhantes para todas as argamassas.

Em obra os materiais foram misturados sem controlo de água, tendo o pedreiro adicionado a água que considerou essencial para a pasta ser trabalhável. No entanto, nas argamassas de cal antiga, 15C e 15C1, não houve adição de água. Na generalidade, registou-se maior espalhamento nas argamassas executadas com as areias finas, sendo o coeficiente de capilaridade mais baixo nestas argamassas. O valor do coeficiente de capilaridade é um pouco superior para as argamassas com cal em pasta recente, 14C e 14C1.

Em síntese, nos ensaios com argamassas feitas em obra, não se revelaram melhorias significativas das argamassas preparadas com cal em pasta comparativamente às argamassas preparadas com cal em pó. Note-se, no entanto, que o teor de Ca(OH)_2 das argamassas com cal em pasta é menor que o das argamassas com cal em pó, devido à quantidade de água que a cal em pasta contém. É necessário, em laboratório, despistar alguns desvios que se verificaram nos traços aplicados para que se tornem mais comparáveis.

3 Considerações finais

A utilização de argamassas de cal aérea justifica-se por diversas razões: históricas, de compatibilidade entre materiais e de imagem urbana. Acontece que este material, face ao seu concorrente, o cimento, apresenta algumas desvantagens, nomeadamente de endurecimento inicial, tornando-os muito susceptíveis a qualquer acção exterior. Assim, é importante que se adquiram adequadas características destas argamassas, através de factores de qualidade dos próprios materiais que as constituem, a cal, o agregado ou a junção de elemen-

tos adicionais, bem como a utilização de metodologias de preparação convenientes.

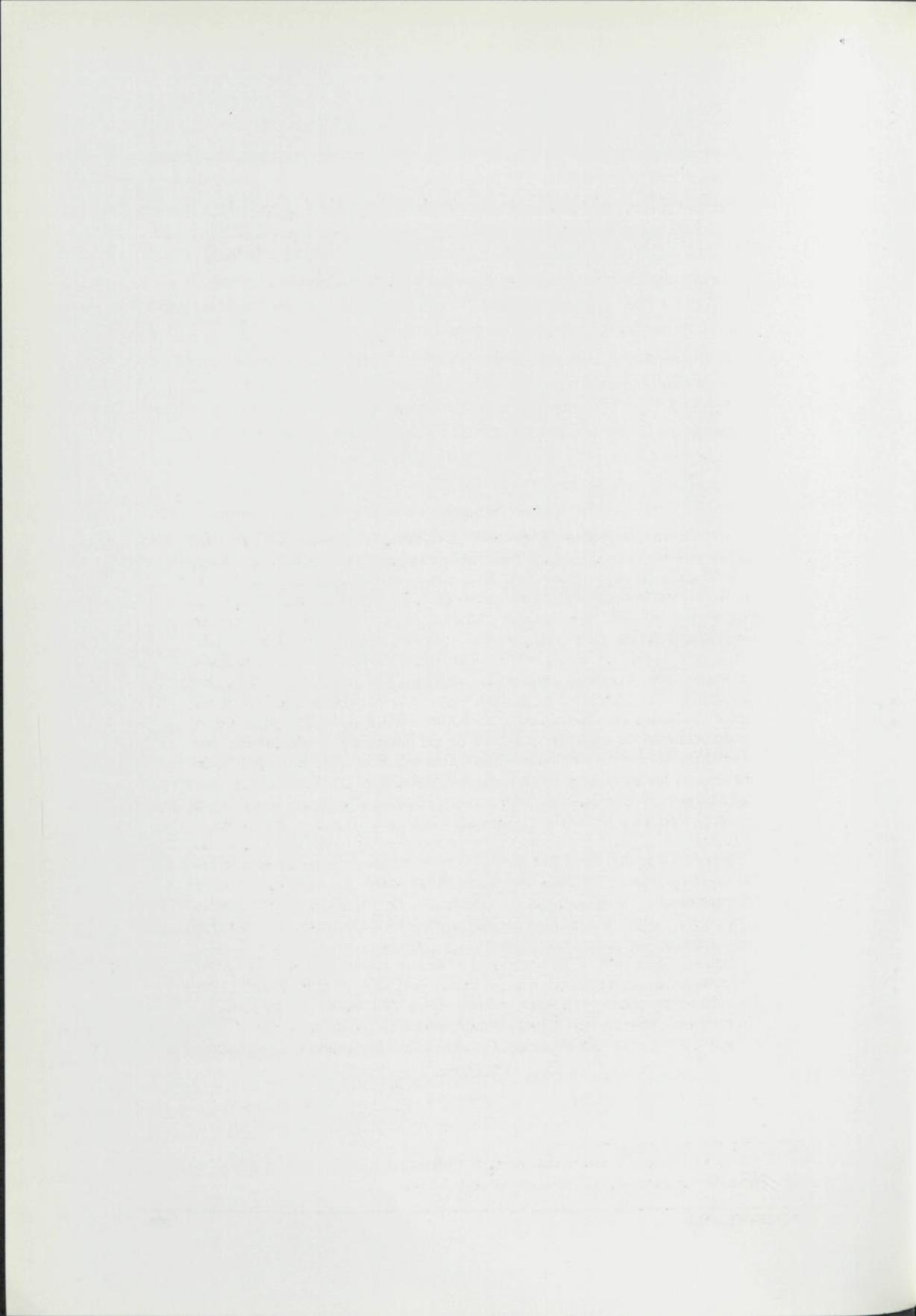
O estudo preliminar já realizado permitiu verificar que:

- nas argamassas preparadas com cal viva extinta com areia (12-B e 12-B1), o processo de maturação mais longo da cal tem uma influência positiva na plasticidade das argamassas, evitando a junção de muita água durante a execução das mesmas, o que contribui para melhorar as suas características mecânicas e de capilaridade;
- as aplicações em obra de argamassas de cal em pasta e de cal em pó e os ensaios laboratoriais dessas argamassas não mostraram diferenças significativas de comportamento; contudo, a cal em pasta tem a grande vantagem de ser um ligante que não perde qualidades com o armazenamento, comparativamente com a cal aérea em pó.

A continuação do estudo com ensaios em maior número e a mais longo prazo e com a correção de alguns factores que dificultam a comparação de resultados, como o teor real de hidróxido de cálcio e a quantidade de água, permitirão, espera-se, fundamentar conclusões mais claras sobre as vantagens e desvantagens dos vários métodos de preparação das argamassas de cal.

4 Bibliografia

- [1] Margalha, M. G. *O uso da cal em argamassas no Alentejo*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Évora, 1997.
- [2] Malinowski, E. S. *Historic mortars revived*, Repair Mortars for Historic Masonry, RILEM, Delft, Janeiro 2005.
- [3] Hughes, J. et.al, *Compressive and flexural strength testing of brick masonry panels constructed with two contrasting traditionally produced lime mortars*, RILEM, Delft, Janeiro 2005.
- [4] Veiga, Rosário, et.al., *Conservação e renovação de revestimentos de paredes de edifícios antigos*, LNEC, Lisboa, 2004.
- [5] Veiga, Rosário, *Argamassas para revestimento de paredes de edifícios antigos. Características e campo de aplicação de algumas formulações correntes*, 3.º Encore, LNEC, 2003.
- [6] Luxán, M.P., *Características de las argamasas antiguas desde la perspectiva de los revocos e su durabilidad*, Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, Lisboa, Maio 2003.
- [7] Stefanidou, M. et.al., *The role of aggregates on the structure and properties of lime mortars*, Cement and Concrete Composites, 27, 2005.p.914-919.



SUBPRODUTOS INDUSTRIAIS COMO COMPONENTES POZOLÂNICOS EM ARGAMASSAS DE CAL AÉREA

Paulina Faria Rodrigues*

Correio electrónico: mpr@fct.unl.pt

Fernando M. A. Henriques†

Correio electrónico: fh@fct.unl.pt

Resumo

As argamassas podem ter diversos tipos de aplicações em edifícios. No âmbito da conservação de edifícios históricos podem ser considerados os casos de utilizações em rebocos exteriores e interiores, no refecimento de juntas de alvenarias existentes ou como caldas de injeção para consolidação de alvenarias antigas. São também diferenciadas as características que as argamassas devem apresentar, de modo a darem resposta aos requisitos de cada tipo específico de aplicação. Entre estes destacam-se a necessária hidraulicidade das argamassas para aplicação, na forma de caldas, em injeções de consolidação do núcleo central de paredes espessas ou em zonas mais profundas no refecimento de juntas. Nestes tipos de aplicações, o endurecimento de argamassas à base de cal aérea, que se desenvolve por carbonatação, é muito limitado e lento, pelo reduzido contacto do hidróxido de cálcio da argamassa com o dióxido de carbono. Torna-se por isso imprescindível o recurso a argamassas hidráulicas, cuja presa se possa desenvolver, pelo menos parcialmente, por hidratação dos constituintes. Referem-se alguns problemas que podem ocorrer pela utilização de argamassas com ligantes hidráulicos correntes, à base de cimento. Apresenta-se a possibilidade do recurso a argamassas com base em cal aérea e componentes pozolânicos como hipóteses de argamassas hidráulicas compatíveis com os tipos de materiais e elementos existentes nos edifícios em questão. Descreve-se o tipo de reacção que ocorre entre o ligante utilizado e diferentes componentes pozolânicos que podem ser utilizados. Apresentam-se tendências ao nível de características deste tipo de argamassas e referem-se outros materiais, muitos deles resultantes de subprodutos industriais, que têm vindo a ser analisados para este tipo de utilização.

Palavras-chave: Edifício histórico, Conservação, Argamassa, Hidraulicidade, Pozolana.

* Professora Auxiliar, Universidade Nova de Lisboa.

† Professor Catedrático, Universidade Nova de Lisboa.

1 Introdução

As argamassas são um dos componentes fundamentais dos edifícios, onde podem ter vários tipos de aplicações. São disso exemplo as aplicações em rebocos de protecção das alvenarias contra acções exteriores ou interiores, como caldas de injeção para consolidação de alvenarias antigas, no refechamento de juntas nas quais as argamassas são inexistentes ou tenham deixado de conseguir cumprir os objectivos a que se propunham. Podem ainda ser referidas aplicações em juntas de assentamento de alvenarias de diferentes materiais ou na reconstituição visual de elementos de pedra. Os primeiros destes tipos de aplicação são específicos de intervenções em edifícios históricos, enquanto os últimos tipos referidos dificilmente podem ser considerados no âmbito da conservação de edifícios (de acordo com a teoria actualmente vigente de conservação), configurando situações de restauro. Sendo tão diferentes os tipos de aplicação em que as argamassas podem ser utilizadas para aplicação em conservação de edifícios históricos, necessariamente serão também distintas as características que essas argamassas devem apresentar (de modo a darem resposta aos requisitos de cada tipo específico de aplicação). Para além das questões referidas, pela sua importância e condicionantes impostas às argamassas, deve ainda ser avaliado o tipo e estado da alvenaria e as condições envolventes ambientais.

Enquanto uma argamassa para aplicação em reboco exterior apresentará como imperativo principal a protecção contra a acção da água, para uma aplicada em reboco interior será mais condicionante a protecção contra acções mecânicas, enquanto para uma argamassa a aplicar no refechamento de juntas a estabilidade estrutural, a par com a protecção contra a água, serão fundamentais, mantendo-se a estabilidade estrutural como condicionante no caso de caldas para injeção. De modo a conseguir garantir as condicionantes apresentadas, uma argamassa para reboco exterior deverá apresentar baixa absorção de água por capilaridade e elevada permeabilidade ao vapor de água, enquanto outra aplicada em reboco interior deverá registar uma boa dureza superficial; uma argamassa para refechar juntas deverá apresentar baixa absorção de água, elevada permeabilidade ao vapor de água e alguma expansibilidade; uma calda para injeção deve registar facilidade de injeção [1].

Em face das características a exigir às diferentes argamassas a aplicar em edifícios históricos verifica-se que, contrariamente ao que sucede na indústria da construção em geral – em que a maior preocupação será a durabilidade da nova argamassa e os aspectos económicos associados –, para a conservação deste tipo de edifícios com elevado valor cultural, a questão prioritária deve estar centrada na durabilidade da alvenaria que a argamassa é suposto proteger. A argamassa deve assim, contribuir para a preservação física dos materiais e estruturas existentes durante o período de tempo em que possa estar funcional, e ser passível de ser removida, sem produzir danos, quando perder essa funci-

onalidade. Este último aspecto refere-se à questão da reversibilidade, fundamental para a definição das características físicas e mecânicas das argamassas de substituição, uma vez que se deve procurar que estas cumpram o seu papel protector da alvenaria durante o maior período de tempo possível, mas que possam ser substituídas quando a sua vida útil terminar, sem causarem danos à alvenaria.

2 Características Principais das Argamassas

Tendo por base um artigo recente [1], apresentam-se mais em detalhe as características principais das argamassas de substituição, em função do seu tipo de aplicação.

a) Argamassas para rebocos exteriores

As características principais das argamassas para rebocos exteriores necessárias para a protecção das alvenarias nas quais estejam aplicadas, de forma a reduzir a sua degradação, são:

- baixa absorção capilar, quer em termos de velocidade de absorção, quer quanto à quantidade total de água absorvida;
- boa permeabilidade ao vapor de água, de modo a possibilitar a evaporação da água que se infiltre na argamassa; sem ser excessiva para não induzir a possibilidade de ocorrência de criptoflorescências, pela cristalização de sais solúveis no seio da argamassa ou na interface entre o revestimento e o suporte;
- estabilidade dimensional tanto ao nível de baixa retracção por secagem, como a mais longo prazo, evitando a criação de tensões entre a alvenaria e o revestimento, que possam provocar a perda de aderência entre elas;
- quanto às características mecânicas, as argamassas devem ser mais deformáveis e mais fracas que as alvenarias de suporte e que cada camada sucessiva;
- boa aderência, sem que o ponto anterior seja posto em causa;
- baixa libertação de sais solúveis, não só para a preservação da alvenaria como para a durabilidade da argamassa.

Do ponto de vista da prevenção da degradação de uma argamassa devem ser considerados os seguintes aspectos:

- boa resistência aos sais solúveis inevitavelmente presentes em alvenarias antigas, nomeadamente aos que têm acção eminentemente química, como é o caso dos sulfatos (em presença de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados podem conduzir à formação de etringite e taumasite – sulfo-silicatos e sulfo-aluminatos de cálcio hidratados, muito expansi-

vos e destrutivos) e aos que actuam essencialmente de forma mecânica, como os cloretos (necessidade de elevadas resistências mecânicas e/ou elevadas porometrias, de modo aos poros da argamassa possuírem espaço suficiente para os sais poderem cristalizar e dissolver-se no seu volume, sem produzirem tensões na envolvente);

- boa resistência a ciclos de gelo/degelo, acção puramente mecânica que requer características semelhantes às referidas no caso dos cloretos e simultaneamente, reduzida absorção e retenção de água;
- boa evaporação da água, para se minorarem os efeitos do gelo e do transporte e cristalização dos sais solúveis;
- resistências mecânicas suficientemente altas de modo a suportarem as acções anteriormente referidas e por acção de choques;
- presa em período de tempo suficientemente curto para prevenir deteriorações devido a resistências mecânicas iniciais insuficientes.

b) Argamassas para refechamento de juntas

As juntas existem para distribuição das tensões de um elemento da alvenaria para outro, aumentando o coeficiente de atrito que previne os elementos de se movimentarem da sua posição. Deste modo é fundamental que uma argamassa para refechamento de juntas possua:

- resistência à compressão suficiente para suportar as tensões que existem ou podem vir a desenvolver-se na alvenaria;
- ligeira expansibilidade a fim de se criar uma boa base para a distribuição de tensões, uma vez que qualquer redução da área de contacto entre as unidades da alvenaria e a argamassa da junta contribui para o aumento das tensões nessa zona;
- capacidade de atingir cura adequada mesmo em zonas com dificuldade de acesso do dióxido de carbono (caso de preenchimento de juntas profundas), o que requer alguma hidraulicidade;
- boa resistência aos sais solúveis, na interface com a atmosfera;
- baixa absorção capilar da água e elevada permeabilidade ao vapor da água, compatíveis com o tipo e características das unidades da alvenaria (especialmente em casos em que a alvenaria vai ficar à vista, sem protecção por revestimento); compatibilização do desempenho – que normalmente requer reduzida compacidade da argamassa – com os requisitos anteriores de elevada resistência mecânica.

Tal como no caso das argamassas para reboco, também no caso das argamassas para refechamento de juntas a situação é contraditória entre alguns dos requisitos que as argamassas devem cumprir, sendo a maior dificuldade a procura do equilíbrio certo entre estes factores discrepantes. Enquanto as arga-

massas de reboco não devem apresentar qualquer tipo de fendilhação, esta não será condicionante no caso de argamassas para refechamento de juntas (especialmente em paramentos que venham a ser posteriormente revestidos). No entanto, as argamassas para refechamento de juntas e respectivas características devem ser avaliadas a partir do seu tipo específico de aplicação. Assim, pode distinguir-se entre:

- argamassas para refechamento de juntas à vista (não revestidas)
 - aplicadas junto à superfície (até 3 cm de profundidade)
 - aplicadas em profundidade
- argamassas para refechamento de juntas de alvenarias revestidas.

Verifica-se que as argamassas para refechamento de juntas de alvenarias revestidas e aplicadas em profundidade correspondem a situações menos exigentes do que as aplicadas expostas à superfície, uma vez estas últimas, para além do aspecto estrutural, têm também de ter em conta o comportamento face à capilaridade e o modo como resistem à acção dos sais solúveis. Por vezes recorre-se à aplicação de um tipo de argamassa em profundidade menos elaborada em termos de características (e geralmente menos dispendiosa), comparativamente à utilizada à superfície. Compatibilizados com os elementos da alvenaria e com as argamassas utilizadas mais em profundidade, estas argamassas para aplicação à superfície das juntas devem cumprir os seguintes requisitos: boa aderência e ligeira expansibilidade após a cura; baixa absorção capilar de água; elevada permeabilidade ao vapor de água; boa resistência aos sais solúveis; boa resistência a ciclos gelo/degelo; reduzida libertação de sais solúveis; características mecânicas adequadas; dureza superficial; cor e textura adequada.

c) Caldas para injeção

Embora o intuito da aplicação das caldas de injeção seja o acréscimo da estabilidade estrutural das alvenarias, a persecução destes objectivos depende, antes de mais, da capacidade de injeção das caldas e só depois das suas características mecânicas. O principal objectivo deriva da necessidade de preencher o maior volume de vazios (daí a necessidade de boa injectabilidade) e diminuir o mais possível a retracção.

Os requisitos a cumprir pelas caldas serão:

- capacidade de penetração em pequenos vazios, por condicionar o nível de consolidação;
- boa estabilidade, sem produzir separação entre a água e a restante massa da calda, nem segregação entre materiais de granulometrias diferentes;
- baixas viscosidade e resistência inicial ao escoamento;

- reduzida retracção para recriar a máxima compactação dos materiais originais;
- comportamento hidráulico para desenvolver resistências iniciais pouco depois de aplicada e continuar a cura mesmo em ambiente com pouco acesso de dióxido de carbono;
- características mecânicas compatíveis com as da alvenaria existente, especialmente em termos de deformabilidade, para que a alvenaria continue a poder deformar-se, rearranjando as tensões em presença;
- microestrutura (em termos de porosidade e de porometria – dimensão dos poros) compatível com a dos materiais existentes, que por sua vez a vão condicionar fortemente;
- estabilidade na presença de sulfatos que existem na maior parte das alvenarias antigas e que, combinando-se com os silicatos e aluminatos hidratados existentes em caldas com comportamento hidráulico, podem produzir compostos do tipo da etringite e da taumasite que são muito destrutivos e que podem pôr em causa as condições de segurança da alvenaria;
- reduzida libertação de sais solúveis, para não ocorrer o risco de aumentar ainda mais a taxa de deterioração da alvenaria.

Neste caso específico de aplicação de caldas por injeção, constata-se a dificuldade de garantir a reversibilidade das actuações, pelo que estas deverão ser particularmente bem estudadas e aplicadas.

3 Argamassas com base em ligantes hidráulicos

As argamassas com base em ligantes hidráulicos, de um modo geral e face às alvenarias antigas, apresentam: resistências mecânicas muito superiores; deformabilidade muito inferior; elevada libertação de teores em sais solúveis; desenvolvimento de compostos expansivos do tipo da etringite e da taumasite quando em contacto com sulfatos; susceptibilidade à fendilhação; baixa absorção capilar mas associada a baixa permeabilidade ao vapor de água, o que dificulta a secagem e a evaporação de água que se possa ter infiltrado; possibilidade de ganharem presa mesmo em ambientes muito húmidos e com fraca presença de dióxido de carbono. Constata-se que as características apresentadas pelas argamassas com base em ligantes hidráulicos revelam a sua incompatibilidade, a quase todos os níveis, face às alvenarias antigas. Daí que a sua aplicação em edifícios históricos deva ser muito condicionada.

4 Argamassas com base em cal aérea

As argamassas com cal aérea como ligante único, comparativamente às alvenarias antigas, apresentam como características: resistências mecânicas compatíveis mas obtidas a longo prazo; boa deformabilidade; elevada absorção capilar mas associada a elevada permeabilidade ao vapor de água, facilitando a secagem da água que se possa infiltrar; por aperto da argamassas após retracção inicial de secagem, capacidade de refechamento das fendas que se possam ter desenvolvido; reduzida resistência aos sais solúveis que actuem por acção mecânica e química (casos dos cloretos e dos sulfatos); baixa dureza superficial; dificuldade em ganhar presa em ambientes muito húmidos ou com fraco contacto com dióxido de carbono. No entanto, através da incorporação de componentes pozolânicos (materiais contendo sílica e alumina amorfa) neste tipo de argamassas, desenvolve-se entre o hidróxido de cálcio da cal aérea e os silicatos e aluminatos dos constituintes pozolânicos, uma reacção designada como pozolânica, em que se formam silicatos e aluminatos de cálcio hidratados (do tipo dos desenvolvidos nas reacções de hidratação de argamassas de ligantes hidráulicos). Através destes produtos, as argamassas com base em cal aérea desenvolvem um comportamento hidráulico, que lhes confere uma melhoria relativamente a algumas características. Entre elas contam-se a possibilidade de passarem a fazer presa mesmo em ambientes húmidos ou com reduzido contacto com dióxido de carbono, uma vez que a cura deixa de ocorrer exclusivamente por carbonatação do ligante, passando a desenvolver-se parcialmente também por hidratação.

4.1 Tipos de componentes pozolânicos

Como componentes pozolânicos podem utilizar-se pozolanas naturais, que são genericamente lavas vulcânicas meteorizadas ou pozolanas artificiais, que podem resultar directamente de subprodutos industriais ou basicamente de argilas após serem sujeitas a tratamento térmico.

Entre estas últimas podem salientar-se: cinzas volantes - subproduto resultante das centrais termoeléctricas funcionando a carvão mineral e que são sujeitas a moagem para aumentar a sua superfície específica (em Portugal são adquiridas na sua totalidade pelas cimenteiras para incorporação no "Cimento Pozolânico"); pós de barros vermelhos para construção civil resultantes de tratamentos térmicos a baixas temperaturas e durante curtos períodos de tempo; apresentando esta indústria elevados desperdícios (principalmente ao nível de material cozido), será possível o reaproveitamento do respectivo resíduo, desde que a temperatura de cozedura não tenha sido muito elevada (inferior a



900 °C)[†]; metacaulinos resultantes de tratamentos térmicos a temperaturas baixas de caulinos em pó (sendo o caulino um material utilizado em várias indústrias - caso, por exemplo, da indústria do papel -, será possível o reaproveitamento do respectivo resíduo industrial ; cinzas de casca de arroz resultantes de tratamentos térmicos a baixas temperaturas desse subproduto agro-industrial, de que Portugal é o maior produtor a nível europeu.

Como cada material de base, sujeito a determinado tratamento térmico e reduzido a pó com determinada superfície específica, produz um componente pozolânico com características específicas, é necessário otimizar o tratamento térmico e a moagem desses materiais, no sentido de, através do menor gasto energético, potenciar o desenvolvimento da sua máxima reactividade pozolânica. Esta situação, relativamente ao tratamento térmico, é obtida na fase em que a estrutura do material está no estado amorfo, antes de atingir a cristalização, podendo ser avaliada através de análises térmicas e por difracção por raios X. No que respeita à superfície específica, à partida quanto maior esta for, maior será a facilidade com que se desenvolverá a reacção pozolânica. No entanto, como a reacção pozolânica não depende apenas do componente pozolânico mas também da cal aérea, a optimização da reacção vai ainda depender da relação entre a sílica e a alumina presentes no componente pozolânico e o hidróxido de cálcio da cal aérea.

Por outro lado, face a condicionantes económicos, ecológicos e especialmente em termos de sustentabilidade ambiental, interessa incorporar resíduos que de outro modo poderiam ser utilizados em aplicações menores ou desaproveitados, conduzidos a aterro. Se paralelamente, através da sua incorporação, se conseguirem melhorar características das argamassas, garantindo que não se introduzem outros efeitos que possam ser prejudiciais, haverá que contabilizar ganhos, de acordo com as múltiplas perspectivas em presença.

4.2 Caracterização de argamassas de cal aérea e pozolanas

Em estudos que se têm vindo a desenvolver no seio do Grupo de Estudos de Património[§] da Universidade Nova de Lisboa, procedeu-se à caracterização de argamassas de cal aérea com incorporação de diversos componentes pozolânicos, de modo a poder aferir-se a sua contribuição em termos de: tratamento térmico a que tinham sido submetidos (no caso de componentes pozolânicos sujeitos a tratamentos térmicos para activação das suas características pozolânicas); proporção entre o traço de cal aérea e o do componente pozolânico (mantendo constante a relação entre o ligante e a areia); tipo de cura a que as argamassas foram sujeitas; alteração de características em função dos compo-

[†] Em granulometrias maiores do que a forma de pó e resultante de desperdícios cozidos a mais altas temperaturas, estes resíduos podem ainda ser utilizados substituindo parcialmente o agregado.

[§] <http://www.dec.fct.unl.pt/seccoos/smtc/webdoc5.htm>

nentes pozolânicos utilizados, por comparação com a argamassa padrão de cal aérea.

Utilizaram-se nove componentes pozolânicos distintos: uma pozolana natural, na granulometria em que era comercializada em saco; uma cinza volante na granulometria utilizada para o fabrico de cimento pozolânico; três pozolanas resultantes de diferentes tratamentos térmicos a que foi submetido um pó de barro vermelho recolhido em cru por despoeiradores numa fábrica de cerâmica de construção civil; quatro metacaulinos resultantes de diferentes tratamentos térmicos a que foi sujeito um caulino moído, passado pelo peneiro ASTM nº30. Utilizou-se sempre a mesma areia de rio e uma argamassa de cal aérea hidratada e areia como padrão. Foram preparadas três formulações com cada um dos diferentes componentes, mantendo sempre a proporção de uma parte de ligante (cal aérea e componente pozolânico) e duas partes de areia de rio. Os provetes foram sujeitos a duas curas distintas: seca (23°C e 50% de humidade relativa - HR) e húmida (~95% HR). Em publicações anteriores [2, 3] foram relatados de forma exaustiva, os resultados da caracterização efectuada. De modo conciso, salientam-se os seguintes aspectos: a melhoria genérica das características obtidas com estas argamassas, por comparação com a argamassa só de cal aérea; que proporções de componentes pozolânicos superiores à de cal aérea parecem ser contraproducentes; a grande influência das condições de cura nas características obtidas. Verifica-se a necessidade de se terem cuidados particulares durante a cura, de modo a garantir-se que esta não seja seca. Tal situação deve-se ao facto da reacção pozolânica (para formação dos silicatos e aluminatos de cálcio hidratados) ser lenta e só poder ocorrer na presença da água. Considera-se que as condições de cura em situações reais poderão ser intermédias entre as consideradas no estudo, sendo previsível que origemem valores intermédios nas várias características analisadas. No que respeita às características das argamassas salienta-se que:

- quanto aos requisitos relativos à absorção de água, de um modo geral as argamassas com pozolanas apresentaram comportamento mais eficiente que a argamassa só com cal aérea, muitas vezes equilibrando uma maior quantidade de água absorvida por capilaridade, por uma reduzida velocidade de absorção capilar inicial;
- relativamente à secagem da água por evaporação foi constatado um comportamento eficiente por parte da generalidade das argamassas, com boa permeabilidade ao vapor de água, que indicia a não constituição de barreira pára-vapor e compatibilidade com as alvenarias antigas;
- todas as argamassas registaram resistências mecânicas superiores às da argamassa só de cal aérea, mas que não vão conduzir ao desenvolvimento de tensões nos suportes por se admitir não ultrapassarem os níveis destes;

- não se registou libertação significativa de sais solúveis por parte das argamassas com qualquer dos componentes utilizados;
- as argamassas com pozolanas apresentaram resistências às acções dos cloretos e dos sulfatos superiores à da argamassa só com cal aérea.

Comparando as características das argamassas realizadas com incorporação de pozolana natural com as argamassas que incluem pozolanas artificiais, constatou-se que estas últimas conduzem a argamassas com melhor comportamento, o que deixa antever a grande potencialidade existente na incorporação de componentes pozolânicos resultantes de materiais sujeitos a tratamentos térmicos e especificamente resultantes de subprodutos industriais.

5 Conclusões

A investigação desenvolvida mostrou a potencialidade de muitos materiais para constituírem componentes pozolânicos aptos a serem introduzidos como parte do ligante de argamassas com base em cal aérea. Constata-se uma significativa melhoria das características das argamassas com base em cal aérea com a introdução dos componentes pozolânicos, sem que seja posta em causa a necessária compatibilidade mecânica, física e química com as alvenarias antigas (mantendo a função principal de protecção das paredes), sendo neste caso de salientar a melhoria ao nível do aumento da durabilidade das argamassas. Verifica-se ainda que as argamassas com base em cal aérea adquirem características hidráulicas, o que lhes permite alargar o seu campo de aplicação para casos de utilizações em ambientes muito húmidos ou com pouca presença de dióxido de carbono (casos de aplicações na forma de caldas para injeção e consolidação de núcleos de paredes ou no refechamento de juntas em profundidade). Para além de vantagens técnicas inerentes à melhoria do desempenho deste tipo de argamassas para aplicação em edifícios antigos, contam-se ainda com vantagens ao nível da sustentabilidade ambiental, uma vez que se reintroduzem no processo produtivo materiais que, de outro modo, poderiam ter pouca utilidade. Na continuidade desta linha de investigação, estão em curso estudos no sentido de: analisar a viabilidade de produzir metacaulinos a partir de resíduos de caulinos como subprodutos industriais da indústria do papel, que possam vir a ser incorporados em argamassas; aprofundar a análise das proporções óptimas entre a cal aérea e o componente pozolânico utilizado; avaliar as características obtidas com argamassas de cal aérea com cinzas de casca de arroz; aprofundar a avaliação da influência do tratamento térmico e da moagem nas características dos componentes pozolânicos para aplicação em argamassas.

6 Bibliografia

- [1] Henriques, F. M. A. *Challenges and Perspectives of Replacement Mortars in Architectural Conservation*, Workshop RILEM, Delft, University of Delft, Janeiro 2005.
- [2] Faria Rodrigues, P. *Argamassas de Revestimento para Alvenarias Antigas. Contribuição para o Estudo da Influência dos Ligantes*. Tese de Doutorado, Universidade Nova de Lisboa, 2004.
- [3] Faria Rodrigues, P. *Argamassas de Cal Aérea e Componentes Pozolânicos*. CONSTRUÇÃO 2004 – 2.º Congresso Nacional da Construção, Porto, FEUP, Dezembro 2004.



A RESISTÊNCIA SUPERFICIAL COMO CARACTERÍSTICA DE DESEMPENHO DE REBOCOS EXTERIORES

Inês Flores-Colen*

Correio electrónico: ines@florescolen.com

Jorge de Brito†

Correio electrónico: jb@civil.ist.utl.pt

Vasco Peixoto de Freitas‡

Correio electrónico: vpfreita@fe.up.pt

Luís Silva§

Correio electrónico: luis.silva@weber-cimenfix.com

Resumo

Os rebocos exteriores devem contribuir para o bom desempenho das fachadas durante a sua vida útil através da impermeabilização e protecção das paredes, acabamento dos paramentos, durabilidade face às acções externas e adequabilidade às condições em serviço. A deficiente resistência superficial de rebocos (deterioração significativa face às acções de choque e de atrito inerentes à utilização normal do edifício) acelera o processo de degradação, conduzindo a uma descida significativa do nível de desempenho e ao não cumprimento das funções que lhe são atribuídas. Através de uma campanha experimental, em laboratório e *in-situ*, com vários tipos de rebocos, são discutidos os parâmetros de resistência superficial, em termos de resistência ao choque de corpos duros (cortantes e não-cortantes), recorrendo ao aparelho *Martinet-Baronie*. A partir dos resultados obtidos, são propostos critérios de avaliação *in-situ* de rebocos exteriores em edifícios correntes de alvenaria de tijolo.

Palavras-chave: Desempenho, Resistência superficial, Ensaio *in-situ*, Rebocos.

1 Introdução

Os revestimentos de paredes de ligante mineral, designados por rebocos, são uma solução muito utilizada em Portugal. Segundo o Censos [1], este revestimento representa uma percentagem média significativa, cerca de 61.6% no total de 2,561,227 edifícios construídos entre 1946 e 2001, quando comparado com outros revestimentos de aplicação corrente em paredes de edifícios: betão à vista, revestimentos de pedra, ladrilhos cerâmicos e outros.

Os rebocos exteriores devem cumprir determinadas funções para permitir o bom desempenho das fachadas durante o seu tempo de vida útil, nomeadamente: impermeabilização e protecção das paredes, acabamento dos paramentos,

* Doutoranda do Instituto Superior Técnico (IST), Bolseira de Investigação (FCT).

† Professor Associado c/ Agregação, DECivil, IST, Lisboa.

‡ Professor Catedrático, LFC, DEC, FEUP, Porto.

durabilidade face às acções externas e adequabilidade ao uso [2]. A recente norma EN 998-1 [3], que serve de base à marcação CE destes produtos (obrigatória desde Fevereiro de 2005 no sistema 4, sendo exigida apenas uma declaração do fabricante para a livre circulação no mercado dos produtos) identifica um conjunto mínimo de características para rebocos de ligantes inorgânicos em paredes, das quais se destaca: resistência à compressão, coeficiente de capilaridade, permeabilidade à água sob pressão, permeabilidade ao vapor de água e aderência. No entanto, a bibliografia nacional (LNEC) [4] e internacional (DIN, CSTC, RILEM, BSI, entre outros) [5] recomenda a determinação de outras características consideradas relevantes para o bom comportamento global dos rebocos exteriores, tais como: porosidade, dureza superficial, módulo de elasticidade, retracção, resistência à tracção, resistência superficial, homogeneidade de textura e cor. Neste contexto, os rebocos exteriores deverão ser prescritos correctamente tendo em conta os factores de degradação que mais influenciam o seu desempenho em serviço, conduzindo em certos casos à degradação precoce do revestimento: acções de impacto / abrasão, agentes climáticos (temperatura, radiação solar, chuva), produtos químicos do ar, partículas sólidas em suspensão, presença excessiva de humidade e fenómenos de corrosão [6; 7].

Os rebocos devem resistir (resistência superficial) sem deterioração significativa (perda de planeza e existência de defeitos), mantendo as suas características funcionais, às acções de choque e de atrito inerentes à ocupação e circulação normais, como sejam as que decorrem da mobilidade dos utentes e das operações correntes de limpeza ou de manutenção [6; 8]. A análise da resistência superficial dos rebocos exteriores tem particular interesse em rebocos aplicados em áreas sujeitas a trânsito intenso de pessoas, com choque e abrasão frequentes ou em revestimentos decorativos monocamada, utilizados como acabamento final - qualquer dano provocado na superfície revestida implicará a remoção e manutenção de um pano maior de revestimento [5]. A avaliação desta propriedade é feita através de ensaios de resistência ao impacto de corpo duro, riscagem e abrasão, existindo diversas técnicas de ensaio. O aparelho *Martinet-Baronie*, embora inicialmente utilizado pelo CSTB para avaliação de superfícies pintadas [9], tem sido utilizado na avaliação da adequabilidade de rebocos interiores [8] e na avaliação *in-situ* do estado de degradação de rebocos à base de cal [10]. São apenas analisados aqui os ensaios de resistência superficial relacionados com o impacto de corpos cortantes (choque de esfera) e não-cortantes (quadriculagem), em rebocos de edifícios correntes.

[§] Engenheiro Químico, Saint-Gobain Weber Cimenfix, Aveiro.

2 A resistência superficial de rebocos exteriores

2.1 Definição da resistência ao impacto

A resistência ao impacto está relacionada com a capacidade que o reboco tem de providenciar a segurança no uso e garantir o seu desempenho após o choque [11], em termos físicos e visuais durante o tempo de vida útil [12], e é expressa em termos de energia de impacto, em Joule [6]. A distinção deve ser feita entre exterior e interior, considerando diferentes tipos de choques que representam diferentes energias de impacto, com consequentes efeitos diversos (a degradação após o choque é função do tamanho, dureza e energia do corpo de impacto) [12; 13; 14]. Os impactos com maiores energias referem-se ao estado último (choques de segurança) e os de menores energias ao estado de utilização (choques de desempenho) [14; 15]. A avaliação da resistência ao impacto é feita através de três tipos de choques convencionais [12; 13]: (1) choque por corpo mole (pesado, de grandes dimensões) capaz de transmitir por choque uma energia significativa (efeito sobre o conjunto parede + revestimento) - por exemplo, contacto do ombro em movimento); (2) corpo duro (leve, de pequenas dimensões) capaz de produzir por choque deteriorações localizadas, sem transmissão sensível de energia ao elemento de construção no seu conjunto (suporte) - por exemplo, projecção de pequenos objectos não-deformáveis - pedra); (3) corpo mole (de pequenas dimensões) que simula acções de choque de corpos com um grau de dureza intermédio entre o corpo mole de grandes dimensões e os corpos duros que produzem efeito combinado dos descritos acima (por exemplo, choque do corpo humano numa área pequena de impacto - joelho, ou projecção de pequenos objectos deformáveis - bola de futebol).

A classificação dos níveis de desempenho em termos da resistência ao impacto é feita através da energia mínima a que os revestimentos resistem e os critérios de aceitabilidade do estrago dependem da localização do revestimento na fachada, da sua acessibilidade aos utentes / transeuntes, da cor e textura da superfície e do custo de reparação [8; 12; 14; 16]. Na Tabela 1, são indicadas as energias mínimas de choque a que os revestimentos exteriores devem resistir para diferentes classes de exposição (Figura 1). Acresce que a resistência ao impacto varia consoante o tipo de revestimento; em estudo anterior [16], as energias medidas em ensaios de choque de corpo duro foram diferentes para vários tipos de revestimentos: alumínio de 0.8 mm (1 J), rebocos de 12 mm (3 J), metálicos de 0.8 mm (6 J), ladrilhos cerâmicos (6 J) ou revestimentos de PVC de 2 mm (15 J). Pelos resultados anteriores e tendo em conta a Tabela 1, conclui-se que a aplicação de reboco exterior será mais adequada para zonas com classes de exposição com menor risco de impacto: E_4 (zonas privadas vedadas) e E_5 / E_6 (zonas acima do solo de 1.5 ou 2 m), e, ainda, se existir manutenção, nas classes E_2 (área pública, sem via pedonal ou actividades de risco) e E_3 (área privada não vedada).

Quando existe considerável risco ao impacto (por exemplo, acesso de veículos), poderão ser tomadas precauções em complemento com a escolha apropriada da solução de reboco, tais como barreiras ou específicas protecções para as esquinas [18]. Pelo exposto, conclui-se que os critérios de avaliação e aceitabilidade da resistência aos choques exteriores de rebocos devem garantir que os paramentos rebocados não apresentem deterioração significativa que ponha em causa o seu desempenho em serviço (em particular a capacidade de impermeabilização) ou torne inadmissível o seu aspecto durante o ciclo de vida útil.

Tabela 1: Energias mínimas de choque (em Joule) em revestimentos e paramentos opacos exteriores de acordo com diferentes classes de exposição [8; 12; 13; 14; 15; 16; 17]

Classes de exposição	Choque corpo mole (50 kg)		Choque corpo mole (3 kg)		Choque corpo duro (1 kg)		Choque corpo duro (0.5 kg)	
	S	D	S	D	S	D	S	D
E ₁	400, 100	34	-	60	-	10	-	-
E ₂	400, 100	34	-	60	-	10	-	6
E ₃	300, 100	34	-	60	20, 10	-	-	6
E ₄	100	-	-	60, 10	10	-	-	6, 3
E ₅	-	-	-	60	10	10	-	6, 3
E ₆	-	-	-	10	-	-	-	3

Legenda: S (Choques de segurança); D (choques de desempenho); Nota: admite-se como aceitável energia mínima inferior (sem contudo descer abaixo de 1/3 do valor prescrito), nos casos em que o elemento ensaiado é de fácil substituição ou de fácil reparação, com preço razoável, disponibilidade dos materiais necessários e utilização de mão-de-obra não muito especializada.

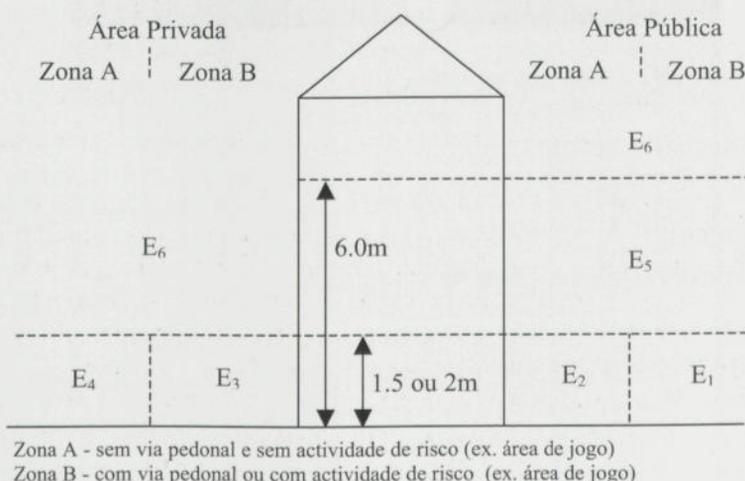


Figura 1: Classes segundo o grau de exposição aos choques provenientes do exterior, adaptado de [12; 14; 16]

2.2 Avaliação com o aparelho *Martinet-Baronie*

O aparelho *Martinet-Baronie* permite a avaliação de rebocos em termos de resistência ao choque de corpos duros (cortantes e não-cortantes), através de dois ensaios (Fichas de ensaio LNEC - FE Pa 25 e FE Pa 26) [8]: choque de esfera e quadriculagem (Figura 2). O primeiro dá informação sobre a deformabilidade do revestimento e consiste na aplicação de um choque de corpo duro de 3 Joule, através de uma esfera de aço de cerca de 50 mm de diâmetro. No final de cada ensaio, é registado o diâmetro da moessa ($\varnothing_{\text{moessa}}$) produzida pelo impacto da esfera [8; 9; 19], com uma régua própria com precisão de 0.1 mm [20] (Figura 3, à esquerda). O ensaio de quadriculagem destina-se a avaliar a resistência do revestimento ao choque de corpos duros cortantes (permite apreciar ao mesmo tempo a coesão do revestimento [9]), quando submetido a acções de choque com energias crescentes (dentro de uma gama limitada), transmitidas por intermédio dum bloco denteado metálico (massas de 250, 500 e 1000g). No final de cada ensaio, é registada a massa de choque mais elevada a que o revestimento resiste sem escamar nem descolar (verificação dos quadrados da quadrícula - Figura 3, à direita); a superfície resiste à acção se resistir a, pelo menos, 3 dos 5 testes. Neste caso, é atribuído um índice de resistência que corresponde à massa a que o revestimento resiste - I_{massa}) [8; 9; 19].

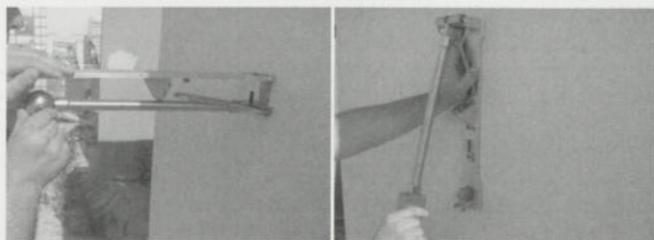


Figura 2: Ensaio de choque de esfera (à direita) e de quadriculagem (à esquerda).

Este aparelho tem permitido a avaliação, em laboratório e *in-situ*, da resistência ao impacto de revestimentos, nos seguintes termos: (1) adequabilidade de rebocos interiores - valores dependentes do compartimento, por exemplo: $\varnothing_{\text{moessa}} \leq 20$ mm e I_{250} (espaços de utilização colectiva acima de 2 m) e $\varnothing_{\text{moessa}} \leq 15$ mm e I_{500} (superfícies abaixo de 2 m) [8]; (2) comparação entre vários tipos de revestimentos - reboco de argamassa bastarda ($\varnothing_{\text{moessa}} = 7$ mm e I_{1000}), estuque de 5mm ($\varnothing_{\text{moessa}} = 14$ mm e I_{500}), revestimento tradicional de gesso, com libertação de 80% de água ($\varnothing_{\text{moessa}} = 17$ mm e I_{500}) [9]; (3) avaliação do estado de degradação de argamassas antigas de cal e definição do tipo de intervenção (retirar total ou parcialmente o reboco se $\varnothing_{\text{moessa}} \geq 15$ mm) e adequabilidade (resistência mínima) de novas argamassas de cal (até 1 ano de idade, $\varnothing_{\text{moessa}} \leq 18$ mm), critérios só válidos quando analisados em conjunto com o ensaio de

penetração controlada [10]. Para este aparelho, é recomendada a realização de 3 a 10 ensaios em diferentes pontos da superfície, pois a quantidade depende da homogeneidade da superfície [8; 9; 20].

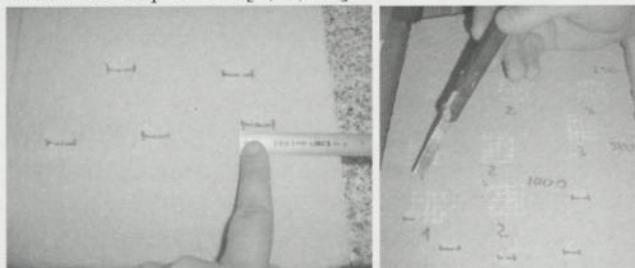


Figura 3: Medição da massa (em 5 ensaios), à esquerda, e contagem do número de quadrados que se encontram destacados (em 5 ensaios, para massas crescentes), à direita.

3 Campanha experimental em laboratório e *in-situ*

A campanha experimental em laboratório teve por objectivo apoiar a interpretação dos resultados dos ensaios *in-situ* e incluiu a preparação de provetes normalizados (3 para cada propriedade a determinar) e vários modelos reduzidos, constituídos por um tijolo de dimensões 49 x 19 cm² e 15 mm de reboco. Foram fabricados 9 modelos com vários tipos de argamassas, tendo em conta os tipos normalmente utilizados em edifícios correntes de alvenaria de tijolo: três argamassas pré-doseadas (formulações elaboradas pelo fabricante) a aplicar numa única camada, sem acabamento final (vulgarmente designada por “monomassa”), designado por tipo PM - ou com acabamento final pesado (ladrilhos cerâmicos / pedra), designado por tipo PP, ou acabamento final leve (pintura), designado por tipo PL; no produto monomassa (tipo PM) foram preparados 5 modelos com o mesmo produto mas diferentes percentagens de água. A variação ponderal de água de 18 a 22% de H₂O (variação da massa de água por 100 g de produto em pó) representa desde uma argamassa com dificuldade de trabalhabilidade até a uma argamassa fluida devido à água em excesso [21]. Para o produto estudado, a percentagem de água recomendada pelo fabricante é de 20 a 21% de água (20 a 21 g de água em 100 g de produto). Foram ainda preparados mais dois tipos de argamassas para comparação, com características semelhantes às argamassas correntes, fabricadas em obra e aplicadas em sistema de multicamada, à base de cimento (tipo PC) ou bastarda (tipo PB).

Os valores médios da densidade aparente no estado endurecido (ρ_A), porosidade aparente (P_A), resistência à compressão (R_C), tensão de aderência (σ_A), módulo de elasticidade (E), diâmetro da massa ($\varnothing_{\text{massa}}$) e índice da massa a que resiste no ensaio de quadriculagem (I_{massa}) dos produtos analisados (PM18%, PM19%, PM20%, PM21%, PM22%, PP, PL, PC e PB) constam da Tabela 2, assim como o método de ensaio utilizado. Para o ensaio de quadriculagem, foi

registada a massa para a qual mais de 55% dos quadrados não sofreu alteração, indicando no índice a percentagem de quadrados destacados (por exemplo, $I_{500(40)}$ equivale a 40% dos quadrados da quadrícula sofrerem descolamento com o impacto produzido pela massa de 500 g. Os valores médios da Tabela 2 correspondem a 3 ensaios em provetes normalizados para cada característica e 5 medidas nos ensaios em modelos com o aparelho *Martinet-Baronie*.

Tabela 2: Valores médios obtidos em três a cinco ensaios nos 9 modelos

Tipo de produto	Traços ponderais*	ρ_A (kg/m ³) EN 1015-10	P_A (%) ASTM C20	R_C (N/mm ²) EN 1015-11	σ_A (N/mm ²) EN 1015-21	E (N/mm ²) Cahier 2669-4	\varnothing_{mossa} (mm) Fe Pa 25	I_{massa} (g) Fe Pa 26
PM18%	1: 0.2: 6	1590	12.77	7.06	0.43	11470	13	500 ₄₀
PM19%	1: 0.2: 6	1550	12.90	7.03	0.53	9942	14	500 ₂₃
PM20%	1: 0.2: 6	1350	17.92	3.98	0.34	7420	16	250 ₀
PM21%	1: 0.2: 6	1320	23.48	2.83	0.31	5250	16	250 ₅₄
PM22%	1: 0.2: 6	1260	24.79	2.67	0.30	5150	20	0
PP	1: 0.2: 5	1660	9.86	11.02	0.54	16150	9	1000 ₂₅
PL	1: 0.25: 7	1340	33.64	1.32	0.38	4825	15	0
PC	1: __: 5.5	1660	15.53	5.92	0.44	11220	11	250 ₂₇
PB	1: 0.3: 4	1720	15.18	5.96	0.40	13275	n.a.**	n.a.**

Legenda: *traços ponderais = cimento: cal: areia; **não foi possível obter leitura porque o reboco fissurou e destacou-se do suporte (a aderência não acompanhou as tensões geradas pela carga imposta no teste de impacto, devido provavelmente ao elevado módulo de elasticidade). Nota: a porosidade aparente foi determinada pelo princípio de Arquimedes, seguindo as recomendações da ASTM C20 com algumas alterações, dimensões dos provetes: 2.5 x 2.5 x 2.5 cm³ (retirados dos modelos) e processo de saturação (provetes imersos, durante um mínimo de 7 dias com uma pressão de 88 cm de coluna de água).

O aumento de água na amassadura nos produtos de “monomassa” (PM18% a PM22%) corresponde a um aumento da porosidade aparente ($r^2_{linear} = 0.93$) e decréscimo das características mecânicas, resistência à compressão ($r^2_{linear} = 0.88$), tensão de aderência ($r^2_{linear} = 0.61$) e módulo de elasticidade ($r^2_{linear} = 0.95$), e ainda aumento do diâmetro da massa (maior deformabilidade, $r^2_{linear} = 0.88$) e diminuição do índice de resistência à quadriculagem (com maior número de quadrados danificados). O aumento da porosidade (quantidade de vazios) justifica estas variações, pelo aumento de teor de ar introduzido (argamassa com introdutor de ar na sua composição) e do teor de água na amassadura [21]. A diminuição do diâmetro da massa (medida directa da menor deformabilidade e, por conseguinte, maior resistência ao impacto) para todos os revestimentos (excepto PB) corresponde a um aumento da densidade em estado endurecido ($r^2_{linear} = 0.84$), resistência à compressão ($r^2_{linear} = 0.64$), tensão de aderência ($r^2_{linear} = 0.66$) e módulo de elasticidade ($r^2_{linear} = 0.77$) e a uma diminuição da porosidade ($r^2_{linear} = 0.40$); estes valores melhoram bastante se a análise for fei-

ta apenas para um tipo de produto (nota: as “monomassas” têm agregados leves que mais nenhum material tem); por exemplo, a relação entre a porosidade dos produtos PM18% a PM22% e o diâmetro da massa apresenta uma boa correlação $r^2_{\text{linear}} = 0.77$, como verificado por outros autores.

Conclui-se que a avaliação da resistência ao impacto, utilizando o critério do diâmetro da massa, para os vários produtos deve ser em função das propriedades relevantes, tais como: a densidade do produto endurecido (determina indirectamente o volume de vazios incorporados pelos aditivos) e do módulo de elasticidade (relacionado directamente com a resistência à compressão $r^2_{\text{linear}} = 0.96$), propriedades que devem ser declaradas pelo fabricante, já que não se encontram valores especificados na EN 998-1. Neste sentido, é proposta na Tabela 3 uma classificação de níveis de desempenho, em termos dos resultados de impacto (choque de esfera e quadriculagem), com base nos valores obtidos na campanha experimental.

Tabela 3: Classes de resistência ao impacto para rebocos exteriores recentes

	Resistência ao impacto em termos do $\varnothing_{\text{massa}}$ e I_{massa}				
	$\varnothing \leq 12 \text{ mm}$ $I = 500 \text{ ou } 1000$	$13 \leq \varnothing \leq 14 \text{ mm}$ $I_{\text{massa}} = 500 < 55$	$15 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$ $I_{\text{massa}} = 250 < 55$	$\varnothing \geq 17 \text{ mm}$ $I_{\text{massa}} = 0$	Notas / referências
ρ_A	M ₄	M ₃ ; M ₄	M ₂ ; M ₃	M ₁ ; M ₂	MERUC [4]
E	E ₄ ; E ₅ ; E ₆	E ₃	E ₂ ; E ₃	E ₁ ; E ₂	MERUC [4]
R_C	CSIII; CSIV	CSIII	CSII; CSIII	CSI; CSII	EN998-1 [3]

Legenda: $M_4 \leq 1200$; $1000 \leq M_2 \leq 1400$; $1200 \leq M_3 \leq 1600$; $1400 \leq M_4 \leq 1800$; $1600 \leq M_5 \leq 2000 \text{ kg/m}^3$; $E_1 \leq 5000$; $3500 \leq E_2 \leq 7000$; $5000 \leq E_3 \leq 10000$; $7500 \leq E_4 \leq 14000$; $12000 \leq E_5 \leq 20000$; $E_6 \geq 16000 \text{ N/mm}^2$; $0.4 \leq \text{CSI} \leq 2.5$; $1.5 \leq \text{CSII} \leq 5$; $3.5 \leq \text{CSIII} \leq 7.5$; $\text{CSIV} \geq 6 \text{ N/mm}^2$.

As classes associadas à densidade no estado endurecido e módulo de elasticidade são as definidas na classificação MERUC [4] e a resistência à compressão na EN998-1 [3]. Com esta classificação, pretende-se abranger todos os tipos de argamassas de reboco em edifícios correntes, facilitando a definição de níveis mínimos para determinados tipos de uso (por exemplo, considerando que, de acordo com a BS5262, a resistência à compressão mínima para argamassa de reboco é superior a 2.5 N/mm^2 , esta seria de classe CSII, o que conduziria a um diâmetro máximo da massa de 16 mm).

A campanha experimental *in-situ* incluiu a análise de vários rebocos, em especial do tipo “monomassa”. São apresentados dois casos de estudo (idades até 1 ano). Foram recolhidas as propriedades declaradas pelos fabricantes e realizados os ensaios de choque de esfera e quadriculagem com recurso ao aparelho *Martinet-Baronie*. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 4.

Pelas características das argamassas definidas no catálogo e comparando os valores esperados para a resistência ao choque (Tabela 3) com os medidos *in-situ* (Tabela 4), conclui-se que, no caso A, a resistência ao impacto é satisfató-

ria, apesar da microfissuração existente, enquanto que, no caso B, a pulverulência está associada a uma menor resistência face à prevista para este tipo de produto (diâmetro de 17 mm em vez de ≤ 16 mm). A interpretação destes resultados teve o apoio da realização de outros ensaios *in-situ* que não são objecto de análise nesta comunicação.

Tabela 4: Resultados obtidos na avaliação *in-situ* de dois casos em “monomassas”

Casos	Valores declarados			Valores medidos <i>in-situ</i>		Observação visual
	ρ_A	E	R_C	\varnothing_{mossa}	I_{massa}	
A	M ₂ ou M ₃	E ₃	CSII	14	0	microfissuração
B	M ₂ ou M ₃	n.a.*	CSIII	17	250 ₄₈	pulverulência excessiva

Legenda: *valor não declarado no catálogo do fabricante.

4 Conclusões

O aparelho *Martinet-Baronie* permitiu comparar, em laboratório, a resistência ao impacto de várias composições de argamassas utilizadas em rebocos exteriores (à excepção da argamassa bastarda PB - Tabela 2), recorrendo a classes de desempenho definidas para valores de diâmetro da moessa produzida e do índice da massa a que o reboco resiste. Com base nos resultados obtidos em laboratório, foi possível estabelecer, para os produtos estudados, uma relação entre os parâmetros anteriores e a densidade aparente no estado endurecido, módulo de elasticidade e resistência à compressão. Por outro lado, verificou-se que esta metodologia é susceptível de ser aplicada *in-situ* em argamassas pré-doseadas (do tipo “monomassas”), permitindo a avaliação do desempenho (resistência ao impacto - choques de desempenho) e do estado de degradação (anomalias associadas à perda de desempenho).

Por último, a análise em termos de desempenho só pode ser posta em prática se existir um manual exigencial que apoie o diagnóstico, complementado com uma melhor especificação dos rebocos exteriores pelos projectistas e informação fornecida nas declarações dos fabricantes (não apenas limitadas aos requisitos mínimos da EN998).

5 Agradecimentos

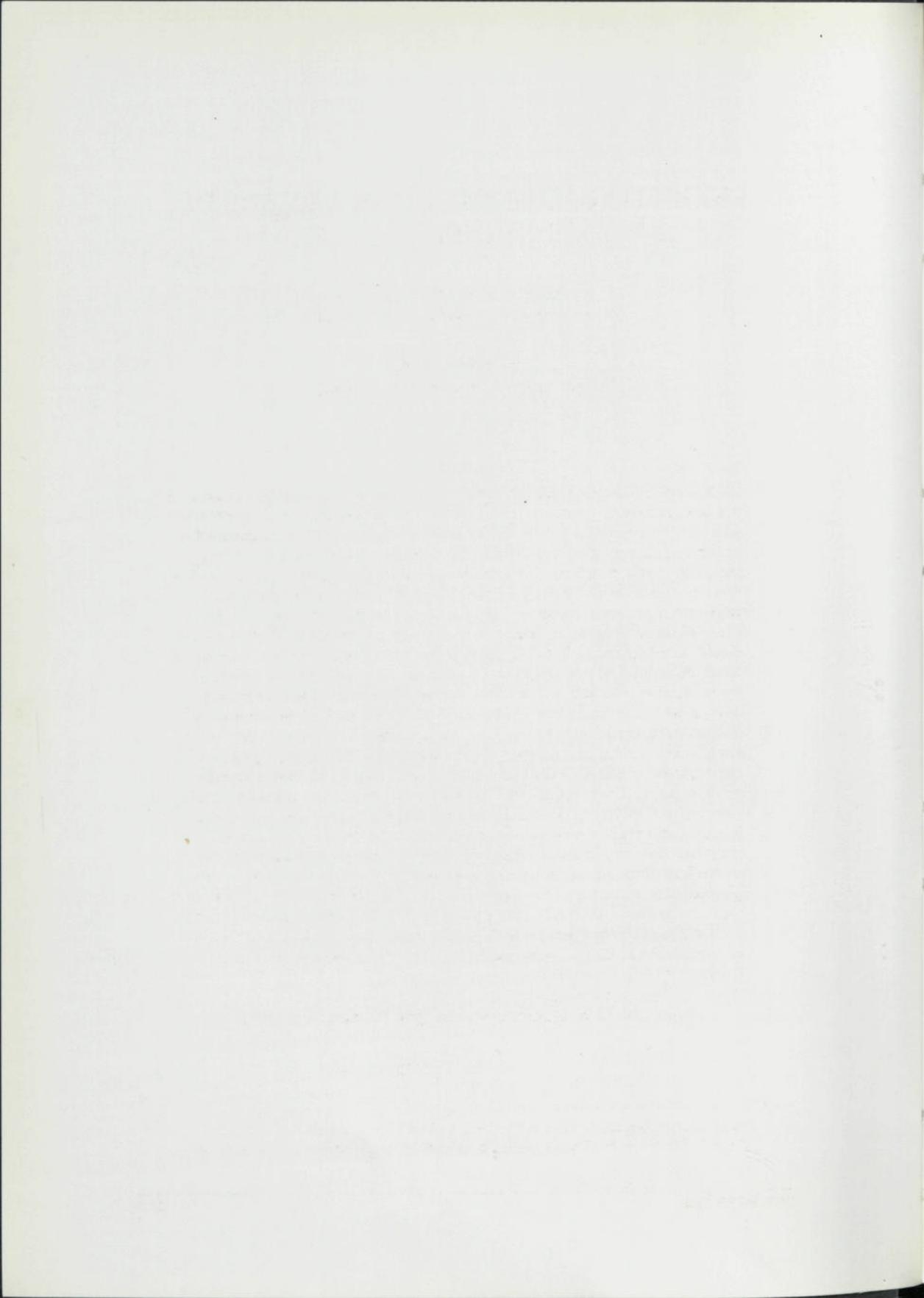
À Fundação para a Ciência e Tecnologia pela bolsa de investigação de apoio aos estudos de doutoramento da primeira autora; aos Laboratórios da FEUP (empréstimo do *Martinet-Baronie*) e Weber (apoio na campanha experimental em laboratório) e, ainda, ao ICIST - IST.

6 Bibliografia

- [1] Instituto Nacional de Estatística (INE). Estatísticas nacionais - Censos 2001. <http://www.ine.pt/prod_serv/quadro/mostraquadro.asp> [2004.07.02].
- [2] Veiga, R. *Comportamento de Revestimentos de Fachadas com base em Ligante Mineral. Exigências Funcionais e Avaliação do Desempenho*, 1º Congresso Nacional de Argamassas de Construção, Lisboa: APFAC, Novembro 2005 (CD ROM).
- [3] CEN EN 998-1 - *Specification for mortar for masonry. Part 1: Rendering and plastering mortar*, European Committee for Standardization, Brussels, 2003.
- [4] LNEC. *Bases para Homologação de Revestimentos Pré-doseados de Ligante Mineral com Base em Cimento*. Relatório 289/95 - NCCT, Lisboa: LNEC, Outubro de 1995.
- [5] Crescêncio, R. M. *Avaliação de Desempenho do revestimento Decorativo Monocamada*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Brasil, 2003, 170p.
- [6] ISO 7361. *Performance Standards in Building - Presentation of Performance Levels of Façades made of Same-source components*. International Organization for Standardization. Switzerland, 1986.
- [7] BCIS, *Life expectancy of buildings components. Surveyor's experiences of building in use - a practical guide*. Londres, Building Cost Information Service, 2001, 164 p.
- [8] Lucas, J. A. *Revestimentos para Paramentos Interiores de Paredes de Alvenaria de Blocos de Betão Celular Autoclavado*. Tese apresentada para a obtenção do grau de especialista, LNEC, Processo 83/11/7334, 1983.
- [9] Uzac, R. et al. *Essais de Qualification des Surfaces Peintes*. Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Paris (89), Cahier 695, Juin 1966.
- [10] Magalhães, A.C. & Veiga, M. R. *Comparison of In-situ Mechanical Tests on Masonry Mortars: Sphere Impact and Controlled Penetration Test*, Heritage, Weathering & Conservation Conference, Madrid, 2006 (a publicar).
- [11] CMHC. *Assessing the Impact of Thickness on the Performance of Stucco Cladding*, Research Highlight, Technical Series 04-123, Ottawa, Ontario, Canada <<https://www03.cmhc-schl.gc.ca/>> [2005.11.30].
- [12] LNEC, Directivas UEATc relativas a Choques em Elementos de Construção Verticais Opacos, ICT Tradução 769, Lisboa, LNEC, 1982, 24p.
- [13] ISO 7892. *Vertical Building Components - Impact Resistance - Impact Bodies and general Test Procedures*, International Organization for Standardization, Switzerland, 1988.
- [14] CSTB/ MELTM. *Manuel des Performances*, Tome I, La Structure, L' Enveloppe Verticale, 1989, 151p.
- [15] ABNT. *Desempenho de Edifícios Habitacionais de até Cinco Pavimentos - Parte 4: Fachadas e Paredes Internas*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Outubro 2002.
- [16] Thorogood, R. P., *Resistance of external Walls to Impacts from Hard Objects: Research leading to Requirements and an Assessment Technique*. Proceedings of the 3rd ASTM/CIB/RILEM Symposium, Volume 1, Lisboa: LNEC, 1982, 203-212.
- [17] EOTA. *Determination of Impact Resistance of Panels and Panel Assemblies*. Technical Report TR001, European Organisation for Technical Approvals, February 2003.
- [18] CEN. EN 13914-1- *Design, Preparation and Application of External and Internal plastering - External Rendering*, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- [19] Veiga, M.R. et al. *Conservação e Renovação de revestimentos de Paredes de Edifícios Antigos*. Coleção Conservação e Reabilitação edifícios, Lisboa: LNEC, 2004, 126p.
- [20] RILEM, *Characterization of the surface strength of renderings by the pendulum ball test*, RILEM Technical Recommendation MR1-19, E & FN SPON, 1982.
- [21] Fernandes, V. et al. *Evaluation of mixing and application process parameters of single-coat mortars*, Cement and Concrete Research, 35, 2005, 836-841.



SESSÃO V – HIGROTÉRMICA



REABILITAÇÃO ENERGÉTICA DE VÃOS DE JANELA

António Moret Rodrigues*

Correio electrónico: ahr@civil.ist.utl.pt

João Ferreira Gomes†

Correio electrónico: joao.gomes@caixiave.pt

Resumo

Nos países europeus mais desenvolvidos, os impactes ambientais associados ao crescimento acentuado dos consumos energéticos têm vindo a merecer uma atenção especial por parte da Comissão Europeia, que tem desenvolvido importantes acções para a promoção da sustentabilidade económica e ambiental nos países membros. Uma das indústrias com maiores repercussões a nível energético e ambiental é a da Construção, sendo o sector dos edifícios responsável por uma importante parte dos consumos de energia e das emissões poluentes para o ambiente, sobretudo através dos sistemas de aquecimento, arrefecimento e iluminação. Melhorar os níveis de conforto e de qualidade dos edifícios, sem hipotecar os valores ambientais, constitui-se como o maior desafio colocado aos diversos agentes da construção. Este princípio deve aplicar-se naturalmente à construção nova, mas também às obras de reabilitação, nomeadamente de edifícios residenciais, por se tratar de um sector em crescente expansão atendendo ao envelhecimento do parque edificado e à satisfação relativa das necessidades habitacionais. Neste contexto, a reabilitação energética, dirigida para a melhoria das características térmicas da envolvente e/ou da eficiência dos equipamentos pode desempenhar um importante papel no objectivo de economizar energia nos edifícios. No que toca à envolvente, os vãos envidraçados constituem um dos componentes de tradicionalmente mais fraco desempenho a nível térmico, pelo que a melhoria das suas propriedades a este nível deverá ser sempre uma operação a equacionar em qualquer projecto de reabilitação energética. No presente artigo faz-se uma avaliação económica e ambiental de alguns sistemas de caixilharia, utilizados em edifícios residenciais, como possíveis soluções de reabilitação de vãos de janela.

Palavras-chave: Reabilitação, Energia, Janelas, EnergyPlus.

* Professor Auxiliar, Instituto Superior Técnico/DECivil/Secção de Construção.

† Aluno de Mestrado, Instituto Superior Técnico/DECivil/Mestrado em Construção.

1 Introdução

O grande desenvolvimento tecnológico verificado nos últimos anos, ao nível dos envidraçados e dos caixilhos de suporte, e uma regulamentação mais exigente no domínio do conforto e energia, são factores que têm contribuído para uma melhoria geral e gradual da qualidade térmica da caixilharia instalada em edifícios recentes. Porém, uma parte importante dos edifícios mais antigos, pelo menos até ao início dos anos noventa – altura da entrada em vigor da regulamentação térmica (RCCTE) – conserva ainda os vãos envidraçados originais, à base de panos simples de vidro incolor e caixilhos madeira ou de alumínio, neste caso sem corte térmico. Uma das questões que se pode colocar é se é indiscutível, do ponto de vista económico e ambiental, e numa perspectiva puramente energética, a substituição destes vãos por outros de melhor qualidade, quer no quadro de uma reabilitação específica que encare apenas esses elementos, quer no quadro de uma remodelação mais geral em que surge a oportunidade de também remodelar este tipo de componentes.

Neste artigo mostra-se que o processo de decisão envolve muitas variáveis e pode não conduzir a um resultado único, quer na perspectiva do utilizador, onde está sobretudo em causa o aspecto económico, quer do ponto de vista da sociedade, onde os impactes ambientais também devem ser incluídos no processo de decisão.

2 Desempenho térmico de uma caixilharia

A escolha de uma caixilharia, quer para uma construção nova quer para um edifício a reabilitar, é uma decisão de grande importância em vários domínios da física dos edifícios – térmica, acústica, ventilação, iluminação natural. No capítulo da térmica, o aspecto que está em causa é a redução dos consumos energéticos e a melhoria geral das condições de conforto. A redução dos consumos, que é um parâmetro objectivo e sobre o qual este artigo se concentra, deve verificar-se quer para a estação de aquecimento quer para a estação de arrefecimento. Se, na estação de aquecimento, uma boa capacidade de isolamento térmico dos envidraçados é uma exigência fundamental, na estação de arrefecimento podem ter que ser exigidas aos vidros propriedades adicionais de controlo da radiação solar, nomeadamente em caso de protecção solar insuficiente por elementos complementares do vão.

No que respeita à melhoria da capacidade isolante da parte envidraçada, as soluções mais comuns recaem normalmente no aumento do número de panos de vidro e/ou da espessura dos espaços de ar em caso de vidros múltiplos. Estas soluções podem, por sua vez, ser reforçadas com a utilização de gases especiais (com baixa condutibilidade térmica) de preenchimento dos espaços de ar, e de espaçadores periféricos dos vidros com o objectivo de reduzir as pon-

tes térmicas entre estes e o caixilho. No que respeita aos caixilhos, podem também encontrar-se diferentes desempenhos relativamente às trocas de calor por condução térmica, as quais dependem sobretudo das formas dos perfis (espessura de septos, nº de câmaras de ar, etc.) e do material de constituição. A permeabilidade ao ar pode ser também um factor importante de trocas térmicas, dependendo muito do fabricante e da tipologia da janela.

No que respeita ao controlo solar, a utilização de vidros de cor ou com películas especiais não é muito comum em edifícios residenciais, onde a solução corrente continua a ser a de protecções exteriores ou interiores ao vão.

3 Problema em estudo

A análise realizada neste artigo incide sobre um dos fogos do edifício que se mostra na Figura 1. Trata-se de um edifício habitação localizado em Lisboa, com dois fogos por piso, paredes de alvenaria de tijolo furado, estrutura de betão armado e caixilharia de alumínio de vidro simples. O fogo é o que se mostra na Figura 1, tem uma área útil de 91.1 m² e localiza-se sob a cobertura.

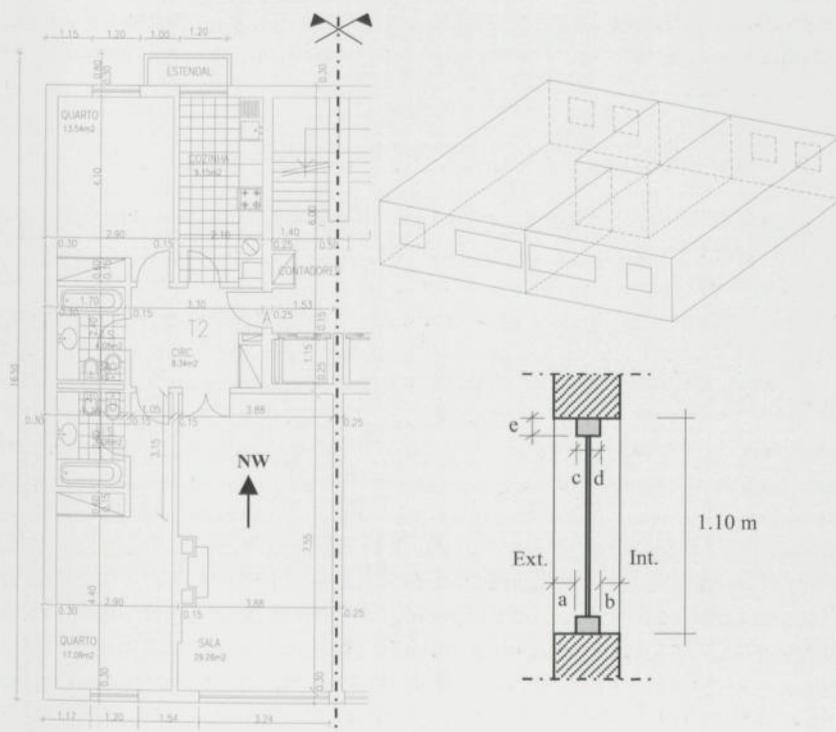


Figura 1: Problema em estudo.

As paredes exteriores são duplas de alvenaria de tijolo furado (11/4/11 cm), rebocadas em ambos os lados de forma a perfazer a espessura total de 30 cm. As paredes da caixa de escada e de separação de fogos são em alvenaria simples de tijolo furado (22 cm) rebocada em ambos os lados, com uma espessura total de 25 cm. As paredes divisórias, com importância para a massa térmica, são em alvenaria simples (11 cm) de tijolo furado rebocada em ambos os lados com uma espessura total de 15 cm. Em função desta constituição apuraram-se para coeficientes de transmissão térmica $U=1.2 \text{ W/m}^2\text{°C}$ para as paredes exteriores e $U=1.6 \text{ W/m}^2\text{°C}$ para as paredes da envolvente interior.

Quanto à envolvente horizontal, as lajes têm 15 cm de espessura e a cobertura é em terraço tradicional com camada de forma, impermeabilização, isolamento térmico (3 cm) e camada de protecção. Este conjunto, com a laje de suporte incluída, apresenta um coeficiente de transmissão térmica de $U=0.8 \text{ W/m}^2\text{°C}$.

Relativamente aos vãos envidraçados, apresentam-se na Tabela 1 as características geométricas e comportamentais das diferentes tipologias de janela analisadas neste trabalho, onde figura não só a solução original de caixilharia de alumínio de vidro simples, como também mais duas soluções de caixilharia que se admitiram como possíveis alternativas de reabilitação da caixilharia existente.

Tabela 1: Características dos vãos envidraçados.

Parâmetro	Unidades	Tipologia de janela					
		Janela de correr de alumínio de vidro simples		Janela de correr de alumínio de vidro duplo c/c.térmico		Janela oscilo-batente de PVC de vidro duplo	
$l \times h$	m×m	1.20×1.10	3.24×1.10	1.20×1.10	3.24×1.10	1.20×1.10	3.24×1.10
$e_{g1}/e_a/e_{g2}$	mm	8	8	4/12/4	4/12/4	6/14/4	6/14/4
A_g	m ²	0.96	2.84	0.78	2.51	0.68	2.47
A_r	m ²	0.36	0.72	0.54	1.05	0.64	1.09
a	m	0.119	0.112	0.115	0.090	0.138	0.138
b	m	0.119	0.112	0.115	0.090	0.138	0.138
c	m	0.015	0.015	0.005	0.005	0.029	0.029
d	m	0.015	0.015	0.005	0.005	0.026	0.026
e	m	0.065	0.065	0.110	0.110	0.119	0.119
U_{cg}	$\text{W/m}^2\text{°C}$	5.70	5.70	2.90	2.90	2.80	2.80
U_{eg}	$\text{W/m}^2\text{°C}$	-	-	3.48	3.48	2.93	2.93
U_r	$\text{W/m}^2\text{°C}$	5.88	5.88	2.45	2.45	1.35	1.35
Q	m ³ /h/m ²	12	12	9	9	1.1	1.1

Na Tabela 1 listam-se, sucessivamente, os valores dos seguintes parâmetros: largura×altura do vão ($l \times h$), espessuras dos vidros e caixa de ar ($e_{g1}/e_a/e_{g2}$), área de vidro (A_g), área de caixilho (A_f), geometria dos perfis e do seu posicionamento no vão de acordo com a Figura 1 (a, b, c, d, e), coeficientes de transmissão térmica da zona central do envidraçado (U_{cg}), da zona dos bordos do envidraçado (U_{eg}) e do caixilho (U_f), e permeabilidade do caixilho (Q).

De referir que nesta análise foram incluídos os efeitos de bordo na ligação entre vidros e caixilhos, no que toca ao acréscimo de trocas térmicas que aí se verifica, e os fluxos de calor gerados pela maior ou menor permeabilidade ao ar da caixilharia.

Os efeitos de bordo dependem da natureza dos elementos separadores dos vidros. Para traduzir estes efeitos, uma das vias possíveis consiste em recorrer a um coeficiente de transmissão térmica linear apropriado que actua sobre o perímetro visível do envidraçado. Esta é a via seguida pela ISO [1], e que é adoptada pela normalização europeia. A outra via consiste em caracterizar a faixa periférica do envidraçado através de um coeficiente de transmissão térmica distinto (U_{eg}) do da zona central (U_{cg}), sendo este o método da NFRC [2], e que é também o adoptado pela ASHRAE [3]. Nesta análise foi adoptado este segundo método, tendo-se utilizado para a determinação de U_{eg} a seguinte relação proposta em [3], que é função apenas do coeficiente de transmissão térmica da zona central do vidro e da natureza dos elementos separadores:

$$U_{eg} = A + B \cdot U_{cg} + C \cdot U_{cg}^2$$

em que os coeficientes A, B e C dependem do tipo de separador. Estas constantes são, para o caso de separadores isolantes (termoplástico, por exemplo) $A=0.681$, $B=0.682$ e $C=0.043$, e para o caso de separadores metálicos (alumínio, por exemplo), $A=1.266$, $B=0.842$ e $C=0.027$.

Relativamente à permeabilidade ao ar das caixilharias, os valores dos caudais Q correspondem a valores de referência associados a um dado diferencial de pressão que deve ser fornecido pelos fabricantes. No presente caso, os valores foram obtidos para $\Delta p=50$ Pa. Nestas condições, o coeficiente de escoamento (C_s) pode obter-se da seguinte lei de potência:

$$Q = C_s \Delta p^n$$

que estabelece a relação entre o caudal que passa numa abertura e a diferença de pressão entre os dois lados da mesma. Para a avaliação da permeabilidade ao ar das caixilharias é usual tomar para o expoente o valor de $n=2/3$.

4 Resultados das simulações

O problema apresentado foi implementado no programa EnergyPlus [4], que é um software de análise termo-energética de edifícios que permite simular também as condições de ventilação natural. O fogo em questão foi simulado para dois períodos de 4 meses – um de Novembro a Fevereiro e o outro de Junho a Setembro – em regime de temperatura interior controlada. Para esta temperatura foi fixado um limite inferior de 20 °C nos 4 meses de aquecimento e um limite superior de 22 °C nos 4 meses de arrefecimento. Em ambos os períodos foram realizadas três simulações, de que se mostram alguns dos resultados nas Figuras 2 e 3, correspondentes às três soluções de envidraçados já referidas. O ficheiro climático foi o do ano tipo de Lisboa.

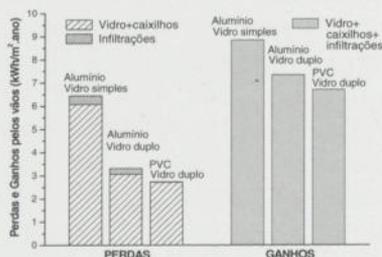


Figura 2: Perdas e Ganhos de calor através dos vãos de Novembro a Fevereiro.

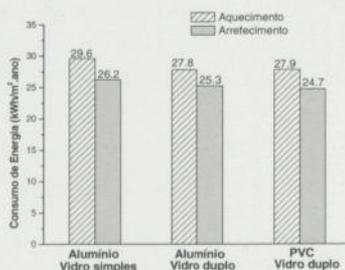


Figura 3: Consumo de energia de aquecimento e arrefecimento do fogo.

Na Figura 2 estão representados os ganhos e as perdas de calor através dos vãos envidraçados (por m² de área útil do fogo) no período de aquecimento para os três tipos de solução de janelas. Por sua vez, a Figura 3 mostra os con-

sumos de energia do fogo necessários para manter a sua temperatura interior nos valores de conforto já referidos.

A primeira nota a realçar da Figura 2 é o facto das soluções de vidro duplo, em caixilharia de alumínio com corte térmico e em caixilharia de PVC, de certa forma se equivalerem, com uma ligeira vantagem desta última relativamente ao isolamento térmico mas que, no caso dos ganhos de calor na estação fria, perde ligeiramente para a solução de alumínio. Para além das diferenças ao nível do material dos caixilhos, estes resultados são também explicados por outras diferentes características entre as duas soluções: maior área de vidro da solução de alumínio a que se associa também um menor factor solar por menor espessura global de vidro (Tabela 1).

Verifica-se que, no que respeita às perdas de calor, a diferença é considerável entre a solução de vidro simples e a de vidro duplo, o que, deste ponto de vista, e como seria de esperar, faz desta última solução a preferida em termos de qualidade de desempenho térmico no Inverno. Entretanto, quando se observa o gráfico dos consumos de energia para manter a temperatura ambiente do fogo no valor de conforto (Figura 3), verifica-se que, no que respeita ao consumo de energia de aquecimento, a diferença entre as soluções de vidro simples e de vidro duplo curiosamente não reflectem o desnível observado a respeito das perdas de calor. Isso deve-se ao facto dos vidros simples (menor factor solar) contribuírem com maiores ganhos passivos no Inverno do que os vidros duplos (maior factor solar), o que faz com que, em termos de balanço global de energia necessária para o conforto, as diferenças entre uma e outra solução fiquem atenuadas. Relativamente ao consumo de energia de arrefecimento, as diferenças entre vidro simples e vidro duplo também não são muito significativas, já que a parcela directa da radiação solar, de importância crítica para os ganhos de calor no Verão, é igualmente travada nos dois casos por uma protecção solar exterior adequada, que foi implementada no programa de simulação.

5 Avaliação económica e ambiental

Para avaliar a oportunidade de reabilitação dos vãos envidraçados, admite-se um cenário em que os caixilhos existentes devem ser substituídos (e sem valor residual), colocando-se duas alternativas: a solução de continuidade, de aplicar uma caixilharia de características idênticas à existente, ou uma solução de melhor qualidade, investindo numa caixilharia com um desempenho térmico superior à solução original. Neste quadro, analisar-se-ão os casos de aplicação de uma ou outra solução a todas as janelas do fogo e também o caso intermédio de aplicar a solução original nas duas janelas da fachada SE e investir numa solução de melhor qualidade apenas nas duas janelas de NW. Como solução de melhor qualidade considerou-se a janela de PVC oscilo-batente de vi-

dro duplo já caracterizada anteriormente. Por sua vez, para apurar os consumos energéticos associados à situação intermédia de utilização conjunta de duas soluções de janelas diferentes – caixilho de alumínio de vidro simples a SE e caixilho de PVC de vidro duplo a NW –, foi também realizada uma simulação específica com o EnergyPlus, em tudo idêntica às apresentadas anteriormente para o cenário de utilização separada das duas soluções.

Relativamente aos sistemas de climatização e fontes de energia associadas, analisam-se os casos de caldeira a gás natural e a gás propano canalizado, para o aquecimento, e de um sistema de bomba de calor funcionando a energia eléctrica, para o arrefecimento. Se PCI for o poder calorífico inferior (no caso do gás), e η for o rendimento do sistema – tomado como o COP para o caso da bomba de calor –, a despesa anual D (€/ano) correspondente a um dado consumo energético anual E (kWh/ano), vem dada por:

$$D = \frac{E}{PCI \times \eta} \cdot C_u$$

em que C_u é o custo unitário de energia, que depende da fonte utilizada (gás natural, gás propano ou electricidade). À utilização de cada fonte energética está também associada uma dada de produção de CO₂ – caracterizada por um factor de emissão (F_{emiss}) –, cujo conhecimento é fundamental em qualquer estudo de impacte ambiental, pelas implicações que tem no efeito de estufa. Na Tabela 2 resumem-se as características dos sistemas de climatização e do combustível ou vector energético utilizado.

Tabela 2: Características dos sistemas e das fontes de energia.

Parâmetro	Unidades	Aquecimento		Arrefecimento
		Gás Natural/ Caldeira (GN)	Gás Propano/ Caldeira (GP)	Electricidade/ Bomba de Calor (BC)
C_u	€	0.5437/m ³	2.71/m ³	0.0988/kWh
η	-	0.9	0.9	3
PCI	kWh/m ³	10.53	23.72	-
F_{emiss}	gCO ₂ /kWh	200.9	226.8	229.6

Quanto ao custo das janelas, os valores admitidos, baseados em preços correntes do mercado, são os indicados na Tabela 3, em função do fabricante e das dimensões da caixilharia.

Tabela 3: Custo da caixilharia.

Dimensões (m×m)	Custo dos modelos de janela (€)	
	Janela de alumínio de vidro simples	Janela oscilo-batente de PVC de vidro duplo
1.20×1.10	125	200
3.24×1.10	270	420

De forma a avaliar as diferentes alternativas de reabilitação dos vãos envidraçados utilizou-se o método do custo global (C_g), que é bem conhecido da análise de projectos. Neste método apura-se o custo global de cada uma das soluções entrando em conta com o investimento inicial (I) e todas as despesas (D) – e receitas se também for o caso – que ocorrem num dado horizonte de projecto de N anos, depois de devidamente actualizadas a uma dada taxa de “interesse” (i). A alternativa vencedora é naturalmente a que implicar um custo global menor. Sendo D a despesa anual, que se supõe constante durante a vida do projecto, o custo global de uma dada alternativa é calculado por:

$$C_g = I + \frac{I - (I + i)^{-N}}{i} \cdot D$$

Tendo em conta as relações anteriores, apresentam-se na Tabela 4 o cálculo do custo global para as três alternativas de substituição dos vãos envidraçados e as correspondentes emissões de CO₂. Foi considerada uma vida útil de 50 anos para os dois tipos caixilharia, uma taxa $i=0.03$ e admitidas nulas as despesas de manutenção. Deste modo, a despesa anual (D) resume-se à soma das despesas com o aquecimento (D_{aquec}) e arrefecimento (D_{arref}) do fogo.

Tabela 4: Avaliação das alternativas de reabilitação.

Parâmetros	Unidades	Alternativas de reabilitação					
		4 jan. de ALU de vidro simples		4 jan. de PVC de vidro duplo		2 jan. de ALU+2 jan. de PVC de vidro duplo	
		GN/BC	GP/BC	GN/BC	GP/BC	GN/BC	GP/BC
I	€	645.0	645.0	1020.0	1020.0	795.0	795.0
E_{aquec}	kWh/ano	2698.9	2698.9	2538.4	2538.4	2584.8	2584.8
D_{aquec}	€/ano	154.8	342.6	145.6	322.2	148.3	328.1
E_{arref}	kWh/ano	2391.1	2391.1	2252.7	2252.7	2343.2	2343.2
D_{arref}	€/ano	78.7	78.7	74.2	74.2	77.2	77.2
D	€/ano	233.6	421.4	219.8	396.4	225.5	405.3
C_g	€	6655.0	11486.3	6675.9	11219.9	6595.9	11222.9
Emissões	kgCO ₂ /ano	1091.2	1161.1	1027.2	1092.9	1057.3	1124.2

Como se observa da Tabela 4, os resultados variam consoante a perspectiva de análise. No caso de um fogo com caldeira a gás propano, a estratégia mais vantajosa é a da aplicação de caixilharia de PVC de vidro duplo na totalidade das janelas. Mas, no caso de um fogo com caldeira a gás natural, a alternativa aconselhada passa a ser a aplicação de caixilharia de PVC de vidro duplo nas janelas de NW e refazer a solução original para as janelas de SE. Também, qualquer que seja a alternativa, observa-se uma grande disparidade de valores entre as soluções de aquecimento a gás natural e a gás propano, o que sugere a necessidade de um estudo de viabilidade económica sobre a reconversão das instalações de gás propano para gás natural.

Relativamente às emissões de CO₂ anuais, verifica-se que a alternativa mais vantajosa para a sociedade é a da aplicação de caixilharia de PVC de vidro duplo em todas as janelas do fogo, independentemente do tipo de combustível utilizado para o seu aquecimento.

6 Conclusões

Neste artigo foi efectuada uma avaliação de três alternativas de reabilitação energética dos vãos envidraçados de um fogo de um edifício de habitação localizado em Lisboa. As janelas a substituir eram em caixilharia de alumínio de vidro simples e as alternativas consideradas foram: (1) solução igual à original; (2) aplicar caixilharia de PVC de vidro duplo em todas as janelas e; (3) na fachada SE aplicar a solução original e na fachada NW aplicar a solução de PVC. O estudo mostrou que a alternativa mais vantajosa para o utilizador é a segunda ou a terceira, consoante a caldeira seja a gás propano ou gás natural, respectivamente. Na perspectiva da sociedade, a alternativa mais favorável, por libertar menor quantidade de CO₂ para o ambiente, foi a segunda, independentemente do combustível utilizado.

7 Bibliografia

- [1] ISO 101292:1994, *Glass in Building – Calculation of Steady-State U-Values (Thermal Transmittance) of Multiple Glazing*, International Standardization Organization, 1994.
- [2] NFRC 100, *Procedure for Determining Fenestration Product U-factors*, National Fenestration Rating Council, 1997.
- [3] ASHRAE 1993, *ASHRAE Handbook – Fundamentals*, American Society of Heating Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Inc., Chapter 27, USA, Atlanta, 1993.
- [4] Lawrence Berkeley National Laboratory, 2001, *EnergyPlus Engineering Document: The Reference to EnergyPlus Calculations*, 2001.

AVALIAÇÃO E CERTIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO TÉRMICO DE UMA HABITAÇÃO

Sandra Pereira*

Correio electrónico: spereira@utad.pt

Anabela Paiva†

Correio electrónico: apaiva@utad.pt

Resumo

No âmbito do Observatório da Construção da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro tem sido desenvolvido trabalho no sentido de criar um sistema de avaliação e certificação da qualidade de edifícios de habitação, na fase de projecto e após conclusão, situados em Trás-os-Montes e Alto Douro (TMAD). Foram realizados inquéritos no sentido de definir os principais aspectos a avaliar. O comportamento térmico das habitações foi considerado um dos aspectos mais relevantes na decisão de aquisição de habitação e responsável por uma das principais patologias neste tipo de edifícios. De acordo com a metodologia [1] adoptada para o desenvolvimento deste sistema de avaliação e certificação da qualidade, a fase seguinte deste processo consiste em desenvolver processos de avaliação e certificação da qualidade dos aspectos considerados mais relevantes. Nesse sentido foi iniciado trabalho no sentido de desenvolver um processo de avaliação e certificação do comportamento térmico de habitações. Nesta comunicação são apresentados os resultados obtidos através da recolha de informação sobre os trabalhos que estão a ser desenvolvidos em várias partes do mundo, muitos deles relacionados com a crise energética que está a ser sentida a nível mundial, tendo em vista avaliar e certificar o comportamento térmico das habitações *in situ* e assim diminuir a sua factura energética. Tem sido também efectuada uma recolha de textos normativos.

Palavras-chave: Qualidade, Edifícios de Habitação, Comportamento Térmico, Medições *In Situ*.

* Assistente, UTAD, Departamento das Engenharias, Divisão de Eng.^a Civil.

† Professora Associada, UTAD, Departamento das Engenharias, Divisão de Eng. Civil, Investigadora do CETAV.

1 Introdução

Este trabalho encontra-se inserido na linha de acção do Observatório da Construção que visa a criação de um sistema de avaliação e certificação de qualidade de edifícios de habitação, em TMAD. O objectivo principal consiste em promover, de forma sustentada, a melhoria da qualidade dos edifícios de habitação em TMAD. O sistema de certificação a desenvolver deverá ser aplicável, quer ao projecto de um edifício, quer ao edifício, nomeadamente através do acompanhamento da sua construção ou após construção.

É geralmente reconhecido que os edifícios em Portugal (dentro destes os habitacionais) são responsáveis por uma porção significativa das emissões de CO₂ e conseqüentemente os regulamentos nacionais têm de ser substancialmente melhorados. Os intervenientes no sector da construção estão a tomar consciência da necessidade da conservação dos combustíveis e de energia se está a tornar proeminente, especialmente com o aumento das exigências regulamentares. Os consumidores começam a exigir mais provas de qualidade das suas habitações. O aparecimento de um processo de avaliar e certificar a qualidade dos edifícios trará mais confiança aos utilizadores bem como melhorará as relações entre utilizadores, construtores/promotores e projectistas.

Esta comunicação surge na continuidade de trabalho que vem sendo desenvolvido nas áreas do comportamento térmico de edifícios, e da avaliação da qualidade de edifícios [2]. Baseia-se em estudos e experiências que têm vindo a ser desenvolvidas a nível nacional e noutros países, cujo estado da arte se apresenta no ponto 2.

Foram já identificados os principais aspectos a avaliar, através de inquéritos realizados a utilizadores, agentes imobiliários e promotores/construtores, sobre os principais aspectos que influenciam a decisão de aquisição de habitação [1]. Foram também realizados inquéritos aos utilizadores sobre as principais patologias que ocorrem neste tipo de edifícios. Através da análise dos resultados dos inquéritos realizados verificou-se que o comportamento térmico das habitações foi considerado um dos aspectos mais relevantes, o qual é objecto de estudo neste trabalho.

2 Estado da arte

2.1 Termografia

Um dos ensaios usados para a análise do comportamento térmico de edifícios *in situ* é a Termografia, que consiste no uso de uma câmara de raios infravermelhos que faz a medição e captação, da energia térmica emitida por um objecto. As câmaras de infravermelhos são instrumentos que medem a radiação

de um objecto como luz visível, exibindo-a numa imagem idêntica à de uma fotografia, a qual se denomina termograma, (Figura 1).



Figura 1: Termograma produzido por uma câmara de infravermelhos

A termografia pode ser aplicada em vários campos do desempenho construtivo e desempenho de componentes e serviços.

Estes incluem:

- Detecção de defeitos de isolamento;
- Detecção de perdas de ar e de calor por janelas;
- Detecção de humidades;
- Detecção de problemas escondidos (por exemplo, possíveis fugas em canalizações inseridas nas paredes);
- Exame de sistemas de aquecimento (por exemplo, controle da eficiência do equipamento; isolamento danificado; tubos de distribuição entupidos; etc.);
- Manutenção preventiva.

A pesquisa infravermelha de um edifício ou dos seus componentes pode ser feita de várias formas, dependendo principalmente dos objectivos da pesquisa e da natureza da sua estrutura.

O aumento da complexidade de qualquer pesquisa, significa um aumento de custo, então, o produto final e qualquer potencial poupança que daí advinha, devem ser considerados antes da pesquisa.

Há dois tipos de análise termográfica, a análise qualitativa e a análise quantitativa. A análise qualitativa é a mais frequente e é a que pode ser utilizada em quase todos os casos, o procedimento a adoptar para a execução desse tipo de termografia encontra-se descrito na norma EN 13187.

A análise quantitativa requer uma pesquisa mais detalhada e restrita, tende a ser mais dispendiosa, demorada e ineficaz na maior parte dos casos de soluções construtivas de TMAD devido à inércia forte que estas soluções apresentam.

Em geral, os resultados são recolhidos *in situ* e posteriormente analisados em laboratório. As imagens térmicas são registadas num cartão de memória, com um comentário auditivo e todos os parâmetros necessários para posterior análise.

A informação recolhida é então processada e é feita a sua análise através do uso de um computador, podendo obter-se no final um relatório termográfico, constituído por vários elementos, tais como: temperaturas superficiais; análise da área em estudo; informação estatística; incluindo os termogramas originais a preto e branco ou a cores.

A simplicidade aparente da técnica infravermelha pode conduzir a uma má interpretação dos resultados, isto se, certas precauções e procedimentos não são tidos em conta antes e durante a realização dos ensaios.

Estas incluem:

- As condições térmicas do interior e exterior do edifício antes e durante o ensaio;
- A medida de todos os parâmetros necessários para análise térmica, i.e., emissividade, temperatura do ar, humidade relativa, distância ao objecto, definições da máquina de termografia, etc.
- Evitar a influência incómoda, de sombras, reflexos quentes ou frios, diferentes superfícies de acabamento, etc.

As principais razões que levam à elaboração de uma pesquisa termográfica são: a melhoria do desempenho, avaliação da correcta aplicação de materiais e investigação ou prevenção.

No sector habitacional, a principal razão é a de proporcionar uma pesquisa relativamente rápida e barata para identificar áreas de grande perda de energia que poderiam ser prontamente rectificadas ou melhoradas. Por exemplo, a termografia pode ser tipicamente usada para verificar se um qualquer isolamento foi correctamente aplicado, para inspeccionar a mão-de-obra e identificar os benefícios da eficiência energética, melhorada através de projectos de reabilitação das habitações [3].

Adicionalmente dentro do sector habitacional há um uso crescente da análise computadorizada, que examina um conjunto de elementos necessários para o estudo do comportamento térmico de edifícios existentes, de modo a melhorar a eficiência térmica dos projectos de novos edifícios. Neste campo, os resultados de pesquisas de termografia qualitativa em edifícios concluídos, podem ser usados como modelo de validação e como uma base de comparação das melhorias do comportamento térmico.

2.1.1 Trabalhos efectuados

Já se encontra bastante divulgado o uso da técnica de análise termográfica na detecção de anomalias na construção em vários países, nomeadamente Reino Unido, Suécia e Brasil. Não se enumeram todos os trabalhos dadas as suas

semelhanças em termos de objectivo. A título de exemplo apresenta-se o caso do Reino Unido.

No Reino Unido são efectuados ensaios termográficos para dar cumprimento aos Regulamentos de edificios no que concerne à conservação de combustíveis e energia, sendo mesmo aconselhado o uso deste tipo de inspecção no regulamento para mostrar que o isolamento é razoavelmente contínuo na envolvente exterior.

Na UTAD também têm sido levados a cabo vários ensaios termográficos no âmbito da disciplina de projecto da licenciatura em Engenharia Civil, tendo-se chegando à conclusão que qualitativamente se obtêm resultados fiáveis na detecção de falhas de isolamento e outros defeitos de construção para as soluções construtivas mais utilizadas em Vila Real.

2.2 Termo fluxímetro

O coeficiente de transmissão térmica de um elemento de construção (valor-U) é definido na ISO 7345 como sendo “a variação do fluxo de calor em condições de estabilidade dividida pela área e pela diferença de temperatura entre os meios circundantes de cada lado de um sistema”.

Por norma, o valor-U pode ser obtido medindo a variação do fluxo de calor através de um elemento com um fluxímetro, juntamente com as temperaturas de ambos os lados do elemento em condições de estabilidade.

Numa situação ideal as temperaturas interior e exterior deviam ser constantes, dando um valor-U em condições constantes e exactas. Na prática as condições de estabilidade não ocorrem, tem de se entrar em consideração com as variações de temperatura e de fluxo de calor antes do valor-U ser calculado com fiabilidade. Como a maior parte dos elementos construtivos dos edificios têm massa térmica significativa, variações de temperatura interior ou exterior levam a grandes flutuações no fluxo de calor tanto num sentido como no outro (entrada e saída). Para a determinação de cada valor-U têm de ser efectuadas medições de fluxo de calor e temperatura durante vários dias. A duração do período de medição, que depende do tipo de construção, tem de ser suficiente para que a troca de energia armazenada na estrutura, entre o início e o fim do período de medição, seja relativamente pequena em comparação com a energia que atravessou a estrutura do elemento durante esse tempo. Um período de medição de 14 dias no Inverno é normalmente considerado adequado para soluções construtivas com inércia térmica fraca/média e com a caixa-de-ar parcialmente preenchida com isolamento [4].

O fluxímetro de calor é um transdutor que transmite um sinal eléctrico que é uma função directa do fluxo de calor transmitido por ele.

A maior parte dos fluxímetros de calor (FC) são placas finas, termicamente resistentes. Informação mais detalhada sobre a estrutura do FC encontra-se na ISO 8301.

São usados em conjunto com os fluxímetros sensores de temperatura que são transdutores que transmitem um sinal eléctrico que é uma função monotónica da sua temperatura. São utilizados no mínimo dois sensores de temperatura, um de cada lado do elemento a ser testado, para que o sinal eléctrico transmitido seja relacionado directamente com o fluxo de calor através da placa.

2.2.1 Trabalhos efectuados

Passam-se a apresentar alguns dos trabalhos mais relevantes efectuados em diferentes países nesta área.

Sean Doran, investigador da Building Research Establishment (BRE), levou a cabo um trabalho de pesquisa nesta área. Efectuou uma série de ensaios utilizando 29 tipos de soluções construtivas. Para cada tipo de solução construtiva foram executadas medições com um fluxímetro, recorrendo ao procedimento da norma ISO 9869, e foram comparados os valores-U medidos e os calculados segundo a norma EN ISO 6946. Verificou que em vários casos o valor-U medido é maior (i.e. pior) do que o calculado. Os resultados desse projecto mostraram ainda que as perdas de energia em paredes são normalmente subestimadas, em alguns casos em mais de 30%. Chegaram ainda à conclusão que para diferentes tipos de soluções construtivas as diferenças eram maiores numas do que noutras. Por exemplo para paredes duplas com a caixa-de-ar parcialmente preenchida (inércia forte) as diferenças eram maiores do que para paredes com estrutura de madeira (inércia fraca).

Concluíram que o método de cálculo preconizado na norma EN ISO 6946 não entra em conta com todos os factores que influenciam os valores-U e geralmente subestimam-no, embora a maior parte das diferenças sejam atribuídas a defeitos de construção. Devido a este facto é aconselhado que nos futuros regulamentos seja usado um "Delta-U", factor de correcção de U, para precaver estas situações. Na Suécia, foram definidos dois termos de correcção, que constituem o "Delta-U". Um primeiro, chamado ΔU_g , que entra em conta com as incertezas relativas às propriedades e dimensões dos materiais usados na solução construída sobre as variações inevitáveis que resultam do tipo de mão-de-obra e das condições de produção. O segundo, denominado ΔU_k , cobre as incertezas relativas às propriedades e dimensões dos materiais usados na solução construída que advêm do projecto e da forma de construção de um tipo particular de elemento construtivo e a sua aplicação na envolvente/fachada (por exemplo, condutas eléctricas, existência de ductos, deformações do isolamento e dos revestimentos). Na prática, estes termos de correcção, variam entre 0.02 e 0.06 W/m²·K para as soluções construtivas Suecas o que corresponde aproximadamente a 5% - 20% de acréscimos no valor-U (situação mais desfavorável). Estas diferenças podem aparecer principalmente devido à qualidade da mão-de-obra, processos de envelhecimento dos materiais utilizados, condições atmosféricas e isolamentos defeituosos [4].

Em Itália no Departamento de Energia da Universidade de L'Áquila, foram também levados a cabo ensaios para a determinação da resistência térmica de paredes, durante um ano recolheram dados de paredes de inércia fraca, média e forte [5]. O objectivo do trabalho era alterar a fórmula de cálculo da análise dinâmica proposta na norma ISO 9869 por esta ser de difícil cálculo e necessitar de muitos valores de difícil determinação para o seu uso correcto, embora falessem num outro algoritmo de cálculo mais fácil proposto na prEN12494 (1996) que até ao momento ainda não foi publicada como definitiva.

No Korea Institute of Construction Technology em conjunto com o Energy System Research Unit da University of Strathclyde (Escócia) procederam também à execução de ensaios para a determinação da resistência térmica de paredes [6], neste caso, aquecendo a parede exterior, com o objectivo principal de desenvolver um método de calibração diferente do indicado na norma ISO 9869.

No Brasil no Laboratório de Eficiência Energética em Edificações (LabEE) da Universidade Federal de Santa Catarina está a ser levado a cabo o desenvolvimento de métodos de avaliação da transferência de calor em materiais e componentes das edificações [7]. Este método visa o desenvolvimento, caracterização e implementação de um dispositivo para a medição *in situ* da resistência térmica de elementos construtivos de edificações ISO 9869, conjugado com o método da câmara quente protegida ISO 8990. Com este trabalho pretendem ainda rever a norma Brasileira do método de câmara quente protegida e elaborar o texto base da norma Brasileira sobre a medição *in situ* da resistência térmica de componentes da construção, utilizando a câmara quente protegida.

2.3 Uso combinado de uma câmara de termografia e de um termo fluxímetro

2.3.1 Câmara de termografia e fluxímetro de calor para medir a perda de calor

Para componentes de inércia fraca, onde o fluxo de calor é unidireccional e estacionário, e pode ser determinado, pode-se usar a termografia directamente para determinar a temperatura superficial. Os resultados podem então ser usados para calcular o coeficiente de transmissão térmica e determinar a perda de calor em termos de W/m^2 . Sempre que este processo é realizado, deve ser dada uma atenção especial à precisão da imagem térmica e aos parâmetros adicionais necessários para efectuar o cálculo.

Em componentes de inércia forte, a estabilização da condição térmica raramente acontece. O efeito da variação diurna juntamente com o aquecimento cíclico faz com que se obtenha uma contínua variação da corrente térmica do ambiente. Devido ao facto de em TMAD se construir edifícios com inércia térmica forte, o fluxo de calor através dos elementos construtivos e consequentemente a condutibilidade térmica, não é apenas resultado da variação de temperatura no exterior do elemento, mas pode ser afectado pelo

peratura no exterior do elemento, mas pode ser afectado pelo armazenamento de calor no elemento construtivo, provocando por vezes fluxos de sinal contrário ao previsto. Uma forma de superar este problema consiste em combinar a análise qualitativa de um termograma com o coeficiente de transmissão térmica obtido, usando um fluxímetro de calor.

Através da termografia definem-se as zonas, onde posteriormente irão ser colocados os sensores, zonas com significado para a análise i.e. onde as temperaturas apresentam variações superiores a 10°C. Os coeficientes de transmissão térmica podem então ser obtidos, dividindo a média do tempo do fluxo de calor pela diferença de temperatura do ar interior e exterior, nessas zonas. Contudo este processo revela-se bastante longo para se conseguir que a massa térmica tenha uma influência desprezável, quando isto acontece, esta relação converge para o coeficiente de transmissão térmica que é representativo da área indicada pelo termograma. Deste modo, pode-se fazer uma comparação com o valor de projecto.

2.3.2 Termografia e uma sonda óptica para obter uma inspecção física ou estrutural

Os termogramas produzidos durante uma pesquisa de termografia dão origem a “mapas térmicos” das superfícies inspeccionadas, estes mapas podem apresentar irregularidades nas temperaturas superficiais as quais implicam a existência de defeitos no interior dos elementos construtivos em estudo, (Figura 2). Com a ajuda dos projectos de especialidades podem-se deduzir informações sobre as suas causas. Quando existem dúvidas na determinação da origem do problema, por exemplo no caso de um defeito causado pela falta de colocação de isolamento térmico mas que pode ser também causado por isolamento mal colocado, tornam a análise ineficiente. Nestas circunstâncias, pode ser necessário fazer uma inspecção física.



Figura 2: Termograma de uma parede com defeito de construção.

Infelizmente, a natureza de uma inspecção física significa “danos” para os elementos construtivos em análise (tijolos perfurados ou removidos). Um modo para minimizar estes danos é usar uma sonda óptica. Usando a imagem

térmica como um guia, é efectuado um pequeno buraco (aproximadamente 13 mm) na fachada exterior da envolvente e onde é inserido o instrumento. A sonda óptica com uma fonte luminosa poderosa proporciona uma ampla iluminação para a inspecção, e se necessário, tira uma fotografia [3].

Usando esta técnica, podem-se obter e identificar os danos das superfícies internas da envolvente dos edifícios, enquanto se minimizam os danos no elemento construtivo. Isto é alcançado devido ao pequeno orifício de acesso e à localização precisa da área obtidos com a ajuda da câmara de infravermelhos.

3 Conclusões e Trabalhos Futuros

Após a análise das técnicas descritas, das normas EN 13187, ISO 9869, EN ISO 6946, NP EN 1934, ISO 8990 e das conclusões dos trabalhos descritos pode concluir-se que ainda há muito a fazer na área da avaliação e certificação do comportamento térmico de edifícios. Pretende-se desenvolver trabalho no sentido de dar um contributo para esta área, elaborando um processo de certificação do aspecto referido.

Para esse efeito foi adquirido pelo Laboratório de Física dos Edifícios da UTAD de um sistema de alta precisão de medição da resistência térmica de elementos, o TRSYS01 da Hukseflux, composto por dois sensores de medição de fluxo de calor, HFP01, quatro sensores de temperatura e um sistema de aquisição de dados, MCU02 da Campbell Scientific, para a medição *in situ* da resistência térmica de elementos de construção (inicialmente paredes) e posterior comparação com os valores calculados pela norma EN ISO 6946, para soluções construtivas mais usadas em TMAD.

Além deste equipamento irá ser utilizada uma câmara termográfica, Thermacam SC 2000 da Flir System, para a detecção de defeitos de construção, para posterior análise da resistência térmica.

Irá ainda ser ponderada a hipótese da construção de uma sonda óptica pelo Departamento das Engenharias da UTAD para a inspecção física dos elementos construtivos analisados, quando a análise pelo processo de medição não se mostrar fiável nem o mais adequado.

Os ensaios e a aplicação da proposta de processos de avaliação e certificação, serão levados a cabo maioritariamente em edifícios em construção ou recentemente construídos na cidade de Vila Real.

Da revisão bibliográfica elaborada pode concluir-se que será necessário obviar alguns problemas já detectados, nomeadamente:

- Soluções construtivas a analisar com inércia forte, necessidade de entrar com factores de correcção da inércia térmica;
- Dificuldade em encontrar elementos construtivos homogéneos em grande parte da sua extensão;
- Complexidade do algoritmo de cálculo da resistência térmica;

- Dificuldades quanto à calibração do equipamento de medição da resistência térmica;
- Períodos de medição longos;
- Avaliação dos resultados das medições com os calculados pela norma EN ISO 6946.

4 Bibliografia

- [1] S. Pereira, "Levantamento dos Principais Aspectos que Influenciam a Qualidade dos Edifícios de Habitação em TMAD", Dissertação de Mestrado, UTAD, Vila Real, 2004, pp. 125.
- [2] A. G. C. Paiva, "A Framework for the Evaluation of Quality of Dwellings", Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, Bristol, University of Bristol, 1995, pp. 181.
- [3] J. M. Hart, A Practical Guide to Infra-red Thermography for building surveys, Watford, Inglaterra, Building Research Establishment Report, 1991.
- [4] S. Doran, "Field investigations of the thermal performance of construction elements as built", BRE, Reino Unido, Novembro 2000.
- [5] L. Laurenti, F. Marcotullio, e F. Monte, "Determination of the thermal resistance of walls through a dynamic analysis of in-situ data", International Journal of Thermal Sciences, vol. 43, pp. 297-306, 2004.
- [6] S. E. Lee, J. S. Kang, e J. M. Kim, "Modelling and calibration of lateral heat loss rate in measuring the r value of partly heated wall"
- [7] http://www.labeee.ufsc.br/linhas_pesquisa/transferecia_calor.html, (Dezembro 2005)

REFORÇO DE ISOLAMENTO TÉRMICO PELO INTERIOR

Avaliação Energética e Riscos Potenciais

Daniel Aelenei*

Correio electrónico: aelenei@fct.unl.pt

Fernando M. A. Henriques†

Correio electrónico: fh@fct.unl.pt

Resumo

A reabilitação térmica da envolvente exterior dos edifícios existentes é uma das estratégias possíveis para a promoção da melhoria da eficiência energética no parque edificado nacional. Uma das soluções possíveis de reabilitação térmica de paredes exteriores consiste na aplicação de isolamento térmico pelo interior. Embora as vantagens e desvantagens associados à implementação desta medida sejam geralmente conhecidas, elas devem, contudo, ser ponderadas cuidadosamente caso a caso. Se as vantagens do reforço do isolamento térmico da envolvente pelo interior em termos de economia de energia são quase sempre garantidas, um dos principais inconvenientes desta medida reside no facto de o posicionamento do isolamento térmico diminuir as temperaturas no interior da parede em condições de Inverno, o que pode aumentar o risco de condensações internas.

Este artigo tem como objectivo a quantificação do potencial de melhoria do conforto térmico introduzido pela aplicação de diversas soluções de isolamento térmico interior, e a avaliação dos riscos de condensação associados, no caso de uma habitação situada no concelho de Lisboa, cujas paredes exteriores são constituídas por panos simples de alvenaria.

Palavras-chave: reabilitação térmica, isolamento interior, conforto térmico, condensações internas.

1 Introdução

As medidas introduzidas para satisfazer os compromissos assumidos enquanto estado membro da União Europeia no sentido da elaboração de estratégias e mecanismos para prevenção e redução dos níveis de emissão dos gases que contribuem para o aquecimento global, têm vindo a ter um impacte cada

* Professor Auxiliar, Dep. de Engenharia Civil, FCT- Universidade Nova de Lisboa.

† Professor Catedrático, Dep. de Engenharia Civil, FCT- Universidade Nova de Lisboa.

vez maior na qualidade dos edifícios em Portugal. Tendo em conta que o consumo de energia nos edifícios representa cerca de 22% do consumo de energia final do país [1], as preocupações manifestadas pelas várias entidades no sentido de promover a melhoria da eficiência energética nos edifícios são perfeitamente justificadas. As medidas que promovam a utilização racional de energia podem desempenhar um papel duplo, visto que há uma forte relação entre estas e o nível do conforto térmico no interior dos edifícios, dado que os níveis mínimos de conforto térmico só podem ser atingidos, na maioria dos casos, com recurso a sistemas de condicionamento de ar interior, o que implica um acréscimo do consumo de energia. Se, por um lado, o conjunto de regras e normas na forma como foram (estão) definidas no Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios – Decreto-Lei nº 40/90, de 6 de Fevereiro –, tem vindo a contribuir de modo satisfatório para a melhoria do desempenho térmico dos edifícios portugueses na última década, por outro lado, os edifícios construídos antes da entrada em vigor desse regulamento, apresentam, na sua grande maioria, uma deficiente qualidade térmica. A presente comunicação tem como objectivo a quantificação de algumas das vantagens e dos inconvenientes associados à aplicação de isolamento térmico pelo interior como medida de reabilitação térmica da envolvente exterior dos edifícios. Apesar da sua menor eficácia quando comparada com a aplicação de isolamento térmico pelo exterior, a reabilitação térmica da envolvente exterior dos edifícios existentes através da aplicação de isolamento térmico pelo interior constitui uma solução adequada nas situações onde existam constrangimentos de ordem arquitectónica (como por exemplo, a obrigação da preservação das fachadas). Com este objectivo, procedeu-se numa primeira fase à avaliação numérica do potencial de melhoria do conforto térmico introduzido pela aplicação de algumas soluções de isolamento térmico interior, no caso de uma habitação situada no concelho de Lisboa, cujas paredes exteriores são constituídas por panos simples de alvenaria. Dado que o posicionamento do isolamento térmico pelo interior provoca uma diminuição das temperaturas no interior da parede em condições de inverno, foi também feita, numa segunda fase, uma avaliação simplificada dos riscos de condensação associados à aplicação das soluções consideradas.

2 Estimativa do potencial de melhoria do conforto térmico

2.1 Descrição do programa de simulação

A estimativa do potencial de melhoria do comportamento térmico introduzido pela aplicação das diversas soluções de isolamento térmico interior foi

feita com recurso a um programa comercial (NewQUICK). A metodologia usada para o desenvolvimento do programa de simulação é baseada numa modelação de tipo *airflow-networking* [2]. Neste tipo de aproximação, os diferentes compartimentos (zonas térmicas independentes) dum edifício são reduzidos a nós que representam parâmetros de valores médios. Estes nós estão ligados entre si e à temperatura exterior, também reduzida a um nó. O programa de simulação em causa permite efectuar a análise do comportamento térmico de um edifício em regime dinâmico, e contabiliza os efeitos de inércia térmica, fornecendo como resultados as estimativas dos valores médios horários da temperatura e da humidade relativa interior ao longo de tempo. As validações do programa de simulação efectuadas sobre 107 casos de estudo permitiram concluir de que o modelo permite estimar as temperaturas com um desvio máximo de 1°C em 73% dos casos, e de 2°C em 95% dos casos.

2.2 Descrição da habitação

Para avaliar o potencial para a melhoria do comportamento térmico introduzido pela aplicação de isolamento térmico interior, foi escolhida uma habitação-tipo esquematicamente ilustrada na figura 1. Considera-se que a habitação está localizada num piso intermédio, apresentando as dimensões que se indicam na tabela 1.

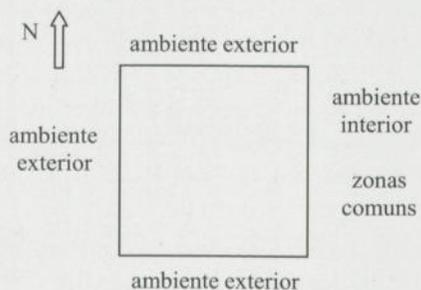


Figura 1: Esquema da habitação analisada

As simulações do comportamento térmico da habitação foram efectuadas considerando três soluções de paredes de fachada diferentes (figura 2). A solução (a), considerada como referência, é constituída por uma parede simples de tijolo furado com 22 cm de espessura, rebocada de ambos os lados com 1.5 cm de argamassa de inertes correntes. As soluções designadas por (b) e (c), são as soluções de reforço térmico com isolamento interior propostas para análise neste trabalho.

Tabela 1: Resumo das dimensões da habitação.

Elemento	Característica
Área útil	100 m ²
Pé direito	2.6 m
Área total da envolvente vertical, A_v	137.4 m ²
Área parede norte (em contacto com exterior)	$0.17 \times A_v$
Área parede sul (em contacto com exterior)	$0.17 \times A_v$
Área parede oeste (em contacto com exterior)	$0.3 \times A_v$
Área parede interior (em contacto com outros fogos)	$0.19 \times A_v$
Área parede intermédia (em contacto com zonas comuns)	$0.17 \times A_v$
Área envidraçados parede norte	$0.20 \times 0.17 \times A_v$
Área envidraçados parede sul	$0.28 \times 0.17 \times A_v$
Área envidraçados parede oeste	-
Área envidraçados parede leste	-

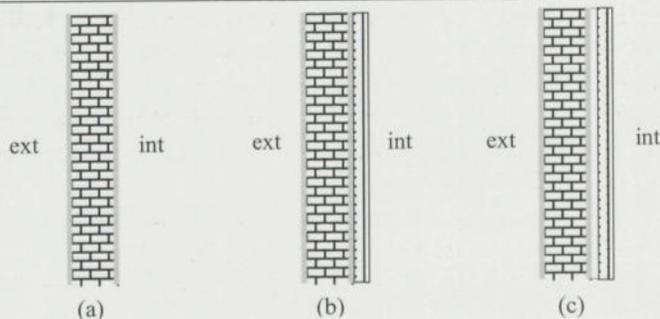


Figura 2: As soluções de fachada consideradas. (a) tijolo furado (22 cm), e argamassa (1.5 cm de cada lado); (b) sol. (a) + poliestireno expandido (2.0 cm) + gesso cartonado (1.2 cm); (c) sol. (a) + caixa de ar intermédia (2.0 cm) + sol. (b)

Como se pode verificar na figura 2, as soluções de reforço térmico consideradas constam de painéis com altura de pé-direito que associam um paramento de gesso cartonado e uma camada de isolamento térmico com placas de poliestireno expandido, coladas no tardo das placas de paramento. A solução (b) considera os painéis prefabricados aplicados directamente contra o paramento interior enquanto a solução (c) considera que os painéis são fixados através duma estrutura de apoio que define uma caixa de ar intermédia.

Tal como se pode verificar, as dimensões, a localização no interior do edifício, a orientação e as soluções construtivas dos elementos da habitação, foram escolhidos por forma a que a habitação em causa possa ser representativa de um grande número de edifícios multifamiliares com mais que dois pisos.

As soluções construtivas dos restantes elementos da envolvente (não pertencentes à fachada exterior) foram definidos com se segue:

- paredes interiores e intermédias: parede simples de tijolo furado com 22 cm de espessura, rebocada de ambos os lados com 1.5 cm de argamassa de inertes correntes;
- pavimentos: laje maciça de betão armado com 15 cm de espessura e betonilha de regularização com 5 cm de espessura.

2.3 O comportamento térmico da habitação

Os dados climáticos considerados na avaliação do desempenho térmico, foram os correspondentes à sequência de dias típicos de Inverno em Lisboa. Nas simulações, considerou-se que a taxa de renovação de ar no interior da habitação é sempre igual a 0.57 renovações de ar horárias. Deve referir-se ainda que foi também considerada a influência dos ganhos internos provocados pela existência de várias fontes de calor no interior da habitação, tais como computadores, televisores, lâmpadas, etc.

Os resultados das simulações do comportamento térmico da habitação, para todos os dias típicos de Inverno em Lisboa, e para todas as soluções ilustradas na figura 2, são apresentados na figura 3.

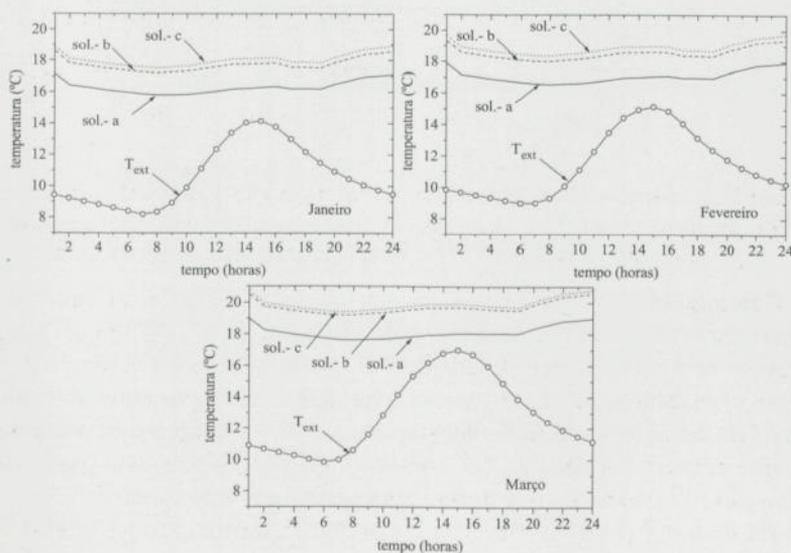


Figura 3: Distribuição ao longo do tempo das temperaturas no interior da habitação para cada um dos casos analisados

3 Avaliação dos riscos de condensações internas

A fachada de um edifício, não constitui apenas uma barreira contra a passagem de calor, mas também uma barreira à passagem de vapor de água. Dado o condicionamento das pressões de saturação de vapor de água pela temperatura, uma avaliação mais completa de uma solução de reabilitação térmica da envolvente exigiria, para além da avaliação das implicações directas em termos de conforto térmico, também uma avaliação dos potenciais riscos de condensações internas.

Existem vários métodos para a análise do risco de ocorrência de condensações internas. Nesta comunicação, este risco é analisado usando o método proposto por Glaser [3] e adoptado pela norma internacional prEN ISO 13788 [4]. O método de Glaser baseia-se nas hipóteses de que o transporte de humidade ocorre apenas na fase de vapor obedecendo à lei de Fick e de que a transferência de calor é apenas por condução.

Nesta comunicação, a avaliação do risco de ocorrência de condensações internas foi feita utilizando para temperaturas e humidades relativas os correspondentes valores médios mensais obtidos a partir dos dados anteriormente referidos respeitantes às condições típicas de Inverno em Lisboa. Uma vez obtidos estes valores, o valor médio da pressão parcial de vapor de água do ambiente exterior, \bar{p}_e , pode ser calculado a partir da relação:

$$\bar{p}_e = \bar{\varphi} \times p_{sat} \quad (1)$$

em que:

$\bar{\varphi}$ – valor médio da humidade relativa do ar (%);

p_{sat} – pressão de saturação (Pa).

No entanto, a pressão de saturação, p_{sats} , pode ser calculada em função da temperatura T :

$$p_{sat} = 615.5 \times \exp\left(\frac{17.26 \times T}{237.3 + T}\right) \quad (2)$$

Dado que o programa de simulação utilizado para a análise do comportamento térmico da habitação não contabiliza em termos efectivos os vários aspectos relacionados com a produção de vapor de água no ambiente interior, a estimativa da pressão parcial de vapor de água no ambiente interior, para efeitos da avaliação do risco de ocorrência de condensações internas, foi feita em função da diferença de pressão parcial de vapor de água entre o ambiente interior e o ambiente exterior Δp , e da temperatura do ambiente exterior, como indicado na norma citada. Os valores de Δp , por sua vez, foram escolhidos de acordo com a classe de humidade do edifício, sendo que os edifícios de habitação pertencem à classe 3 (figura 4).

No final, a pressão parcial de vapor de água no interior foi avaliada com:

$$\bar{p}_i = \bar{p}_e + 1.1 \times \Delta p \quad (3)$$

Tal como se pode observar, Δp é afectado de um factor de segurança, igual a 1.1, para ter em consideração as eventuais imprecisões do método.

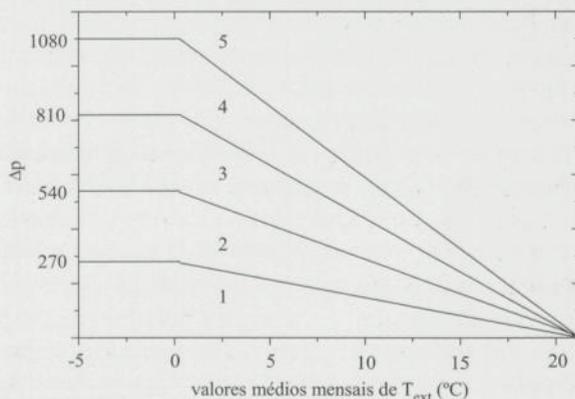


Figura 4: As classes de humidade em função da temperatura do ambiente exterior

Seguidamente, as temperaturas em cada interface entre as várias camadas constituintes do elemento de fachada sob análise, foram calculadas com:

$$T_n = T_{ext} + R_n / R_T (T_{int} - T_{ext}) \quad (4)$$

em que:

T_{int} – temperatura do ambiente interior (°C);

T_{ext} – temperatura do ambiente exterior (°C);

T_n – temperatura no local considerado (°C);

R_n – resistência térmica no local considerado ($m^2 \cdot ^\circ C/W$);

R_T – resistência térmica total ($m^2 \cdot ^\circ C/W$).

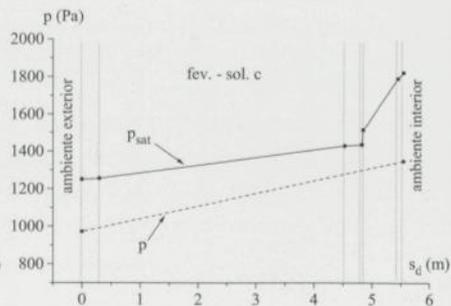
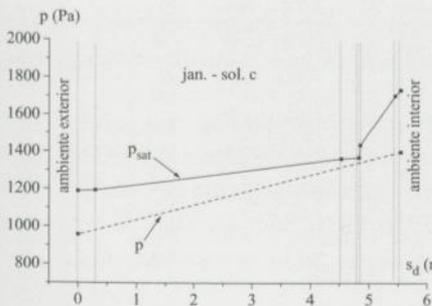
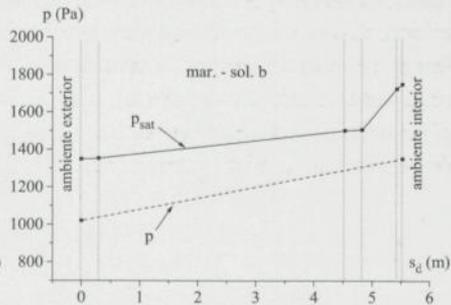
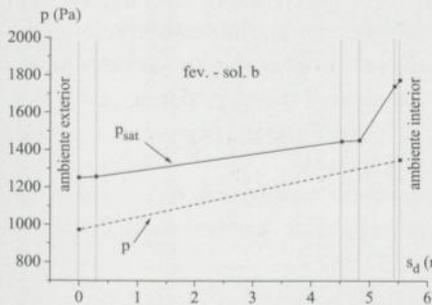
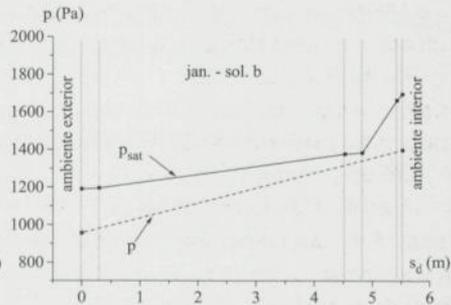
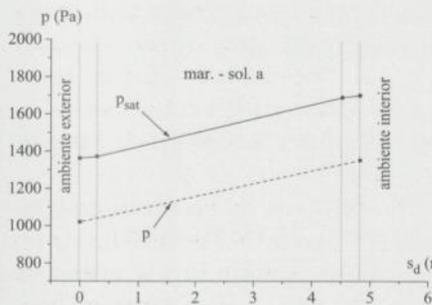
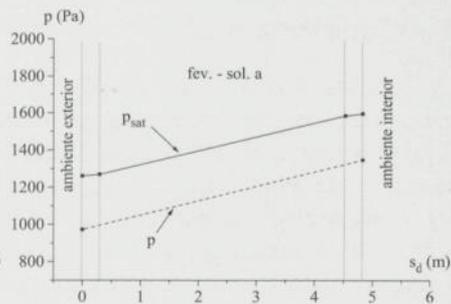
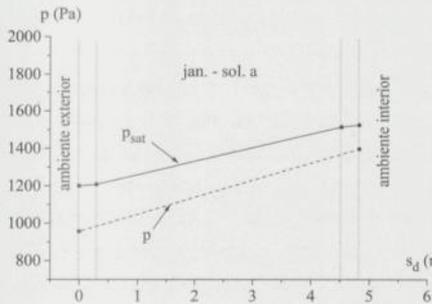
Conhecidas estas temperaturas, a pressão de saturação de vapor de água ao nível das interfaces foi directamente obtida a partir da equação 2.

Finalmente, a avaliação do risco de ocorrência de condensações internas foi feita através da comparação gráfica entre os níveis de pressão de saturação, obtidos depois de considerar variações lineares de p_{sat} entre as interfaces, e os níveis de pressão parcial definidos ao longo de uma recta que une os valores de \bar{p}_i e \bar{p}_e (figura 5). As espessuras das várias camadas nos gráficos referidos representam espessuras da camada de ar de difusão equivalente S_d calculadas segundo as recomendações expressas em [5] e [6].

4 Conclusões

O estudo efectuado para avaliar o potencial para a melhoria do comportamento térmico introduzido pela aplicação de isolamento térmico interior confirmou as expectativas quanto aos efeitos benéficos da aplicação das soluções de reforço térmico interior. Tal como se pode observar na figura 3, na solução (b), a temperatura no interior da habitação sofreu um aumento médio de 1.4°C, 1.5°C e 1.6°C nos meses de Janeiro, Fevereiro e Março, respectivamente. Relativamente à solução (c), a temperatura no interior da habitação sofreu um aumento ainda mais significativo, atingindo 1.8°C nos meses de Janeiro, Fevereiro e Março. Igualmente importantes, são os valores de temperatura mínima observados ao longo do dia. A este respeito, a solução (b) traduz-se por aumentos médios de 1.4°C, 1.5°C e 1.6°C conforme se trate dos meses de Janeiro, Fevereiro e Março. Do mesmo modo, a solução (c) apresenta aumentos médios de temperatura mínima de 1.7°C no mês de Janeiro, e 1.8°C nos meses de Fevereiro e Março, respectivamente.

A análise do comportamento térmico efectuada, não só permitiu obter informações valiosas sobre as vantagens directas decorrentes das medidas de reforço térmico aplicadas, como forneceu os dados de entrada para a análise do risco de ocorrência de condensações internas. Como se pode observar nos gráficos da figura 5, o reforço de isolamento térmico pelo interior aumenta o risco de ocorrência de condensações internas. Embora esta análise não revele ocorrência de condensações internas nas condições estabelecidas, os resultados mostram que um reforço térmico superior aos considerados, poder-se-ia revelar crítico em relação a algumas das circunstâncias analisadas (veja-se, por exemplo, a situação designada por "jan. -sol. c" da figura 5).



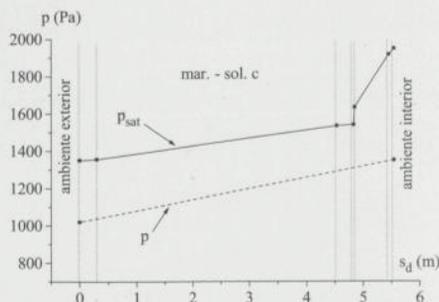


Figura 5: Determinação da zona de ocorrência de condensações no interior da parede de fachada para todos os casos analisados

A análise foi efectuada com base em valores de temperaturas interiores prováveis nos meses de Inverno sem recurso a sistemas de condicionamento de ar interior. Dado que o método de avaliação conduz apenas a valores aproximados, os resultados devem ser interpretados com o devido cuidado.

5 Agradecimentos

Os autores agradecem a colaboração do Prof. A. Moret Rodrigues do IST, que possibilitou a execução das simulações referidas na presente comunicação.

6 Bibliografia

- [1] Direcção Geral de Energia - Ministério da Economia. *Eficiência Energética nos Edifícios*. 2002. <http://www.dge.pt/>. 10 de Novembro de 2005.
- [2] Joubert, P. H. & Mathews, E.H. QuickTEMP – A thermal analysis program for designers of naturally ventilated buildings. *Building and Environment*. 24:2 1989: 155-162.
- [3] Glaser, H., Vereinfachte Berechnung der Dampfdiffusion durch geschichtete Wände bei Ausscheidung von Wasser und Eis. *Kältetechnik* 10 1958: 358-364.
- [4] prEN ISO 13788. Hygrothermal performance of building components and building elements. Internal surface temperature to avoid critical surface humidity and interstitial condensation. Calculation Methods.
- [5] Freitas, Vasco Peixoto de. & Pinto, P. da Silva. *Permeabilidade ao Vapor de Materiais de Construção – Condensações Internas –*. Porto: NIT 002 – LFC 1998.
- [6] Henriques, F. M. A. *Humidade em Paredes*. Lisboa: LNEC 1994.

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM SISTEMA DE VENTILAÇÃO MISTO EM EDIFÍCIOS DE HABITAÇÃO

Manuel Pinto*

Correio electrónico: mpinto@dcivil.estv.ipv.pt

Vasco Peixoto de Freitas†

Correio electrónico: vpreita@fe.up.pt

Resumo

Num passado recente, os edifícios residenciais nos climas temperados eram ventilados pela abertura diária das janelas e pela exagerada permeabilidade da caixilharia. Preocupações de conservação de energia levaram ao uso de caixilharia de melhor qualidade e consequentemente ao aumento do risco de condensações bem como à redução da qualidade do ar interior.

Devido à variação dos factores naturais, tais como a velocidade do vento e o efeito de chaminé, frequentemente os sistemas de ventilação natural não são adequados para prover permanentemente as taxas de renovação horária ideais. Sendo assim, pretende-se caracterizar um sistema de ventilação misto (entradas de ar auto-reguláveis nos quartos e salas, exaustão natural nas instalações sanitárias e exaustão mecânica na cozinha) que poderá ser uma possível solução para colmatar a variabilidade dos factores naturais.

Este artigo apresenta os primeiros resultados de uma campanha experimental que pretende caracterizar o sistema atrás descrito o qual se encontra implementado num conjunto habitacional de 94 fogos na área do grande Porto.

O estudo pretende avaliar, entre outros, os coeficientes de pressão do edifício, a permeabilidade da envolvente (janelas, grelhas, caixas de estore), os dispositivos instalados (ex.: ventilador estático), bem como as taxas de renovação horária recorrendo ao método do gás traçador, mais concretamente às técnicas PFT e concentração constante.

Palavras-chave: Ventilação, Habitação, Renovações Horárias (RPH), Gases Traçadores, PFT

* Prof. Adjunto da Escola Superior de Tecnologia de Viseu, Departamento de Engenharia Civil.

† Prof. Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Laboratório de Física das Construções.

1 Introdução

Na sequência da crise energética da década de 70 do século passado, surgiu a necessidade de limitar o consumo de energia, diminuindo as taxas de renovação de ar nos edifícios de habitação, com consequências na qualidade do ar e no valor da humidade relativa interior. Por outro lado, a utilização de caixilharias de melhor qualidade reduziu a permeabilidade ao ar da envolvente, o que resultou no aumento do risco de aparecimento de condensações e a consequente degradação dos elementos de construção [1] e [2].

As recomendações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil [3] e da normalização existente para a ventilação natural de edifícios de habitação [4] estipulam taxas médias de uma renovação por hora (*RPH*) nos compartimentos principais (quartos e salas) e quatro renovações por hora nos compartimentos de serviço (cozinhas e instalações sanitárias).

Admite-se que grande parte dos edifícios de habitação recentemente construídos não cumpra estas taxas [5]. Sendo assim, é necessário implementar sistemas de ventilação geral e permanente com admissão contínua de ar através dos compartimentos principais e exaustão de ar nos compartimentos de serviço [6], [7], [8].

2 Método do gás traçador – técnica PFT

O método do gás traçador consiste na introdução no compartimento a ser testado de uma determinada quantidade de um gás pouco comum na atmosfera – gás traçador –, registando-se a evolução da sua concentração ao longo do tempo. Em sistemas que recorrem a ventilação natural, com infiltrações e exfiltrações, o método do gás traçador é o único que pode ser usado para medir a distribuição dos fluxos de ar pelos diferentes compartimentos dos edifícios.

A técnica PFT é uma técnica passiva (a emissão e a recolha não envolve meios mecânicos) usada para medir taxas de renovação de ar na qual são utilizados Perfluorocarbonos – PFTs – (Perfluorometilbenzeno – PMB e Perfluorobenzeno – PB) como gases traçadores.

O gás traçador é emitido continuamente a uma taxa constante a partir de uma cápsula emissora constituída por um tubo capilar (Figura 1a)). A recolha é realizada por difusão passiva em cápsulas contendo um adsorvente (Figura 1b)). A análise da quantidade de gás recolhida durante a exposição é realizada usando cromatografia gasosa e um detector de captura de electrões.

Na técnica da emissão homogénea [9], a taxa de emissão de gás é proporcional ao volume do compartimento. O ajustamento da taxa de emissão é realizado através da inserção de um fio metálico a diferentes profundidades no tubo capilar.



Figura 1: Exemplo de cápsulas emissora e receptora: a) Cápsula emissora capilar com dispositivo de emissão ajustável, b) Cápsula receptora com adsorvente (carvão poroso).

Com o recurso à técnica da emissão homogénea a concentração local do gás traçador é proporcional à “idade média do ar” no local. Sendo assim, esta técnica pode ser usada para mapear a distribuição do ar num edifício. O inverso da idade média do ar pode ser interpretado como a taxa de renovação de ar do local (RPH_{local}).

3 Trabalho experimental realizado

3.1 Medições num apartamento tipo

Realizaram-se dois ensaios recorrendo à técnica PFT com o objectivo de aquilatar a implantação das taxas de ventilação referidas anteriormente num apartamento do tipo T2 localizado no concelho da Maia. Os ensaios tiveram uma duração média de 2 semanas cada um e foram realizados em Maio de 2002 e Janeiro de 2003 [10].

As características do sistema de ventilação eram as seguintes:

- admissão de ar por grelhas auto-reguláveis (1 grelha por quarto e 2 grelhas na sala) de “módulo” 30 - caudal escoado (m^3/h) sob a diferença de pressão de 20 Pa;
- exaustão natural na instalação sanitária ($\phi 125$);
- extracção mecânica individual e descontínua na cozinha;
- lavandaria autoventilada (admissão/exaustão através de grelhas fixas).

Sabendo que as grelhas de admissão garantem $120 m^3/h$, e tendo em conta que o volume do apartamento é de $160 m^3$, a taxa RPH esperada seria de $0,75 h^{-1}$ (em média para todo o apartamento). As baixas taxas obtidas (ver Tabela 1) poderão ser explicadas pela relativa falta de ventilação cruzada, os vãos encontram-se praticamente numa fachada, orientados a Sul, enquanto que os ventos predominantes se situam entre os rumos NW e E. A falta do efeito de chaminé devido à pequena diferença entre a temperatura interior e exterior e o

uso de uma ventilação mecânica descontínua na cozinha poderão também explicar as baixas taxas obtidas. Os hábitos dos residentes, os quais no mês de Maio deixavam as janelas abertas por longos períodos, poderá explicar a maior renovação horária neste período

Tabela 1: *RPH* no apartamento

Ensaio	Temperatura média interior (°C)	Temperatura média exterior (°C)	Vento		<i>RPH</i> (h ⁻¹)
			Direção predominante	Média da velocidade (km/h)	
Maio	16,0	14,6	NW - 26,8%	19,8	0,41
Janeiro	12,2	9,4	E - 34,9%	14,4	0,33

3.2 Medições num grupo de apartamentos modificados

Tendo em conta as reduzidas taxas de ventilação verificadas na investigação anterior, levou-se a efeito a primeira fase de uma campanha experimental que pretende caracterizar as condições de ventilação de apartamentos do tipo T2 com um sistema de ventilação modificado. Seis apartamentos estão equipados com um sistema misto (exaustão contínua na cozinha, com dois regimes de ventilação, e exaustão natural na instalação sanitária). O sétimo apartamento está equipado com um sistema exclusivamente de ventilação natural, sendo assim será possível comparar as performances de ambos os sistemas. Os apartamentos foram seleccionados de modo a representarem diferentes orientações e diferentes alturas em relação ao nível do solo (Figura 2).

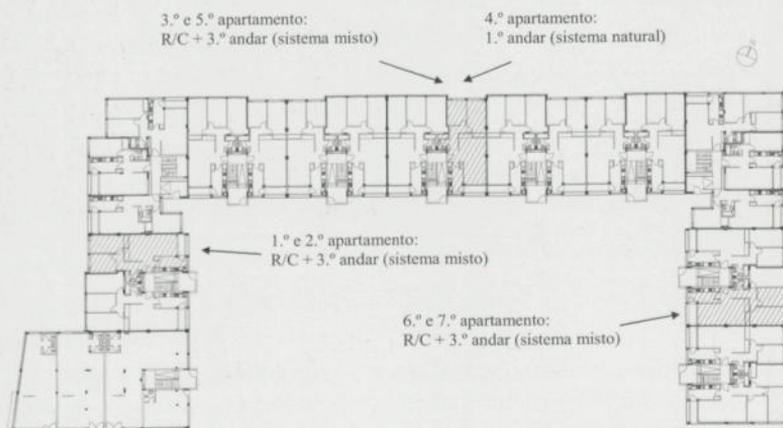


Figura 2: Edifício multifamiliar contendo os sete apartamentos ensaiados.

Os apartamentos inserem-se num edifício multifamiliar de 4 pisos localizado em Areias – Gondomar e respeitam o programa de habitações a custos controlados (PER).

A Figura 3 mostra o apartamento tipo bem como a localização dos vários dispositivos do sistema de ventilação.

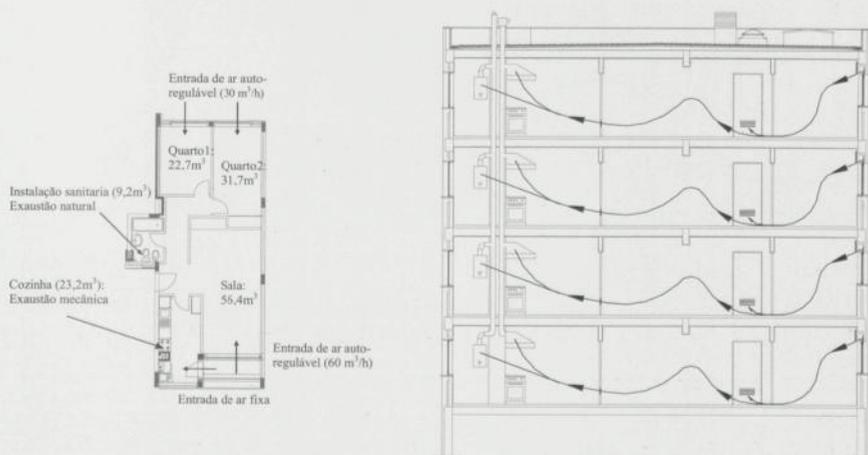
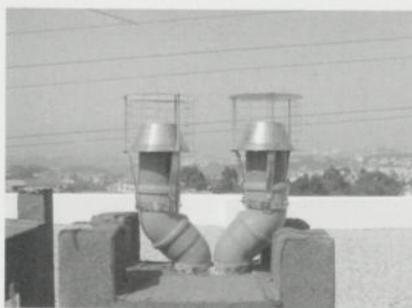
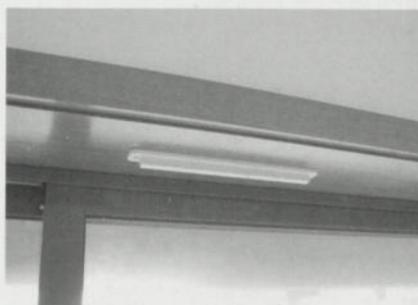


Figura 3: Dispositivos de ventilação.

A Figura 4 mostra alguns dos dispositivos implementados no apartamento.



a)



b)

Figura 4: Dispositivos implementados, a) Ventilador estático na conduta da instalação sanitária, b) grelhas auto-reguláveis instaladas nos quartos e sala.

A Tabela 2 descreve os sistemas de ventilação implementados nos diversos apartamentos.

Tabela 2: Características dos sistemas de ventilação implementados.

Apart. n.º	Orientação	Piso	Sistema de ventilação	Diâm. da conduta da inst. sanitária	Diâm. da conduta do esquentador	Exaustão na cozinha ($\Phi 150$) ²
1	SW	R/C	Misto	$\Phi 110^1$ +ventilador estático	$\Phi 175$ - colectiva	Mecânica ³ : 32,6 – 110,7 m ³ /h
2		3.º	“	$\Phi 110^1$ +ventilador estático	$\Phi 125$ - individual	Mecânica: 59,6 – 122 m ³ /h
3	NW	R/C	“	$\Phi 110^1$ +ventilador estático	$\Phi 175$ - colectiva	Mecânica: 68,1 – 105 m ³ /h
4		1.º	Natural	$\Phi 110$	$\Phi 175$ - colectiva	Natural
5		3.º	Misto	“	$\Phi 110^1$ +ventilador estático	$\Phi 125$ - individual
6	NE	R/C	“	$\Phi 125^1$ +ventilador estático	$\Phi 175$ - colectiva	Mecânica: 62,4 – 141,9 m ³ /h
7		3.º	“	$\Phi 125^1$ +ventilador estático	$\Phi 125$ - individual	Mecânica: 58,2 – 114,9 m ³ /h

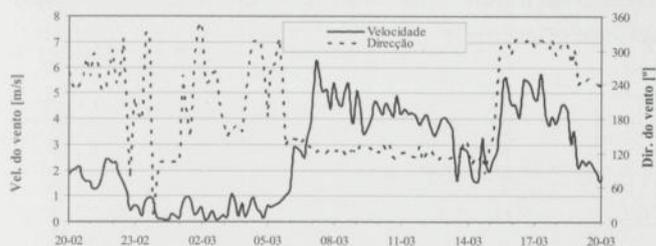
1 - Conduta da instalação sanitária com isolamento (= 3 cm);
 2 - Programação realizada: 12h-14h e 18h30-21h30 com = 120m³/h e no tempo restante = 60 m³/h; o vento induzia alguma turbulência na conduta, sendo assim, os valores da exaustão devem ser considerados com alguma incerteza;
 3 - O ventilador mecânico instalado neste apartamento não funcionou nas melhores condições.

4 Resultados preliminares obtidos

Os ensaios decorreram entre os dias 2 e 9 de Agosto de 2005 e os parâmetros medidos, entre outros, foram os seguintes:

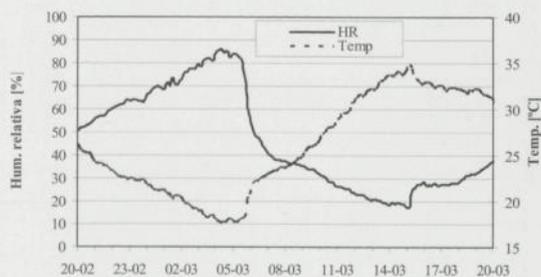
- condições climáticas exteriores (direcção e velocidade do vento, temperatura e humidade relativa) obtidas na cobertura do edifício;
- temperatura e humidade relativa em cada apartamento;
- renovação horária média de cada compartimento em todos os apartamentos, bem como a renovação horária média dos apartamentos.

Apresentam-se na Figura 5 as condições climáticas exteriores (vento - velocidade e direcção -, humidade relativa e temperatura) entre os dias 2 e 3 de Agosto.



Hora do 2.º e 3.º dia de Agosto de 2005 [hh-dd]

a)



Hora do 2.º e 3.º dia de Agosto de 2005 [hh-dd]

b)

Figura 5: Condições climáticas exteriores, a) Velocidade do vento e direcção, b) Humidade relativa e temperatura.

Apresentam-se na Figura 6 as condições climáticas médias interiores (temperatura e humidade relativa).

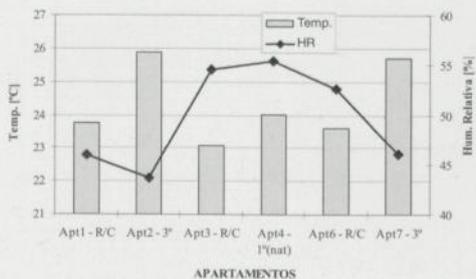
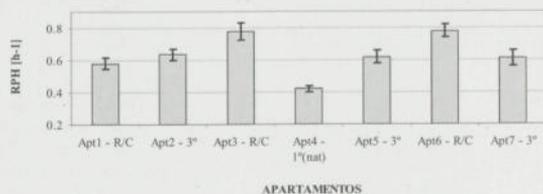
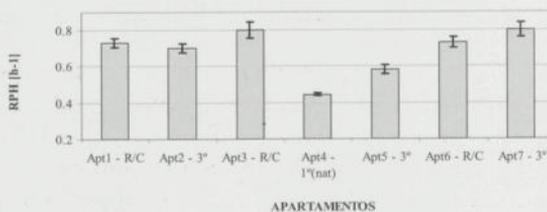


Figura 6: Temperatura e humidade relativa médias nos apartamentos.

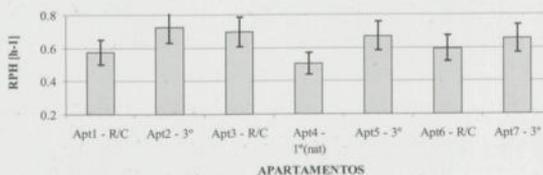
Apresentam-se na Figura 7 as renovações horárias da instalação sanitária, da cozinha e dos apartamentos.



a)



b)



c)

Figura 7: Renovações horárias, a) instalações sanitárias, b) cozinhas, c) global.

Relativamente às condições higrotérmicas interiores, a observação da Figura 6 indica-nos que, como era expectável, os apartamentos com temperaturas médias extremas são os do R/C e cobertura com uma diferença média de 3°C (não foi possível obter valores respeitantes ao apartamento 5). Relativamente à humidade relativa detecta-se um ligeiro decréscimo nos apartamentos 1, 2 e 7, os mais expostos à radiação solar do período da tarde.

As condições atmosféricas exteriores caracterizaram-se por velocidades do vento reduzidas (1,3 m/s a 3,5 m/s), rumos aproximadamente perpendiculares aos apartamentos 3 a 5, ou seja nos octantes NW (predominantemente nos períodos da tarde e noite) e SE (predominantemente no período da manhã) e temperaturas elevadas (ver Figura 5a) e Tabela 3).

Tabela 3: Vento, temp. e humidade relativa ocorridos durante o período de ensaio.

Vento			Temperatura [°C]	Humidade re- lativa [%]
Rumo	Frequência (%)	Vel. média (km/h)		
N	17,1	6,8	Média = 25,4	Média = 52,2
NE	3,4	6,4		
E	6,1	12,7		
SE	17,1	11,7	Máxima = 40,6	Máxima = 100
S	11,5	4,7		
SW	6,0	5,4		
W	9,2	6,2	Mínima = 16,3	Mínima = 10,8
NW	18,1	8,6		
Calma	11,3	< 1		

No que diz respeito ao objectivo principal da campanha experimental, que era a obtenção das renovações horárias, cujos resultados são apresentados na Figura 7, podemos retirar as conclusões:

- o ventilador estático e a utilização de grelhas com baixa perda de carga são preponderantes para se obterem acréscimos significativos nas renovações horárias na instalação sanitária relativamente ao apartamento 4 que não recorre a estes dispositivos;
- apesar da exaustão mecânica recorrer a caudais reduzidos na cozinha ($\approx 60 \text{ m}^3/\text{h}$ durante 19h do dia) os caudais extraídos nesta, por via da ventilação natural (apart. 4), ainda são inferiores;
- a acção do vento, incrementado as renovações horárias, faz-se sentir essencialmente nos apartamentos subjacentes à cobertura;
- os casos de baixa renovação horária surgem essencialmente no piso do R/C e no caso do apartamento com sistema de ventilação exclusivamente natural (apart. 4);
- a renovação horária global dos apartamentos com um sistema misto de ventilação regista uma ligeira variação entre 0,57 a 0,72 RPH, registando o apartamento ventilado naturalmente (apart. 4) um valor de $0,51 \text{ h}^{-1}$.

5 Conclusões

Utilizou-se a técnica PFT para determinar as renovações horárias de um conjunto de sete apartamentos do tipo T2, seis deles com um sistema misto de ventilação. Esta técnica é de simples implementação e permite obter resultados com base num período alargado de tempo.

Os resultados obtidos demonstraram a vantagem da introdução do ventilador estático e da utilização de uma grelha com baixa perda de carga na conduta da instalação sanitária. A renovação horária média dos apartamentos (0,6 a 0,7 RPH) pode considerar-se razoável, esta varia ligeiramente com a localização em altura e orientação dos apartamentos.

Pretende-se continuar a campanha experimental, nomeadamente repetindo os mesmos ensaios na estação de Inverno de forma a compararem-se as renovações horárias em condições ambientais distintas.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do projecto POCTI/ECM 45555/2002 e a colaboração do INH e da Câmara Municipal de Gondomar na disponibilização dos apartamentos ensaiados.

7 Bibliografia

- [1] Piedade, A. & Rodrigues, A. Deficiências de ventilação na origem de manifestação de humidades em edifícios: Um caso de estudo. *Congresso Nacional da Construção*. Lisboa, Portugal, 2001.
- [2] Freitas, V. Building condensation. How to solve the problem in Portugal. *XXX IAHS Congresso*. Coimbra, Portugal, 2002.
- [3] Viegas, J. Ventilação natural de edifícios de habitação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal, 1995.
- [4] Instituto Português da Qualidade, NP 1037-1. Ventilação e evacuação dos produtos da combustão dos locais com aparelhos a gás. Parte 1: Edifícios de habitação. Ventilação natural. IPQ. Lisboa, 2002.
- [5] Pinto, M. & Freitas, V., Characterization of natural ventilation systems in residential buildings in Portugal - The importance of standardization. *XXX IAHS Congresso*. Coimbra, Portugal, 2002.
- [6] Viegas, J. *et al.* Assessment of the performance of natural ventilation in an apartment building. *8.ª Conferência Roomvent*. Copenhaga, Dinamarca, 2002.
- [7] Viegas, J. *et al.* Natural ventilation of an apartment: a case study. *9.ª Conferência Roomvent*. Coimbra, Portugal, 2004.
- [8] Ferreira, M. *et al.* Natural ventilation of residential buildings in Portuguese winter climatic conditions. *25.ª Conferência AIVC*. Praga, República Checa, 2004.
- [9] Stymne, H. & Boman, C. Measurement of ventilation and air distribution using the homogeneous emission technique. A validation, *4.ª Conferência Healthy Buildings*. Budapeste, Hungria, 1994.
- [10] Pinto, M. *et al.* Air Change Rates In Multi-Family Residential Buildings In Northern Portugal. *7.ª Conferência Healthy Buildings*, Singapura, 2003.

ANÁLISE DO IMPACTO DAS PRÁTICAS CONSTRUTIVAS ACTUAIS NOS NÍVEIS DE HUMIDADE DO AR INTERIOR

Nuno M. M. Ramos*

Correio electrónico: nuno.ramos@fe.up.pt

Vasco P. de Freitas†

Correio electrónico: vpfreita@fe.up.pt

Resumo

A qualidade do ar interior dos edifícios depende dos valores de Humidade Relativa que se verificam durante a sua utilização. O artigo retoma este assunto, analisando o efeito que as práticas construtivas normalmente utilizadas nos edifícios Portugueses têm nesses valores. Discute-se não só o papel da ventilação, aquecimento e isolamento térmico, mas também o papel da Inércia Higroscópica no desempenho higrotérmico das construções.

Palavras-chave: Humidade, Patologia, Inércia Higroscópica.

1 Introdução

As patologias influenciadas pela humidade relativa do ar interior são frequentes nos edifícios portugueses, novos ou antigos. No entanto, as tecnologias construtivas e os materiais utilizados alteraram-se radicalmente nas últimas dezenas de anos. Porque é que persistem então essas patologias?

Neste artigo, procura-se a resposta a esta questão através de uma análise holística do problema, e tomando como exemplo o resultado teórico de possíveis combinações de aquecimento, isolamento térmico, ventilação e inércia higroscópica.

No texto, discutem-se inicialmente as próprias patologias influenciadas pela humidade relativa do ar. Aborda-se em seguida a modelação do balanço de humidade de um compartimento. Finalmente, com base no estudo numérico de um quarto tipo, é realizada uma análise de sensibilidade da influência dos vários parâmetros que podem afectar o seu comportamento higrotérmico. Ape-

* Assistente, FEUP.

† Professor Catedrático, FEUP. Director do Laboratório de Física das Construções, LFC.

sar de ser uma aproximação teórica, os cenários criados tentam reflectir a realidade das construções nacionais.

2 Humidade Relativa do Ar Interior e Patologias em Edifícios

A humidade relativa do ar interior pode ser responsável por patologias nos edifícios. Mas será fácil definir de forma inequívoca quando é que se está perante uma patologia, e a partir daí definir quais os valores da humidade relativa do ar que conduziram a essa situação? A resposta não parece ser simples ou pelo menos consensual.

A patologia mais facilmente relacionável com a humidade relativa do ar é o desenvolvimento de bolores em elementos construtivos. O ar húmido arrefecido abaixo da sua temperatura de ponto de orvalho provoca a condensação de água sobre as superfícies mais frias de um compartimento, criando as condições para a germinação e crescimento de fungos e bolores. As superfícies afectadas ficam danificadas, afectando o bem-estar psicológico dos utilizadores, odores desagradáveis são libertados e a própria saúde pode ser afectada pelos esporos libertados pelos bolores (Hunter 1991).

Diversos investigadores têm-se debruçado sobre o processo de germinação e crescimento dos bolores. Nestes processos estão envolvidos diversos factores, mas um dos mais relevantes é obviamente a disponibilidade de água das superfícies do compartimento. Numa situação de regime constante ou variação lenta da humidade relativa do ar, pode associar-se a disponibilidade de água à humidade relativa junto à superfície em estudo. Diversos estudos permitiram demonstrar que a germinação e crescimento dos bolores mais frequentes se pode dar a partir de valores da humidade relativa de 75% a 85%, não sendo por isso necessário ter condensações superficiais, correspondentes a ~100% de humidade relativa (Hunter 1991). Mas deve ser tido em conta que a utilização normal dos edifícios corresponde a um regime dinâmico de variação da humidade interior, o que torna ainda mais difícil o estabelecimento destes limites pois deverão ser associados ao período de tempo em que perduram.

Mas podem identificar-se outros sintomas que podem levar à classificação de determinados níveis de humidade do ar como patológicos. E ao falarmos de sintomas podemos estar, de facto, a falar da saúde dos utilizadores. Uma revisão da bibliografia existente realizada por um conjunto de investigadores nórdicos (Bornehag 2001), tentou relacionar a humidade em edifícios com a saúde dos utilizadores. Apesar da análise de 590 artigos, não foi possível extrair conclusões definitivas. Esse estudo concluiu que trabalhar em “edifícios húmidos” parece aumentar sobretudo as dificuldades respiratórias, mas também a sensação de cansaço e dores de cabeça. No entanto, não estão ainda completamente

estudados os mecanismos que relacionam a humidade e os seus efeitos sobre os materiais com os efeitos sobre a saúde. Não é por isso possível apresentar uma definição exacta de “edifício húmido” nem, por isso, estabelecer valores definitivos para os limites superior e inferior da humidade relativa do ar.

Se tentarmos ir para além de limites ditos patológicos e procurarmos valores ideais para a humidade do ar, também aqui existe já muito trabalho realizado. Apenas como exemplo, apresenta-se na Figura 1 uma relação proposta por investigadores da ITS – Information Technology Specialists Inc. e citada por (Simonson 2001).

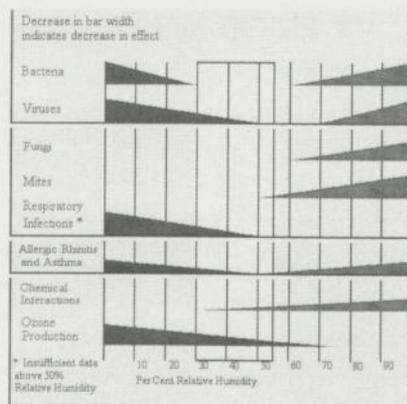


Figura 1: O efeito da humidade em vários parâmetros relacionados com saúde e Qualidade do Ar Interior, indicando que a humidade relativa ideal deveria situar-se entre 30% e 55%.

3 Balanço de Humidade de um Compartmento

A definição da humidade do ar num compartimento onde se admita um regime variável, a mistura ideal da massa de ar, trocas por ventilação apenas com o exterior e utilização sem ocorrência de condensações superficiais, pode ser feita a partir do seguinte balanço: Vapor armazenado no ar do compartimento = Vapor resultante das trocas por ventilação + Vapor produzido no compartimento + Vapor resultante das trocas nas superfícies higroscópicas

Este balanço pode ser traduzido pela seguinte equação diferencial:

$$6,21 \times 10^{-6} \cdot \rho_{ar} \cdot V \cdot \frac{dp_i}{dt} = 6,21 \times 10^{-6} \cdot \rho_{ar} \cdot \frac{N \cdot V}{3600} \cdot (p_e - p_i) + G_v + \sum_{j=1}^m \frac{(p_i - p_{spf}) \cdot A_j}{R_{p,j}} \quad (1)$$

em que:

A	m^2	Área
$e/i/spf$		Exterior, interior, superfície
G_v	kg/s	Produção de vapor
N	h^{-1}	Número de renovações horárias
p	Pa	Pressão parcial de vapor no ar
R_p	$m^2 \cdot s \cdot Pa/kg$	Resistência ao vapor
V	m^3	Volume
ρ_{ar}	kg/m^3	Massa volúmica do ar

As componentes referentes à ventilação e à produção de vapor são triviais e o seu impacto no balanço de humidade do compartimento adivinham-se com facilidade. Já o termo referente às trocas de vapor com as superfícies é de mais difícil percepção. A maior ou menor influência que essa parcela tem no balanço de humidade traduz o nível de inércia higroscópica do compartimento, condicionada pelos materiais de revestimento dos elementos construtivos e pelos tecidos e mobiliário.

4 Estudo Numérico

4.1 Enquadramento

O estudo numérico que se apresenta em seguida pretende reflectir a evolução observada nas condições de utilização dos edifícios portugueses. Define-se em seguida, em traços gerais, essa evolução.

A melhoria do isolamento térmico da envolvente dos edifícios, bem como a utilização crescente de sistemas de aquecimento adequados, tem permitido garantir um melhor desempenho térmico das construções. No entanto, a melhoria das caixilharias e a não utilização de sistemas que garantam caudais de ventilação adequados conduziu os edifícios a níveis de renovação de ar insuficientes para garantir uma boa qualidade do ar.

Por outro lado, os revestimentos tradicionais de paredes, à base de rebocos de gesso e cal com pinturas de cal, caíram em desuso dado o seu baixo rendimento assistindo-se além disso a uma generalização da aplicação de pinturas

de mais fácil manutenção mas de menor permeabilidade ao vapor. O próprio mobiliário sofreu alterações, com inclusão de cada vez mais materiais sintéticos, não higroscópicos. Por tudo isto, o nível de inércia higroscópica foi também reduzido.

O estudo que se apresenta a seguir relaciona estes vários aspectos para um quarto tipo, suposto na região de Lisboa.

4.2 Simulações numéricas

O quarto virtual usado neste estudo numérico tem dimensões 3,5x3,5x2,5 m³, com uma parede exterior, dispendo de uma janela de 1 m², orientada a Sul. Admite-se que os compartimentos contíguos têm sempre condições similares de temperatura e humidade relativa. As condições climáticas foram definidas para Lisboa, utilizando o programa de geração de dados climáticos METEONORM (Meteotest.). Impõem-se valores máximos e mínimos da temperatura, T_{min} e T_{max}, e um valor máximo de 90% para a humidade relativa. A ventilação é sempre tomada com um valor constante ao longo de cada simulação, e a produção de vapor corresponde a 100 g/h entre as 0h-8h, todos os dias. Admite-se que todas as superfícies com excepção do pavimento, correspondendo a uma área total de 46.25 m², estão revestidas com 1 cm de reboco de gesso. Admitiu-se três situações para o acabamento final das superfícies revestidas a gesso: azulejo, pintura com primário e duas demãos de tinta formulada à base de dispersão vinílica e, como terceira possibilidade, a não aplicação de qualquer acabamento. Para a simulação numérica, a estes acabamentos correspondem respectivamente valores do coeficiente de transferência superficial de vapor ($1/R_p$) de 2e-12, 2e-10 e 2e-8 kg/m²sPa. Nas simulações 1 a 4 admitiu-se que a fachada não dispunha de isolamento térmico, ao contrário das restantes simulações onde se considerou 4 cm de isolamento térmico pelo exterior. Na tabela 1 apresenta-se um quadro resumo de algumas características que tomaram valores diferentes nas simulações realizadas.

As simulações numéricas foram efectuadas com o programa de cálculo HAM-Tools (IBPT; Kalagasidis 2004). Este programa permite efectuar simulações do comportamento higrotérmico global de edifícios aplicando a equação 1 em conjunto com equações de balanço de ar e calor e modelos de transporte conjunto de calor, ar e humidade através de elementos construtivos, seguindo de perto a norma (prEN_15026 2004).

Tabela 1: Características das simulações numéricas.

sim.	Tmin (°C)	Tmax (°C)	N (/h)	1/R _p (kg/m ² sPa)
1	15	28	1	2e-12
2	15	28	1	2e-8
3	15	28	1.5	2e-12
4	15	28	1.5	2e-8
5	18	28	1	2e-12
6	18	28	1	2e-10
7	18	28	1	2e-8
8	18	28	0.67	2e-12
9	18	28	0.67	2e-10
10	18	28	0.67	2e-8
11	18	28	0.33	2e-12
12	18	28	0.33	2e-10
13	18	28	0.33	2e-8

4.3 Resultados

A partir de cada simulação foram obtidos valores horários de temperatura e humidade relativa do ar. O traçado de gráficos de variação no tempo destas grandezas permite ter uma visão qualitativa dos resultados. Para avaliar e comparar o resultado de cada cenário adoptado nas simulações foi feita uma análise estatística da variação da humidade relativa e pressão de vapor, incluindo o cálculo dos valores associados aos percentis 50 e 90 dessas variações. Apresenta-se nas figuras seguintes alguns resultados das simulações efectuadas. Nas Figuras 2 e 3 pode observar-se a variação da humidade relativa e pressão de vapor no período compreendido entre Outubro e Março, para os cenários sim2 e sim9. Nas Figuras 4 e 5 apresentam-se alguns resultados da análise estatística das várias simulações.

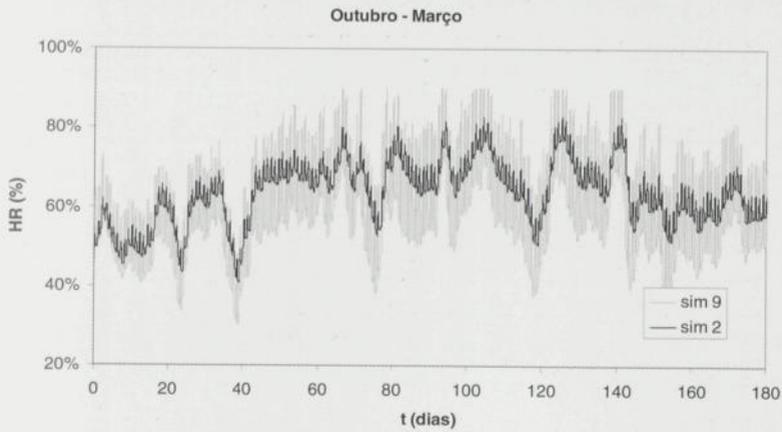


Figura 2: Humidade relativa interior de Outubro a Março nas simulações 2 e 9

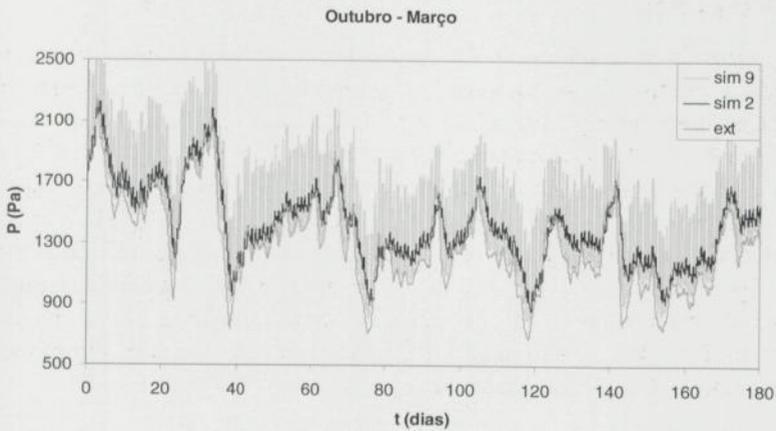


Figura 3: Pressão de vapor de Outubro a Março nas simulações 2 e 9 e no exterior

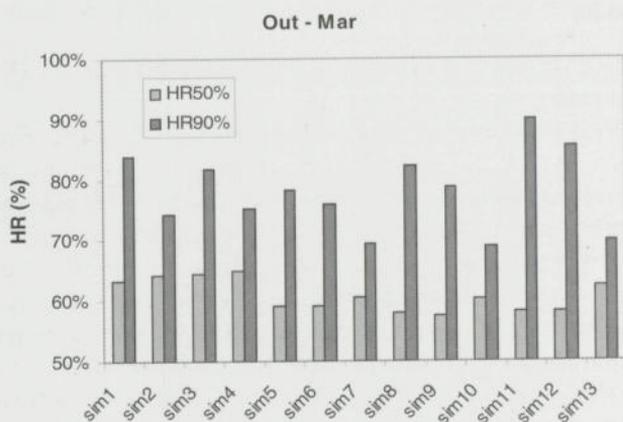


Figura 4: Valore dos percentis 50 e 90 da humidade relativa interior no período Outubro – Março para as várias simulações efectuadas

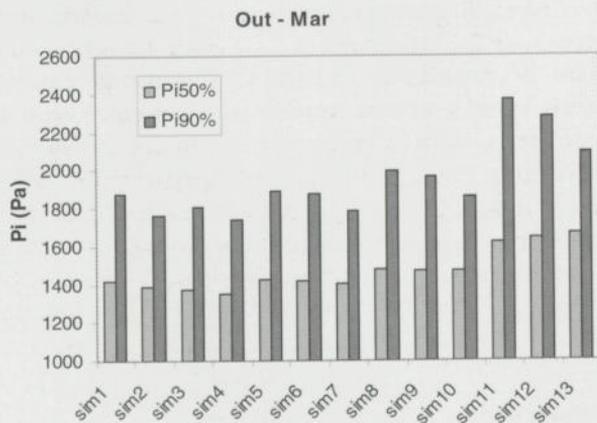


Figura 5: Valore dos percentis 50 e 90 da pressão de vapor interior no período Outubro – Março para as várias simulações efectuadas

4.4 Discussão

A análise dos resultados das simulações efectuadas permite abordar alguns pontos de discussão.

Alguns aspectos do comportamento higrotérmico do quarto simulado são já bem conhecidos: a humidade relativa diminui com o aumento da temperatura e a pressão de vapor diminui com o aumento do caudal de ventilação. Estes efeitos podem ser avaliados comparando as simulações sim1 e sim5 para o caso da temperatura e as simulações sim5, sim8 e sim11 para o caso da ventilação.

Mas pelo facto de estarmos perante um regime variável, com variação da pressão de vapor exterior e da produção de vapor, o efeito da inércia higroscópica tem relevância para o desempenho do compartimento. A comparação dos pares de simulações sem ($1/R_p = 2e-12$) e com ($1/R_p = 2e-8$) trocas de vapor nas superfícies, nomeadamente sim1-sim2, sim3-sim4, sim5-sim7, sim8-sim10 e sim11-sim13, permite verificar que as alterações da mediana são pequenas mas a redução dos valores máximos da humidade, associados ao percentil 90, sofrem uma redução substancial. Essa redução é tanto mais evidente quanto menor é o caudal de ventilação.

O resultado das simulações sim6, sim9 e sim12 permite verificar que se uma pintura representar uma resistência ao vapor superficial que se traduza em $1/R_p = 2e-10$, a inércia higroscópica do compartimento será reduzida.

As simulações sim2 e sim9, tentam evidenciar diferenças entre construções antigas e actuais. Na simulação 2, não existe isolamento térmico, a temperatura mínima é mais baixa, o caudal de ventilação é mais elevado mas as paredes não dispõem de uma pintura de baixa permeabilidade. A observação dos resultados permite verificar que a construção antiga apresentaria uma humidade relativa mediana, correspondente ao percentil 50, mais elevada mas os valores de pico, associados ao percentil 90, seriam mais reduzidos. Esta conjugação de factores explica em grande medida porque é que muitas casas antigas não apresentavam patologias evidentes associadas à humidade relativa interior, apesar de terem um desempenho térmico deficiente.

5 Conclusões

Este artigo pretendeu aprofundar o conhecimento existente sobre patologias relacionadas com a humidade relativa do ar interior. Como foi referido, os próprios valores ideais da humidade relativa do ar não estão ainda bem definidos. E tendo em conta que o comportamento dos edifícios à humidade, pelas suas condições de utilização, é um regime essencialmente transitório, aumenta o nível de complexidade da sua análise. Mas se pensarmos no caso específico de Portugal, onde sobretudo no litoral, o clima húmido implica valores elevados de humidade relativa no interior dos edifícios, não temos dúvidas que as

construções deverão ser projectadas para reduzir a humidade relativa. Neste artigo apresentou-se um estudo numérico onde não se pretendeu frisar as suas dificuldades, que são muitas, mas antes salientar a relevância e utilidade dos seus resultados. Um pequeno estudo de sensibilidade permitiu relacionar os parâmetros mais relevantes para a variação da humidade relativa interior: produção de vapor, ventilação, aquecimento, isolamento térmico e inércia higroscópica. Pode concluir-se com base nesse estudo que para controlar a humidade relativa interior é necessária a definição de uma temperatura mínima e de um caudal de ventilação ideal dependentes das condições climáticas e do nível de inércia higroscópica esperado. Apesar de tudo, estamos ainda longe de poder fixar de forma exigencial os parâmetros definidores do comportamento higrotérmico dos edifícios. Há incerteza quer ao nível de questões científicas básicas como os mecanismos de transferência de humidade e ao nível da definição da configuração e das condições de utilização dos edifícios.

6 Agradecimentos

Os autores deste artigo gostariam de agradecer o apoio da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do projecto POCI/ECM/57722/2004 – Humidade na Construção, co-financiado pelo FEDER.

7 Bibliografia

- [1] Bornehag, C.-G. e. a. (2001). "Dampness in buildings and health - Nordic interdisciplinary review of the scientific evidence on associations between exposure to "dampness" in buildings and health effects (NORDDAMP)." *Indoor Air* 11: 72-86.
- [2] Hunter, C. S., C. (1991). Mould. IEA Annex XIV "CONDENSATION AND ENERGY": 2.1-2.30.
- [3] IBPT The International Building Physics ToolBox Simulink Library. www.ibpt.org.
- [4] Kalagasidis, A. S. (2004). HAM-Tools: An Integrated Simulation Tool for Heat, Air and Moisture Transfer Analyses in Building Physics. Department of Building Technology, Building Physics Division. Gothenburg, Chalmers University of Technology. PhD thesis.
- [5] Meteotest. METEONORM - Global Meteorological Database for Solar Energy and Applied Climatology. Version 4.0. Switzerland.
- [6] prEN_15026 (2004): Hygrothermal Performance of Building Components and Building Elements - Assessment of Moisture Transfer by Numerical Simulation.
- [7] Simonson, C. J., Salonvaara, M. and Ojanen, T. (2001). Improving indoor climate and comfort with wooden structures. VTT Publications. Espoo, VTT: 291.

AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA VENTILAÇÃO DA BASE DAS PAREDES EM FUNÇÃO DA SUA ESPESSURA NO TRATAMENTO DAS HUMIDADES ASCENSIONAIS

Maria Isabel Morais Torres *

Correio electrónico: itorres@dec.uc.pt

Vasco Peixoto Freitas †

Correio electrónico: vpfreita@fe.up.pt

Resumo

Intervir nos edifícios antigos exige, cada vez mais, um conhecimento rigoroso e objectivo da realidade em que se vai operar. A actividade multifacetada das intervenções sobre o património arquitectónico tende a abarcar um crescente número de especialidades, com um claro aumento de exigência no aprofundamento das causas dos muitos problemas que o afectam e das possíveis soluções de tratamento.

Muitas das técnicas correntemente utilizadas para minimizar a humidade ascensional não são eficazes, quando tratamos paredes com espessura considerável e com uma grande heterogeneidade na sua composição.

Procedeu-se recentemente à validação experimental, em laboratório, de uma técnica de tratamento da humidade ascensional, em paredes de edifícios antigos, que consiste em ventilar a base das paredes recorrendo a um processo de ventilação natural ou instalando um dispositivo mecânico higroregulável, encontrando-se, neste momento, em processo de validação experimental para situações reais de construções históricas.

Nesta comunicação serão apresentados os resultados de um conjunto de simulações numéricas que vem sendo levadas a cabo com o objectivo de analisar o comportamento desta nova técnica de tratamento, a ventilação da base das paredes, em função da variabilidade de espessura das paredes reais.

Palavras-chave: Humidade, humidade ascensional, transferência de humidade, modelação

* Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Laboratório de Construções

† Professor Catedrático da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Secção de Construções Cívicas

1 Introdução

O problema da humidade nos edifícios tem suscitado desde sempre um grande interesse. Contudo, a explicação científica para as diversas formas de manifestação a que está associada tem sido, muitas vezes, difícil dada a complexidade dos fenómenos.

É importante referir que um grande número de monumentos e edifícios antigos existentes no nosso país apresentam problemas de humidade, em particular de humidade ascensional, que arrasta consigo, não só a degradação dos revestimentos, o aspecto desagradável que advém da consequente presença de algas fungos e musgos nas paredes, como também um ambiente demasiado húmido e bastante prejudicial à utilização dos edifícios.

Consideramos que muitas das técnicas correntemente utilizadas para minimizar a humidade ascensional não são eficazes, especialmente quando tratamos paredes com espessura considerável e com uma grande heterogeneidade na sua composição.

No Laboratório de Física das Construções (LFC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) temos desenvolvido investigação experimental com o objectivo de validar a eficiência de uma técnica de tratamento da humidade ascensional, que consiste em ventilar a base das paredes de monumentos e edifícios antigos, recorrendo a um processo de ventilação natural ou instalando um dispositivo mecânico higrorregulável.

Esta nova técnica de tratamento tem também sido implementada em diversas Igrejas do Norte do País.

2 Técnicas de tratamento da humidade ascensional

2.1 Generalidades

O tratamento de paredes com problemas de humidade ascensional poderá passar pela utilização de uma das seguintes tecnologias:

- Execução de corte hídrico;
- Criação de um potencial oposto ao potencial capilar;
- Aplicação de drenos atmosféricos / tubos de arejamento;
- Aplicação de revestimento com porosidade e prometria controlada;
- Ocultação de anomalias;
- Ventilação da base das paredes.

2.2 Corte hídrico

O principal objectivo desta técnica de tratamento é criar, na base das paredes afectadas, uma barreira, física ou química, que impeça a ascensão capilar. Para a materializar podemos recorrer à redução da secção absorvente, à introdução de barreiras estanques ou à introdução de produtos hidrófugos ou tapaporos.

2.3 Criação de um potencial oposto ao potencial capilar

A criação de um potencial eléctrico oposto ao potencial capilar conduziria a uma redução do nível atingido pela humidade ascensional, embora se tenha observado, na prática, que os resultados desta técnica sejam pouco eficazes.

2.4 Drenos atmosféricos

O princípio de funcionamento dos drenos atmosféricos ou tubos de Knappen baseia-se no facto de o ar húmido ser mais pesado que o ar seco. Knappen imaginou então que ao introduzir obliquamente drenos nas paredes, ocorreria uma afluência do ar húmido (proveniente do interior da parede), facilitando o processo de secagem da parede.

2.5 Revestimentos com porosidade e porometria controlada

A execução de camadas de revestimento que não impeçam a evaporação da humidade do interior das paredes e permitam que a cristalização de sais não gere degradação constitui uma técnica de ocultação do problema.

2.6 Ocultação das anomalias

Quando não temos condições objectivas de eliminar as causas que estão na origem da humidade ascensional podemos também optar pela execução de um elemento separado da parede, por uma caixa-de-ar ventilada, que constitui um corte hídrico e garante a ocultação das anomalias.

2.7 Ventilação da base das paredes

A execução de canais periféricos ventilados, além de diminuir o contacto da água com a estrutura porosa da parede, aumenta as condições de evaporação da água absorvida. Esta evaporação vai ocorrer a um nível inferior ao do pavimento. Poderá aumentar-se a eficácia do sistema instalando um dispositivo de ventilação mecânica higrorregulável.

2.8 Análise comparativa das diferentes técnicas de tratamento

Todas as técnicas de tratamento da humidade ascensional descritas anteriormente têm vantagens e inconvenientes.

O corte hídrico materializado pela redução da secção absorvente é uma ideia interessante, embora pouco usada por razões estéticas e estruturais. A execução de barreiras estanques gera vibrações que podem provocar problemas de estabilidade. A introdução de produtos hidrófugos ou tapa-poros dificilmente é eficaz quando temos paredes muito espessas e muito heterogéneas, como é normalmente o caso dos monumentos e edifícios antigos.

A criação de potencial eléctrico e a instalação de tubos de Knappen são técnicas consideradas ineficazes.

A aplicação de revestimentos com porosidade e porometria controlada tem, como principal limitação, não ser aplicável em paredes não rebocadas (grande parte dos nossos monumentos). A ocultação das anomalias por um elemento construtivo, separado da parede por um espaço de ar, será com certeza eficaz se correctamente executada, mas, além de provocar uma diminuição da área, não permite a visualização da parede original, o que pode não ser viável no caso de monumentos.

Pode então concluir-se que, de todas as técnicas descritas, nenhuma é muito adequada para o tratamento da humidade ascensional em monumentos e edifícios antigos. Por isso, desenvolvemos no LFC estudos experimentais e numéricos, para analisar a eficácia do sistema de ventilação da base das paredes como forma de resolução do problema da humidade ascensional.

3 Estudo experimental

3.1 Modelo físico

O modelo físico escolhido foi um sistema prismático com uma secção global de $1,58 \times 2,00 \times 0,20 \text{ m}^3$, convenientemente impermeabilizado nas duas faces de topo de forma a que os fluxos de humidade fossem nulos nessa direcção, constituído por elementos de pedra calcária com $30 \times 20 \times 200 \text{ cm}^3$, intercalados com juntas de argamassa de cal com 1 cm de espessura.

O objectivo da campanha experimental foi caracterizar o comportamento das paredes face à humidade ascensional, para diferentes condições de fronteira.

3.2 Resultados obtidos

Apresentaremos apenas os resultados dos ensaios realizados que consideramos de maior relevância para o nosso estudo (configurações A e B).

Nas configurações A e B (Figura 1), procurou-se simular uma parede enterada, em ambas as faces, tendo-se colocado areia de ambos os lados da parede até uma altura de 45cm acima da base da mesma.

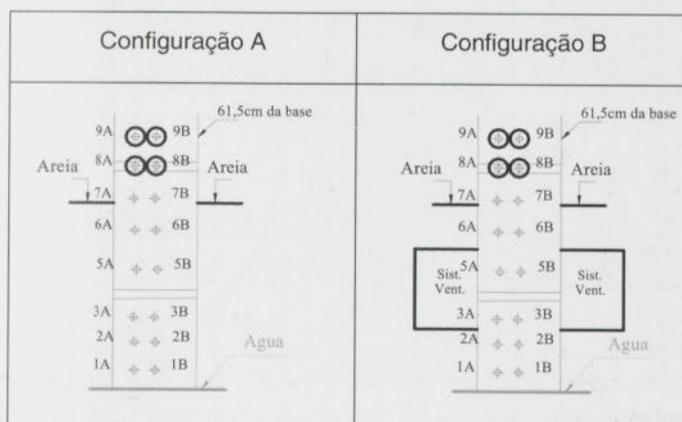


Figura 1 – Posição das sondas e caracterização das configurações A e B

Na configuração B como pretendíamos avaliar o efeito da colocação de um sistema de ventilação na base da parede colocámos uma caixa de ventilação de cada lado da parede. Nessa caixa foram deixadas duas saídas às quais se ligaram tubos flexíveis para ventilação da mesma. Numa das saídas foi colocado um extractor mecânico, tendo a outra sido deixada livre para permitir a permanente entrada de ar. Este sistema de extracção ficou permanentemente em funcionamento durante todo o ensaio, de forma a conseguirmos garantir, dentro da caixa, condições de temperatura e humidade relativa idênticas às do laboratório.

Apresentamos na figura 2 alguns gráficos representativos dos resultados obtidos, relativos à evolução da humidade relativa nas diversas sondas, nas configurações A e B.

As principais conclusões do estudo experimental foram as seguintes:

- A colocação do sistema de ventilação na base das paredes reduz a cota atingida pela humidade ascensional.
- Ao fim de cerca de 1400 horas de ensaio na terceira fiada de pedra na configuração B não se registava ainda 100% de humidade relativa em qualquer das suas sondas. Contrariamente, na configuração A, ao fim de cerca de 1000 horas já parte das sondas colocadas na terceira fiada de pedra registavam 100% de humidade relativa.

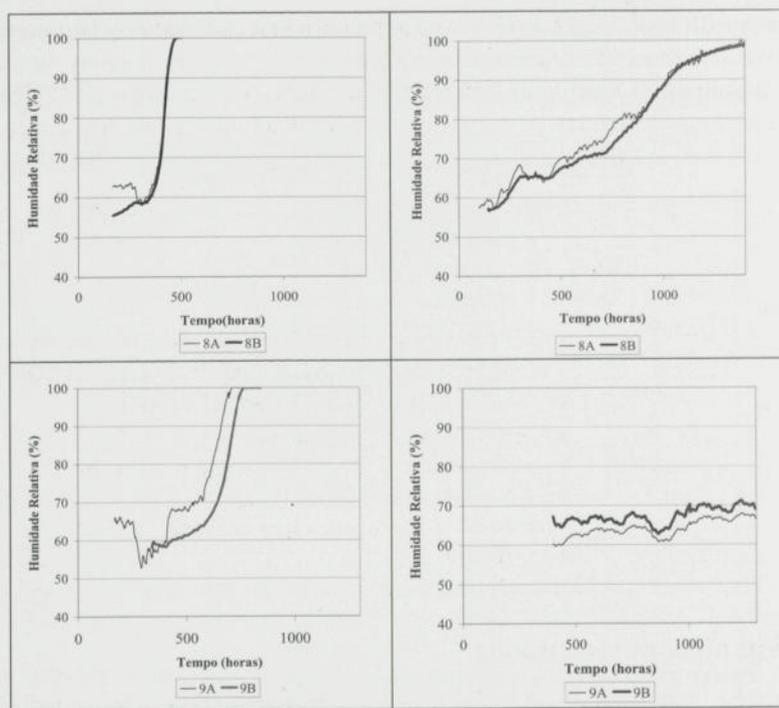


Figura 2 – Resultados obtidos – Variação da humidade relativa

4 Simulação Numérica

4.1 Generalidades

Os programas de cálculo automático para determinação da evolução dos perfis de teor de humidade e temperatura, no interior das paredes, constituem um instrumento essencial para simular o seu comportamento, face à presença de humidade, em função das condições climáticas interiores e exteriores.

A nossa campanha experimental, conforme foi descrito anteriormente, cingiu-se apenas à consideração de uma parede com 20cm de espessura, em que analisámos o seu comportamento com e sem o sistema de tratamento que pretendemos validar: a ventilação da base das paredes.

As simulações realizadas permitiram-nos obter resultados que consideramos satisfatórios. Os nossos monumentos e edifícios antigos, na realidade, possuem paredes com espessuras que podem atingir 1,00m. Assim sendo pen-

samos ser de todo o interesse analisar numericamente qual será o comportamento de paredes com diferentes espessuras

O programa de cálculo utilizado nas simulações numéricas foi o WUFI-2D, que se baseia nas seguintes equações de transferência de calor e humidade:

$$\frac{dH}{dT} \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla(\lambda \nabla T) + h_v \nabla(\delta_p \nabla(\phi p_{sat})) \quad (1)$$

$$\frac{dw}{d\phi} \frac{\partial \phi}{\partial t} = \nabla(D_\phi \nabla \phi + \delta_p \nabla(\phi p_{sat})) \quad (2)$$

em que:

dH/dT	[J/m ³ K]	cap. de armazenamento de calor do material húmido
$dw/d\phi$	[kg/m ³]	cap. de armazenamento de humidade do material húmido
λ	[W/m.K]	condutibilidade térmica do material húmido
D_ϕ	[kg/m.s]	coeficiente de condução líquida
δ_p	[kg/m.s.Pa]	permeabilidade ao vapor de água do material húmido
h_v	[J/kg]	entalpia de evaporação da água
p_{sat}	[Pa]	pressão de saturação do vapor de água
T	[°C]	temperatura
ϕ	[-]	humidade relativa

4.2 Simulações efectuadas

Tendo em atenção que o nosso objectivo principal era analisar a influência da espessura das paredes na eficiência da ventilação da base das paredes quando em presença de humidade ascensional, considerámos uma parede monolítica de pedra natural com cerca de 2,5m de altura e em que fomos variando a espessura, de 10 em 10cm, começando pelos 20cm e terminando numa parede com 1,00m de espessura.

As condições ambientais exteriores e interiores mantiveram-se constantes em todas as simulações realizadas e correspondem, respectivamente, ao “Ano Climático de Referência (TRY)” de Lisboa e a uma função sinusoidal gerada pelo próprio programa.

Mantendo então todas as condições, excepto a espessura da parede, simulamos duas situações distintas:

- Parede enterrada até 45cm da sua base;
- Parede enterrada até 45cm da sua base, mas com a sua base ventilada, de forma que as condições (humidade relativa e temperatura) no interior da caixa de ventilação fossem idênticas às do ambiente exterior respectivo.

Na figura 3 apresentamos as duas configurações estudadas (1 e 2).

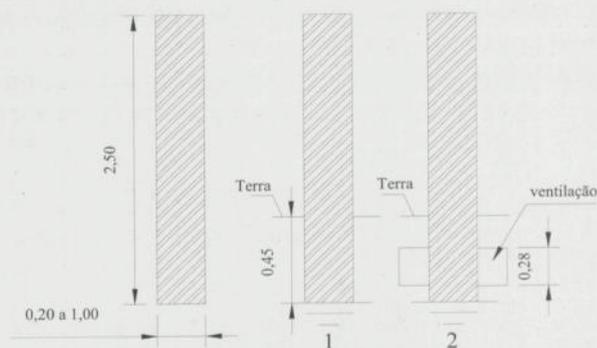


Figura 3 – Configurações estudadas

4.3 Resultados das simulações

O programa de simulação utilizado fornece o teor de humidade, a humidade relativa e a temperatura em todos os pontos da grelha definida e a sua evolução ao longo do tempo de simulação, bem como os fluxos de calor e humidade nas superfícies dos elementos.

Nesta comunicação apresentamos os resultados que se nos afiguram mais elucidativos para a questão em estudo: influência da variação da espessura na eficiência da ventilação da base das paredes.

Nas figuras 4 e 5 apresentamos os perfis de teor de humidade correspondentes às duas situações analisadas, para paredes com espessuras entre 0,20 e 1,00m e ao fim de 2 anos de simulação.

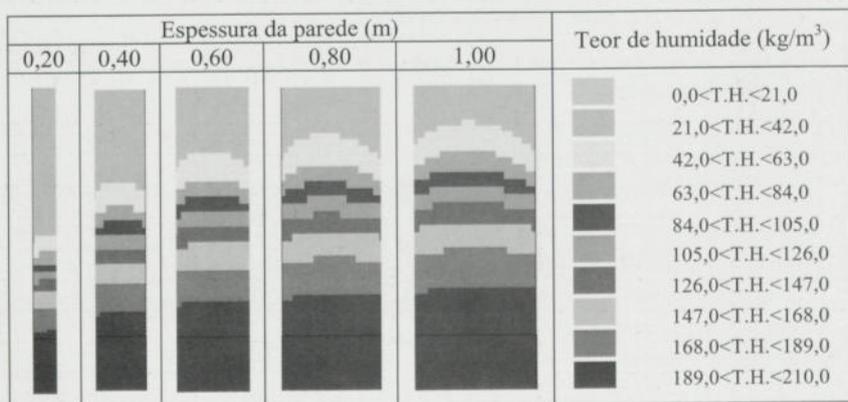


Figura 4 – Variação do teor de humidade ao longo da secção transversal (sem ventilação)

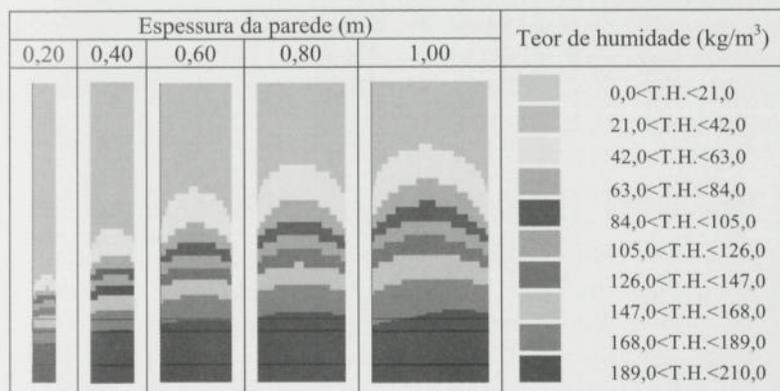


Figura 5 – Variação do teor de humidade ao longo da secção transversal (com ventilação)

Como era de esperar, à medida que vamos aumentando a espessura o nível atingido pela frente húmida vai aumentando. Podemos ainda observar que quando colocamos o sistema de ventilação na base das paredes a mesma frente húmida diminui.

Para procedermos a uma melhor comparação da variação da ascensão capilar em função da espessura elaborámos o quadro 1 em que se contabilizou a variação do teor de humidade médio* para cada espessura de parede e para cada uma das situações em estudo (sem ventilação e com ventilação).

Quadro 1 – Comparação do teor de humidade médio do elemento de parede

Teor de Humidade Médio ao fim de 2 anos (kg/m ³)			Redução percentual do teor de humidade médio com a ventilação (%)
Espessura da parede (m)	Sem ventilação	Com ventilação	
0.20	92,81	71,53	22,9
0.30	104,42	78,71	24,6
0.40	112,61	85,85	23,8
0.50	119,73	92,51	22,7
0.60	124,73	98,38	21,1
0.70	128,23	103,22	19,5
0.80	130,66	107,79	17,5
0.90	133,64	111,70	16,4
1.00	135,75	113,66	16,3

*-teor de humidade médio do elemento de parede considerado

Pela análise dos valores constantes deste quadro podemos concluir que a eficiência do sistema de tratamento é influenciada pela variação da espessura das paredes, no entanto é notória a melhoria do funcionamento da parede pela introdução do sistema de ventilação.

5 Conclusão

As principais conclusões deste estudo são as seguintes:

- Em monumentos e edifícios antigos, as técnicas tradicionais de tratamento da humidade ascensional não são eficazes;
- A ventilação da base das paredes é uma tecnologia simples que apresenta grandes potencialidades;
- A variação espessura das paredes (0,20-1,00m) influencia ligeiramente a eficiência da ventilação da base das paredes, no entanto é notória a melhoria do funcionamento da parede pela introdução do sistema de ventilação.

6 Agradecimentos

Os autores deste artigo gostariam de agradecer o apoio da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do projecto POCI/ECM/57722/2004 – Humidade na Construção, co-financiado pelo FEDER.

7 Bibliografia

- [1] Torres, M.I.M. *Humidade Ascensional em Paredes*. Dissertação de Mestrado, FCTUC, 1998.
- [2] Torres, M.I.M. *Humidade Ascensional em Paredes de Construções Históricas*. Dissertação de Doutoramento, FCTUC, 2004.
- [3] Torres, M.I.M. & Freitas, V.P. *Wall Base Ventilation for Rising Damp Control in Historical Buildings: Research and Practice*. 10th Canadian Conference on Building Science and Technology. Maio 2005. pp174-183.
- [4] Holm, A. & Kunzel, H.M. *Two-dimensional transient heat and moisture simulations of rising damp with WUFI-2D*. 2nd International Conference on Building Physics. Leuven, Belgium, 2003. pp 363-367.
- [5] Kunzel, H.M. *Simultaneous heat and moisture transport in building components; one and two dimensional calculation using simple parameters*. Dissertação de Doutoramento, University of Stuttgart, 1994.
- [6] Torres, M.I.M. & Freitas, V.P. *Treatment of rising damp in historical buildings: wall base ventilation*, aceite para publicação em *Building and Environment*

PATROCÍNIOS:



APOIOS:



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000081810

PATORREB 2006
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Departamento de Engenharia Civil
Rua Dr. Roberto Frias - 4200-465 PORTO
Tel.: +351 225 081 478 Fax: +351 225 081 940 E-mail: patorreb2006@fe.up.pt