



ENTIDADES PATROCINADORAS



MINISTERIO DE FOMENTO



MINISTERIO DE CIENCIA E INNOVACIÓN



GENERALITAT VALENCIANA

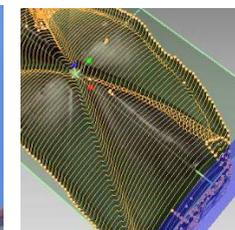
TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO (REHABEND 2008)



AIDICO
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LA CONSTRUCCIÓN



TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO (REHABEND 2008)



Jornadas Técnicas subvencionadas por el Ministerio de Fomento, por el Ministerio de Ciencia e Innovación y por la Generalitat Valenciana.
Valencia, Octubre de 2008

Grupo de Tecnología de la Edificación.

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P.
Avda. Los Castros s/n 39005 SANTANDER
942 201 743(38) gted@unican.es
www.gted.unican.es

Instituto Tecnológico de la Construcción.

València Parc Tecnològic
Avda. Benjamín Franklin 17
46980 PATERNA (Valencia)
Tel. 96 131 82 78 - Fax. 96 131 80 33

2008

AIDICO
GTED-UC

ORGANIZAN:

Instituto Tecnológico de la Construcción (AIDICO)
Grupo de Tecnología de la Edificación - Univ. Cantabria (GTED-UC)

JORNADAS TÉCNICAS INTERNACIONALES REHABEND 2008
TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO

ESTAS JORNADAS FUERON ORGANIZADAS POR:

AIDICO-INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LA CONSTRUCCIÓN
AV/ BENJAMÍN FRANKLIN, 17. 46980 PATERNA, SPAIN.
TELF: 96 131 82 78; www.aidico.es

GTED-GRUPO DE TECNOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA - E.T.S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y MECÁNICA
AV/ LOS CASTROS, s/N. 39005 SANTANDER, SPAIN.
TELF: 942 201 743; FAX: 942 201 747; gted@unican.es; www.gted.unican.es

DIRECCIÓN DE LAS JORNADAS:

JAVIER YUSTE
LUIS VILLEGAS

COORDINACIÓN DE LAS JORNADAS:

JOSÉ VICENTE FUENTE
DOLORES RODRIGUEZ
IGNACIO LOMBILLO

PARTICIPAN:

UNIVERSIDAD DO PORTO (PORTUGAL)
KATHOLIEKE UNIVERSITEIT LEUVEN (BÉLGICA)
UNIVERSIDADE DO MINHO (PORTUGAL)
UNIVERSITÀ DI ROMA "LA SAPIENZA" (ITALIA)
UNIVERSIDAD PONTIFICIA CATÓLICA DE CAMPINAS (BRASIL)
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA
UNIVERSIDAD DEL PAÍS VASCO
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
UNIVERSIDAD DE OVIEDO.
UNIVERSIDAD DE ALICANTE
ADER DE FES (MARRUECOS)
FUNDACIÓN SANTA M^A LA REAL – CENTRO DE ESTUDIOS DEL ROMÁNICO
FUNDACIÓN LUZ DE LAS IMÁGENES (VALENCIA)
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS (AEND)
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LA CONSTRUCCIÓN (AIDICO)
LABEIN TECNALIA
INSTITUTO DE AUTOMÁTICA INDUSTRIAL (IAI-CSIC)
CENTRO INTERNACIONAL PARA LA CONSERVACIÓN DEL PATRIMONIO (CICOP)
MUSEU DE HISTÒRIA DE BARCELONA (SERVEI DE ARQUEOLOGIA)
CTC LOZANO Y ASOCIADOS

JORNADAS INTERNACIONALES SUBVENCIONADAS POR:



MINISTERIO DE FOMENTO: Subvenciones 2008 para la realización de actividades relacionadas con las infraestructuras, sistemas de transportes y demás competencias del Ministerio de Fomento



MINISTERIO DE CIENCIA E INNOVACIÓN. Referencia: BIA2008-03319-E/



GENERALITAT VALENCIA - CONSELLERÍA D'EDUCACIÒ. Referencia: AORG08/214

El editor no asume responsabilidad ninguna sobre la actualidad, correctitud, el estado completo o la calidad de las informaciones puestas a disposición. El uso no autorizado puede infringir los derechos de propiedad de patentes de la publicación.

Ninguna responsabilidad es asumida por el editor por cualquier daño a las personas o a la propiedad como consecuencia de productos o servicios prestados u ofertados por otras personas o entidades, y otros derivados de la operación de algún método instrucciones o ideas contenidas a continuación.

ISBN:

978-84-692-5650-3

IMPRIME:

GRÁFICAS IGUÑA, S. A

PRESENTACIÓN REHABEND 2008

Durante los meses de octubre de los años 2006 y 2007 tuvieron lugar en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, las 1^{as} y 2^{as} Jornadas Internacionales sobre “Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio construido” – REHABEND, que reunieron a un importante número de participantes (profesores, investigadores, estudiantes, constructores, proyectistas y otros profesionales). El extraordinario interés despertado por las anteriores convocatorias justificó y motivó la realización de las 3^{as} Jornadas Internacionales sobre “Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio construido” – REHABEND 2009, que contó, a partir de esta ocasión, con la organización conjunta la Universidad de Cantabria, a través de su Grupo de Tecnología de la Edificación (GTED-UC), y del Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana - AIDICO.

La actual coyuntura económico-social del sector de la construcción, con un parque de edificios casi al límite de su capacidad y con un claro déficit en cuanto a la sostenibilidad de los mismos, hace pensar en la necesidad de reorientar parte de las actividades de la construcción hacia la rehabilitación, en aras de conseguir mayor calidad en las intervenciones mediante el desarrollo metodologías eficaces, eficientes y ecológicas.

El reparto de la actividad de la construcción, por sectores, indica que en los últimos años uno de cada cuatro euros invertidos en construcción se relacionan con el sector de la rehabilitación. En los tiempos actuales y en un futuro próximo, el mercado de la edificación residencial de nuevo emplazamiento no va a atravesar sus mejores momentos. Por contraposición las previsiones auguran una buena salud del sector rehabilitación, con una previsión de crecimiento lineal, circunstancia que apunta a pensar que el mercado de la rehabilitación no va a verse influenciado, de forma significativa, por la crisis residencial aludida. Todo lo referido permite predecir que este mercado tiene un alto potencial de crecimiento y que, por ende, se amplificarán los flujos económicos destinados al sector de la rehabilitación, lo que motivará una necesidad de formación de técnicos y agentes empresariales dedicados a este ámbito, y a la puesta a punto de metodologías aplicables.

Con estas terceras jornadas, celebradas en el Parque Tecnológico de Paterna (Valencia) los días 7 y 8 de octubre del año 2008, se pretendió dar otro salto de calidad. Para ello, se trató de consolidar el foro internacionalmente, fomentando la imperativa necesidad de abordar cualquier rehabilitación patrimonial de manera multidisciplinar. Se contó con un número importante de expertos, los que aportando sus conocimientos y experiencias estimularon a los participantes para seguir trabajando en esta apasionante línea de trabajo, la rehabilitación del patrimonio.

Muchas gracias a todos: Patrocinadores, ponentes y asistentes, dado que con su esfuerzo y dedicación contribuyeron de forma decisiva al éxito del evento.



D. Javier Yuste Navarro
*Director Unidad Técnica de Investigación
en Seguridad y Tecnología de la
Construcción de AIDICO*



Prof. Luis Villegas Cabredo
*Catedrático de la Universidad de
Cantabria y Director del Grupo de
Tecnología de la Edificación de la UC*

ÍNDICE

PRESENTACIÓN

BLOQUE 1

Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio

1. *CHARACTERIZATION OF A HYGRO-REGULATED WALL BASE VENTILATION SYSTEM FOR TREATMENT OF RISING DAMP IN HISTORICAL BUILDINGS*
V. Peixoto de Freitas, A.S. Guimarães
2. *ANÁLISIS MEDIANTE LA IMAGEN ULTRASÓNICA DEL DAÑO PRODUCIDO EN PROBETAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS A CICLOS DE HIELO-DESHIELO*
J.J. Anaya, T.Sánchez, G. Al-Assadi, M.G.Hernández
3. *APPRAISAL OF 3 DIFFERENT NON-DESTRUCTIVE TECHNIQUES FOR MASONRY HERITAGE STRUCTURES AND THEIR PRACTICAL APPLICABILITY*
L. Schueremans
4. *CAMPAÑA EXPERIMENTAL CUASI-NO DESTRUCTIVA DESARROLLADA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE FÁBRICA: ENSAYOS IN SITU Y EN LABORATORIO*
I. Lombillo, L. Villegas
5. *APLICACIÓN DEL ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL PARA LA IDENTIFICACIÓN DINÁMICA DE CAMPANARIOS DE MAMPOSTERÍA*
S. Ivorra, F. J. Pallarés, J. M. Adam, P. A. Calderón
6. *REMOTE MONITORING AND DYNAMIC ANALYSIS OF THE BUILT HERITAGE: CASES OF STUDY*
V. Albert, R. Martínez, J.V. Fuente, R. Fernández, N. González , J. Yuste

BLOQUE 2

Técnicas de diagnóstico estructural y de intervención en el patrimonio construido

7. *MONASTERY OF SALZEDAS (PORTUGAL): INTERVENTION IN THE CLOISTER*
P.B. Lourenço, L.F. Ramos, G. Vasconcelos
8. *EVALUACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DE LOS MUROS DE LOS EDIFICIOS DE LA MANZANA ESCODINES DE MANRESA*
C. Díaz, A. Griera, C.Cornadó, P. Santamaría
9. *APPLICATION OF FRP STRENGTHENING TO MASONRY STRUCTURES*
D. V. Oliveira, P. B. Lourenço

10. *INVESTIGACIÓN SOBRE EL PATRIMONIO ARQUITECTÓNICO: METODOLOGÍAS ROUND ROBIN Y FENÓMENOS DE CREEP EN MAMPOSTERÍAS*

S. Sánchez Beitia

11. *ABSORCIÓN POR CAPILARIDAD Y CONSOLIDACIÓN DE MATERIALES PÉTREOS DEL PATRIMONIO HISTÓRICO CONSTRUIDO IMPERMEABILIZADOS Y REFORZADOS CON PRODUCTOS HIDROFUGANTES Y CONSOLIDANTES COMERCIALES*

C. Thomas, I. Lombillo, J. Setién, J. A. Polanco, L. Villegas

BLOQUE 3 **Gestión del Patrimonio Construido**

12. *CONSERVATION OF HISTORICAL CITY CENTRES: A KNOWLEDGE-BASED METHOD FOR THE INTERPRETATION OF URBAN FABRICS*

G. Monti, G. Scalora

13. *LA FUNDACIÓN SANTA MARÍA: UNA TRAYECTORIA QUE UNE PATRIMONIO Y DESARROLLO*

J.C. Prieto

14. *GESTIÓN DIGITAL DE INVENTARIOS. UNA HERRAMIENTA PARA INNOVAR LA MEMORIA*

M.A. Fernández-Matrán

15. *PATRIMONIO ACCESIBLE: I+D+I PARA UNA CULTURA SIN BARRERAS*

A. Egusquiza, I. Revilla, L. Iñigo, F. Alonso

16. *REHABILITACIÓN EN LOS CENTROS HISTÓRICOS. CIUDADES LATINOAMERICANAS: GESTIÓN DEL ENTORNO, USOS Y CAMBIOS*

M. C. Schicchi

17. *LA REHABILITACION DEL PATRIMONIO HISTORICO CONSTRUIDO EN BARCELONA Y SU GESTION DESDE LA OPTICA DE LA ARQUEOLOGIA*

M. Pugès, F. Puig

BLOQUE 4 **Intervenciones relevantes en el patrimonio construido**

18. *ESTUDIOS SOBRE LA VIABILIDAD TÉCNICA DE LA RECONSTRUCCIÓN DE LA ISLA HORADADA EN LA BAHÍA DE SANTANDER*

I. Lombillo, L. Villegas, C. Thomas, J. A. Polanco, J. Setién

19. *DURABILIDAD EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE PRINCIPIOS DE SIGLO XX*

R. San Mateos, J. Díez, I. Marcos

20. *DIAGNÓSTICO E INSPECCIÓN IN SITU MEDIANTE TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS DE LA ARMADURA DE LA NAVE CENTRAL DE LA CATEDRAL DE SEGOVIA*

L. A. Basterra, G. López, G. Ramón-Cueto, L. Acuña, M. Casado

21. ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MEF DE LA DEL PÓRTICO Y LA BÓVEDA DE LA CAPILLA PRERROMÁNICA DE LA CONSAGRACIÓN DE LA IGLESIA DE SALVADOR DE VALDEDIÓS

J. J. del Coz, A. Lozano, P. J. García, F. P. Álvarez

**ARTÍCULOS NO INCLUIDOS EN LA VERSIÓN EN PAPEL
(Recibidos fuera de plazo)**

- *DIGITALIZACION DE RADIOGRAFIAS EN PATRIMONIO ARTISTICO (CRUCIFJO ROMÁNICO DE LA BASÍLICA DE SAINT SERNIN DE TOULOUSE)*

V. Martí, J. Serrano, F. García-Oliveros

BLOQUE 1
**Metodologías no
destructivas aplicadas a
la rehabilitación del
patrimonio**

Characterization of a hygro-regulated Wall Base Ventilation System for Treatment of Rising Damp in Historical Buildings

V. Peixoto de Freitas and A.S. Guimarães

Building Physics Laboratory
Faculty of Engineering – Porto University, Portugal
E-mail: vpfreita@fe.up.pt
E-mail: anasofia@fe.up.pt

Abstract: The treatment of rising damp in the walls of historic buildings is very complex, due to the thickness and heterogeneity of the walls. The techniques traditionally used for dealing with this problem (such as watertight barriers, injection of hydrofuge products, etc.) have sometimes proved ineffective, and that is why it is necessary to find a new approach.

In recent years, the Building Physics Laboratory at the Faculty of Engineering, University of Porto has been conducting experimental research on the effectiveness of the wall base ventilation system, using natural or mechanical hygro-regulate systems to reduce the level of the damp area. This experimental research and the simulations that were performed, clearly show that wall base ventilation is a system with potential.

This paper presents the characterization of the hygro-regulated systems' operation based on experimental studies developed in laboratory, which allowed the influence of the velocity of the air, condensation risk and the possibility of salt crystallization. This will also present the results of measurements conducted in churches in the North of Portugal in which these systems were implemented, with the purpose of validating its operation and establishing criteria for programming the ventilator.

Keywords: Rising Damp; Treatment; Wall Base Ventilation System; Historical Buildings; Condensation.

1 Introduction

For the last few years, the Building Physics Laboratory (LFC) of the Faculty of Engineering, University of Porto (FEUP) has been conducting experimental research to validate a technique for treating rising damp in the walls of older buildings [1, 2 and 3]. The technique consists of ventilating the base of the walls using a natural ventilation process or by installing a hygro-regulated mechanical ventilation device. The experiments were designed to show how these walls are affected by rising damp in view of different boundary conditions. The configurations used are shown in Fig. 1.

To assess moisture transfer inside the walls, probes were inserted at different heights and depths to measure relative humidity and temperature. These probes were then connected to a data acquisition and recording system [1].

In Configuration 1, we measured the behaviour of a wall with both sides underground by placing sand on both sides of the wall up to a height of 45 cm above its base. In Configuration 2, in order to assess the effect of a ventilation system at the base of the wall, a ventilation box was placed on both sides of the wall. Two openings were left, to which flexible tubes were attached to ventilate the box. A mechanical extractor was placed at one opening, while the other was left free to allow air to enter freely. This extraction system was left running during the experiment to ensure that the temperature and relative humidity inside the box were identical to the conditions in the laboratory.

Figure 2 illustrates the change in relative humidity in the cross-sections located 61.5 cm (level 9) above the wall base.

Figure 1. Variations in relative humidity at level 9 in configurations 1 and 2 [2, 3].

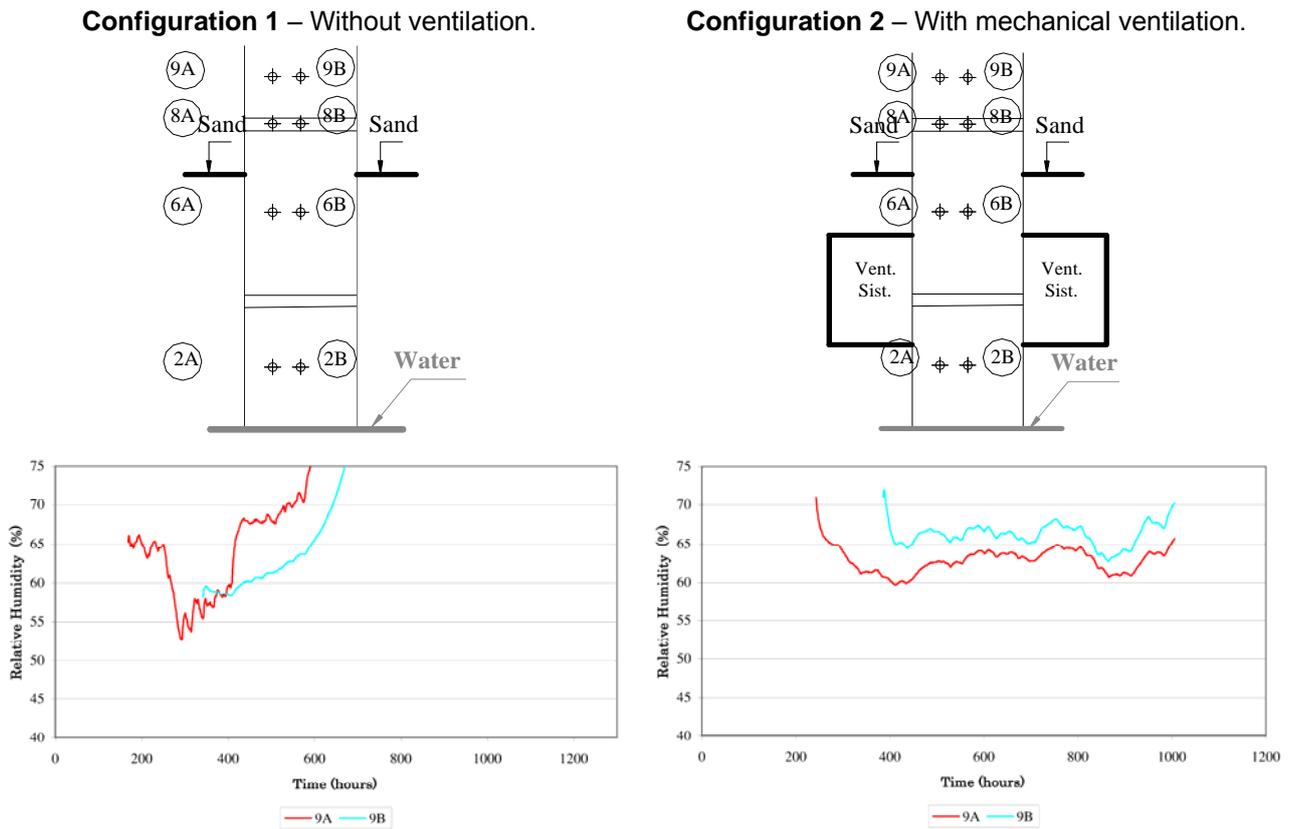
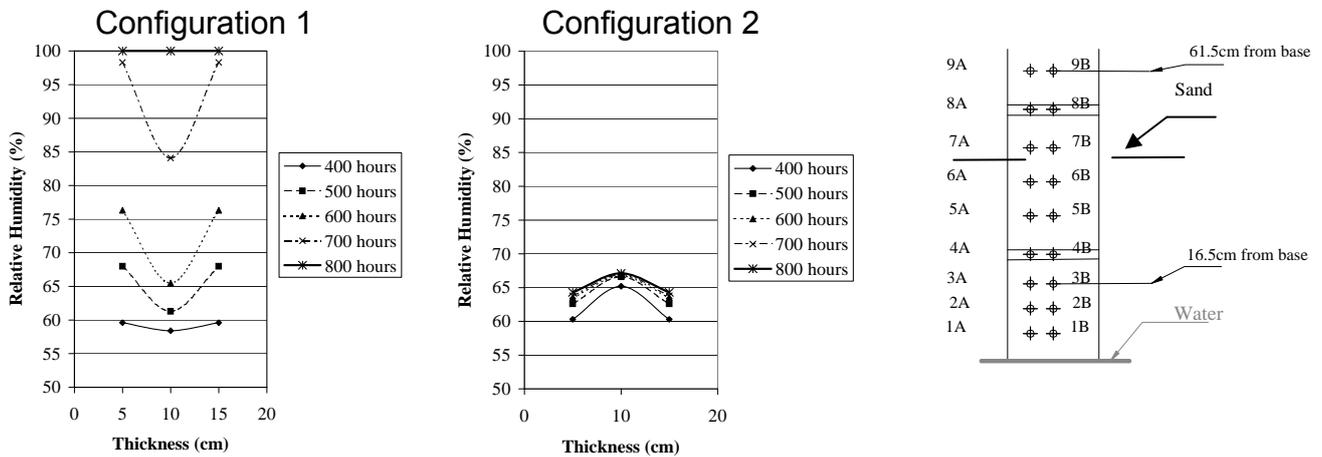


Figure 2. Variation in relative humidity at level 9 [3].



We can conclude from the experimental research that a ventilation system placed at the base of the wall reduces the level of the rising damp (see Fig. 2).

The object of this paper is to present the results of experimental characterisation of a hygro-regulated ventilation system:

- Laboratory measurements;
- In field measurements.

2 Experimental characterization of the Wall Base Ventilation System

2.1 Model adopted and description of the experiment

We study three cells corresponding to specific boundary conditions (Configurations 2A, 2B and 2C) (Fig. 3) that were associated to a mechanical ventilation system with controlled velocity. Probes were placed in such a way as to obtain readings of the temperature and relative humidity inside the ventilation system all the time (Fig. 3).

Probes were installed in each cell: Probe S1 – Temperature (T) and Relative Humidity (RH) of the air at the entrance of the system; Probe S2 – T and RH of the air in the middle of the system; Probe S3 – T and RH of the air in the middle of the system and in the surface of the wall and Probe S4 – T and RH of the air at the exit of the system.

Figure 3. Physical Model –Probes positions.

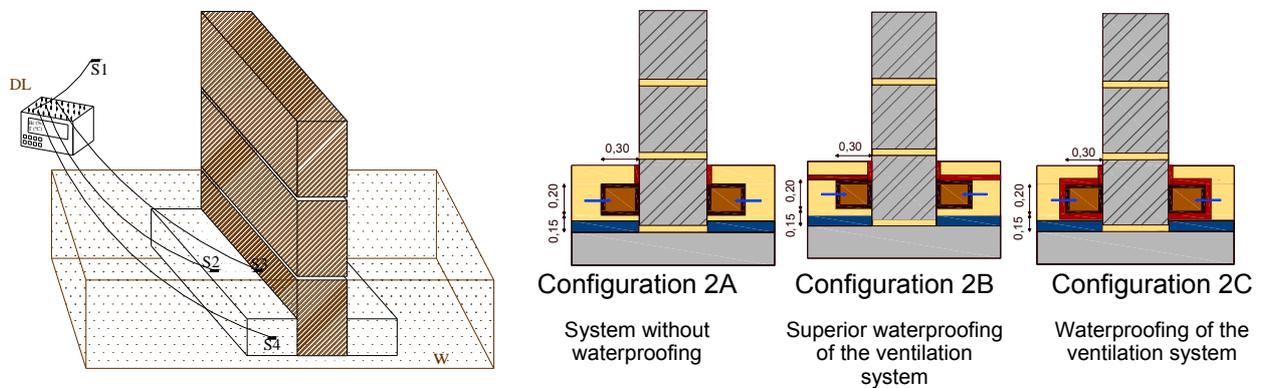


Table 1 shows the speeds throughout the time. The velocity was regulated and measured with a high precision anemometer.

Table 1. Variation in velocity over time.

Days	Saturation of the wall	Test duration – 5 months									
		15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Velocity (m/s)		0.29	0.26	0.20	0.13	0.08	0.47	0.54	0.60	0.61	0.63

During the drying process, the interior of the ventilation system was monitored in accordance to the principle defined in Fig. 3.

2.2 Results

The analysis of the graphs of vapour pressure variation at the entrance and the exit, for the three configurations, clearly shows the occurrence of periods with negative differences of flow for the configurations 2A (Fig. 4) and 2B, which means the occurrence of condensations. It was possible to visualize that, in these periods of time, the system generates condensation moisture, had being seen the occurrence of drops of water. On the other hand, it was verified that the inversion of the gradient of pressures occurs near the exit. The length of the system presents a basic role in the functioning of the system.

Using the temperature and relative humidity values at the entrance and exit of the systems, we calculated the quantity of water vapour transported. Table 2 shows the model used to calculate the amount of water transported by the ventilation system.

Figure 4. Condensation occurrence in configuration 2A (red – entrance, yellow – middle and blue – exit).

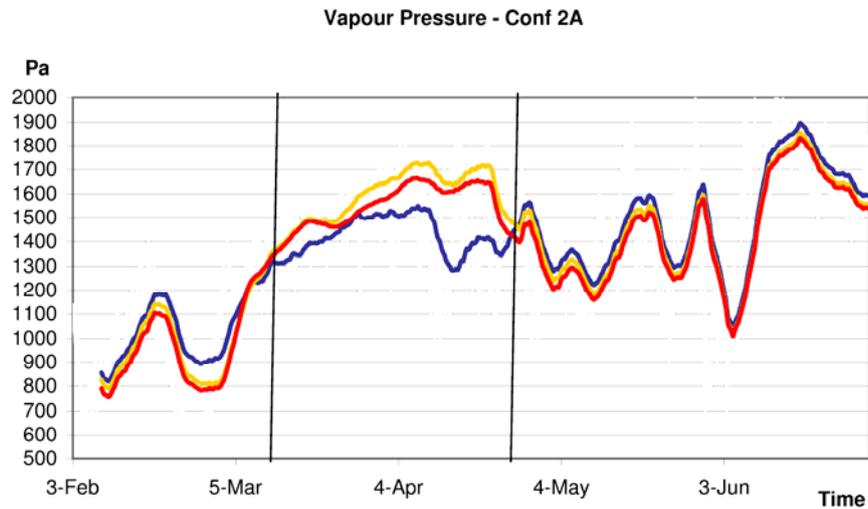
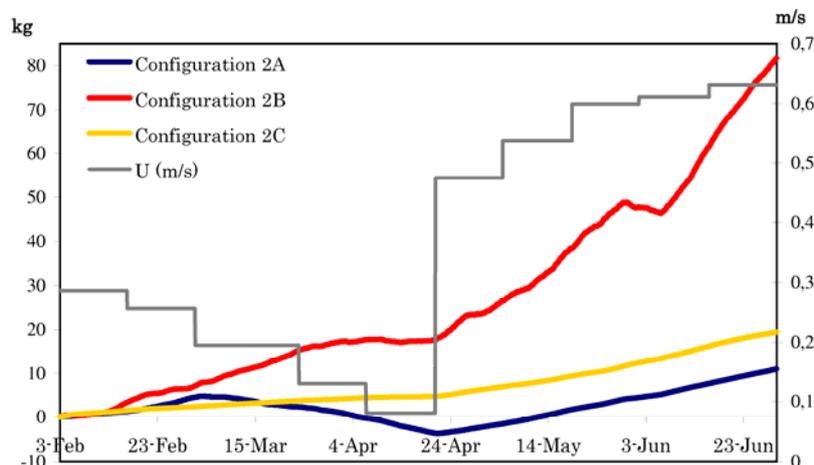


Table 1. Method of quantifying transported mass flows [4].

(I)	(II)	(III)
$P = e^{\frac{17.08 \cdot \theta}{234.18 + \theta}} * RH$	$w = 0.002167 * P / \theta$	$W = (w_{exit} - w_{entrance}) * Q * \Delta t$
P – Vapour pressure (Pa); θ – Temperature (°C); RH – Relative Humidity (%).	w – Absolute air humidity (kg/m ³); P – Vapour pressure (Pa); θ – Air temperature (K).	W – Quantity of water removed (kg); w _{exit} – Absolute air humidity at exit of system (kg/m ³); w _{entrance} – Absolute air humidity at entrance of system (kg/m ³); Q – Ventilation flow (m ³ /s); Δt – Time interval (s).
Note: As the measurements were taken every half hour, the temperature and relative humidity are considered to be constant for this time interval.		

Figure 5 shows the quantity of accumulated water vapour transported during the testing period, for various air circulation speeds. The functioning of the system is greatly influenced by outside conditions. In Configuration 2A and 2B we can see that, in some periods of time, the quantity of accumulated water vapour transported decreases which mean that we have condensations inside the system.

Figure 5. Quantity of accumulated water vapour (kg) taken from the ventilation system.



2.3 Main conclusions obtained

The following conclusions were drawn from the results obtained:

- The Configuration 2B had transported more water vapour;
- In configurations 2A and 2B we had problems of condensations inside the systems;
- The best behaviour is achieved by the configuration 2C;
- The outside conditions of the air at the entrance influence the system functioning;
- The velocity or flow extracted by the ventilation system, though necessary, contributes little to the efficiency of this system.

A hygro-regulated system is essential to control possible condensation inside the system. A hygro-regulated system is the one in which the vapour pressure is controlled by sensors placed at the entrance and exit, which instruct the system to switch off whenever the exit flow is less than the entrance flow.

3 In Field Characterization of the Wall Base Ventilation System

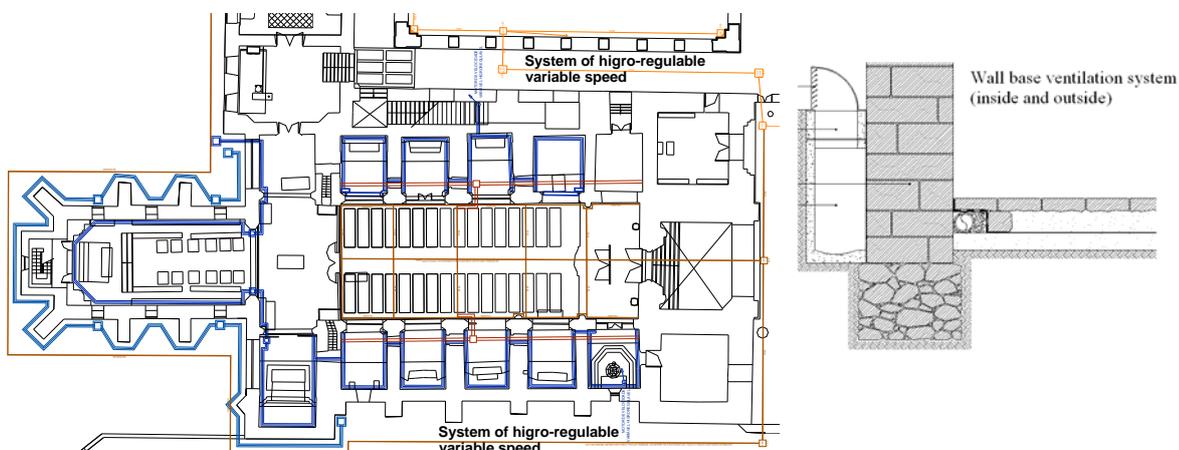
3.1 Description

To validate the system in field, a wall base ventilation system was installed in a church in the North of Portugal.

On the outer face of the church walls, a natural ventilation channel was created, consisting of prefabricated concrete parts. This channel could be opened to the outside air by means of a ventilation device (Fig. 6).

Inside the building, there were two distinct subsystems, both with hygro-regulated mechanical ventilation. Air was admitted into one subsystem through an opening in the façade. The other subsystem involved two admission grids located inside the building, with extraction to the exterior of the church. Extractions were controlled by an hygro-regulated variable speed engine, which would stop operating whenever the difference between the entrance and exit relative humidity was lower than 5%.

Figure 6. Plan of the wall base ventilation system (inside and outside) – system of higo-regulated variable speed.

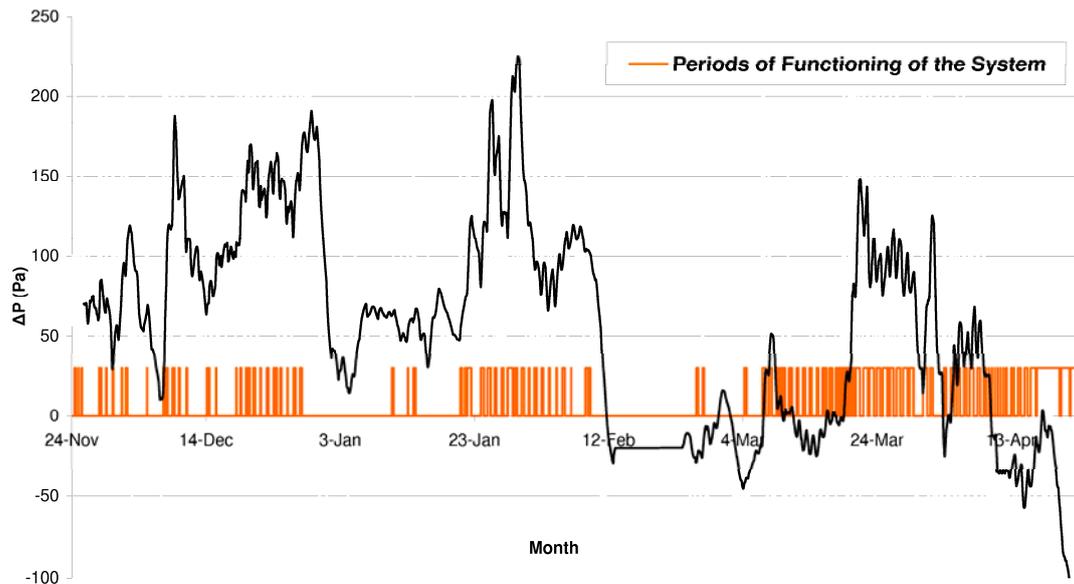


Each ventilation subsystem had two probes and two temperature and relative humidity transmitters, a control module and a data acquisition system for recording and operating the air extraction device.

3.2 Results

In Fig. 7 it is presented the differences of vapor pressure and the periods of functioning of the system. We can see that we have some periods of time where the system is operating but where we have condensation problems.

Figure 7. Differences of vapor pressure and periods of functioning of the system.



With the goal of analysing the occurrences of condensations inside the system we focus on the differences of pressure between the exit and the entrance of the system that sometimes were negative, what means that exist periods of time where we have condensation problems. To solve this problem or, at least, minimizing the possibility of occurrence of condensations we place the cited humidity-regulated system.

Whenever the air that enters presents a relative humidity near the existing moistness in the interior of the system, it doesn't work having only natural drying. If we analyse Fig. 7 we can cross information between the periods where the system is working, mechanically and the periods where the condensations occur.

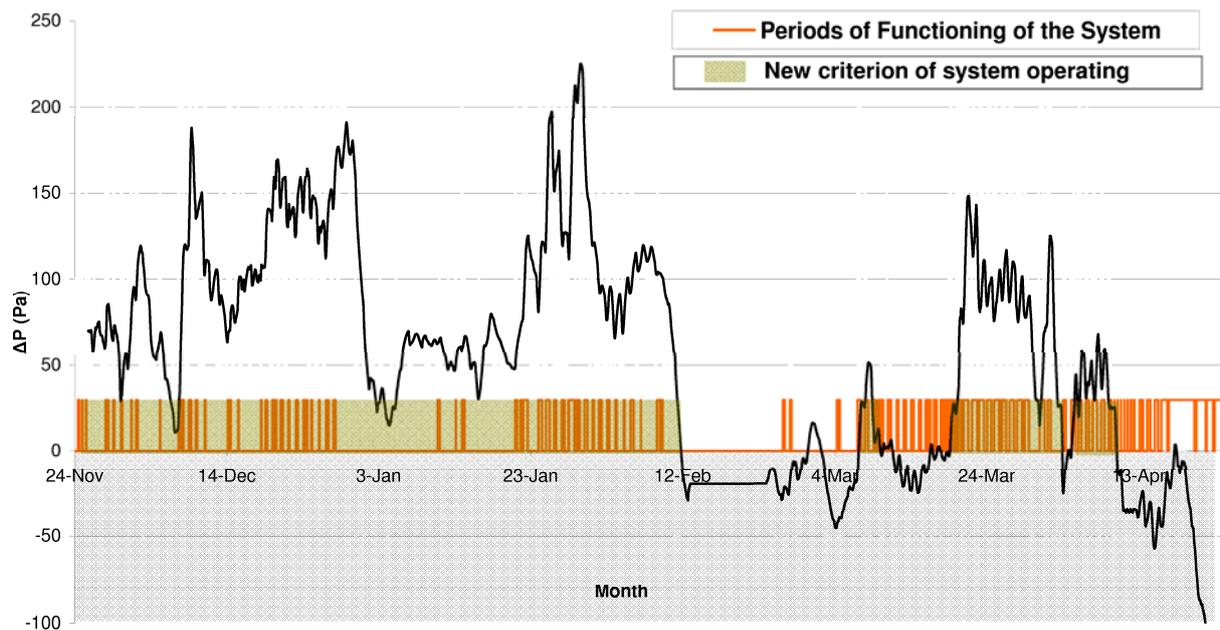
We can see that the criterion of 5% of difference between the exit and the entrance humidity isn't effective. The system doesn't work in the periods of drying, sometimes functioning in periods where we have condensations, being able to contribute for its intensification.

We propose a criterion based on vapour pressure where the system works when the difference between the vapour pressures at the exit an entrance is positive, which should be more efficient as we can see on Fig. 8. On the other hand, the occurrence of internal condensations can contribute to the crystallization/dissolution of salts present in the water warping the surface pores of the wall, putting in cause the effectiveness of this system.

The criterion we used to stop the system should be function of vapour pressure instead of relative humidity. It is suggested to stop the system, whenever the vapour pressure at the entrance is superior to the pressure at the exit, minimizing the occurrence of condensations.

It is considered that the recorded values of relative humidity, between 60% and 95%, do not cause serious risks of crystallization/dissolution of salts in the interior of the system.

Figure 8. New criterion of system operating and periods of functioning of the system.



4 Conclusions

Our assessment of the results led us to the following conclusions:

The wall base ventilation system is effective in historical buildings with thick and heterogeneous walls;

A mechanical hygro-regulated system is essential to control possible condensations inside the system;

Although it will be interesting in future to assess the possibility of the occurrence of crystallization / salt dissolution, we believe that this problem will be prevented by the hygro-regulated system;

The in field measurements, which are in course since October 2006, allow the results of the experiments to be validated in the laboratory.

5 Acknowledgement

The authors would like to thank the FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia, for supporting this research in the frame of “POCI/ENR/61524/2004”.

References

- [1] Torres, M.I.M. (2004). Humidade Ascensional em Paredes de Construções Históricas. Ph.D. Thesis, Coimbra, FCTUC, 229 pgs (in Portuguese).
- [2] Freitas, V.P., Guimarães, A., Torres, M.I.(2007). The Experimental Characterization of a Wall Base Ventilation System for the Treatment of Rising Damp in Historical Buildings. 12th Symposium for Building Physics. Dresden, 29-31 de Março de 2007.
- [3] Torres, M.I., Freitas, V.P. (2005). Treatment of rising damp in historical buildings: wall base ventilation. *Building and Environment*, 42 (2007), 424–435, January, 2005.
- [4] Kunzel, H.M. Connection between liquid water and vapour transport in porous media and its consequences for heat and moisture transfer models. *Contribution to the Science*. London. 12 pgs., December, 1992.

Análisis mediante la imagen ultrasónica del daño producido en probetas de hormigón sometidas a ciclos de hielo-deshielo.

J.J. Anaya¹, T.Sánchez¹, Ghaida Al-Assadi², y M.G.Hernández¹

¹ Departamento de Sistemas, Instituto de Automática Industrial, CSIC
Carretera Campo Real km 0,200, La Poveda. Arganda del Rey, 28500 Madrid, España.
E-mail: jjanaya@iai.csic.es, teresa@iai.csic.es, marga@iai.csic.es.

² Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos, UPM,
C/ Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid, España.
E-mail: ghaida@caminos.upm.es

Resumen: El daño provocado por los ciclos hielo-deshielo es uno de los principales problemas que presentan los materiales del patrimonio construido en climas fríos, siendo las grietas y los desconchados las consecuencias más comunes de los daños causados por dichos ciclos. El objetivo de este trabajo es mostrar la capacidad que tienen las imágenes ultrasónicas para analizar el grado de degradación del material en sus primeras fases, antes de que los daños sean difícilmente reparables. Para la evaluación de esta técnica no destructiva se han utilizado probetas de hormigón de forma cilíndrica sometidas a ciclos acelerados de hielo-deshielo, en cámara climática. Este trabajo se enmarca en un proyecto conjunto realizado con la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de la UPM que tiene como objeto relacionar la dosificación y condiciones de curado del hormigón con los daños producidos por los ciclos de hielo-deshielo. Los resultados obtenidos en laboratorio muestran que, ya en los primeras etapas, los daños son fácilmente detectables localizables y cuantificables mediante imagen ultrasónica.

1 Introducción

El daño provocado por los ciclos hielo-deshielo (H/D) es uno de los principales problemas que presentan los hormigones en climas fríos. Las grietas y los desconchados son las consecuencias más comunes de los daños producidos por dichos ciclos. El objetivo de este trabajo es caracterizar el grado de degradación del hormigón mediante técnicas ultrasónicas.

El método no destructivo normalizado más usado para medir el daño interno del hormigón durante los ciclos de hielo-deshielo es el método de resonancia [1]. Recientemente, el comité RILEM ha publicado unas recomendaciones [2] para determinar la resistencia del hormigón a los daños internos producidos durante la congelación. RILEM recomienda dos métodos A y B, el método A es el de resonancia, anteriormente mencionado, y el método B está basado en la propagación de las ondas ultrasónicas. Son numerosos los trabajos publicados [3,4] en donde a partir de la medida de la velocidad se calcula el módulo de elasticidad dinámico, evaluando de esta forma el factor de durabilidad y por consiguiente el daño producido a medida que aumentan los ciclos H/D.

Cuando pretendemos usar la velocidad ultrasónica para la caracterización cuantitativa de la microestructura, es necesario un conocimiento detallado de la relación existente entre las propiedades de las distintas fases o materiales que lo componen y las propiedades globales del material. Esta relación se puede lograr con la ayuda de la micromecánica del compuesto, que permite calcular el tensor de constantes elásticas a partir de las propiedades microestructurales de las fases, como, geometría, orientación y propiedades elásticas de las mismas.

El equipo investigador de este proyecto lleva varios años trabajando en la aplicación de la micromecánica a la caracterización de los materiales cementicios. En este tiempo, se ha utilizado y desarrollado un modelo micromecánicos n-fásico que permite predecir y evaluar diferentes características microestructurales de estos materiales (porosidad, degradación de la matriz cementicia, etc) mediante la utilización de la velocidad ultrasónica [5]. Recientemente hemos

empezado a estudiar la capacidad de estos modelos para valorar los daños producidos por ciclos de H/D acelerados en probetas de hormigón [6].

Tanto en los ensayos normalizados, como utilizando las recomendaciones RILEM, o mediante la utilización de los modelos micromecánicos, la evaluación no destructiva de los daños del material se realiza fundamentalmente promediando sus características elásticas. Sin embargo, debido al tipo y a la progresión de los daños que se producen en los ciclos de hielo-deshielo, esta manera de valorar los daños no es suficiente y a veces puede resultar engañosa. En el presente trabajo se mostrará como se puede detectar y cuantificar de forma prematura la aparición de daños en el material mediante la imagen ultrasónica. Sin embargo, debido fundamentalmente a las características de la propagación ultrasónica y a la forma de progresar el deterioro producido por los ciclos de H/D es difícil conseguir la evaluación global del estado del material afectado por este tipo de daños.

2 Evaluación de daños.

Existen fundamentalmente dos tipos de daños producidos por los ciclos de H/D: descamación superficial y daño interno. A menudo ambos daños se dan simultáneamente, ya que lo que inicialmente se presenta como una descamación superficial progresa hasta que se convierte en un daño interno. El daño superficial se suele cuantificar de manera visual o pesando la cascarilla producida, si es posible recolectarla. La evaluación de los daños internos se basa generalmente en cuantificar la disminución porcentual de las propiedades elásticas, bien del módulo de Young si se utiliza la resonancia, o directamente de la velocidad ultrasónica [2]. El límite aceptable de deterioro estará determinado por la aplicación, pero para los ensayos normalizados de resistencia a los ciclos de H/D se considera que una disminución de la velocidad ultrasónica del 10% implica que se han producido daños y una disminución del 50% indica que el material se encuentra totalmente deteriorado.

Mediante la utilización de los modelos micromecánicos es posible hacer una valoración teórica de esta disminución a partir de las diferentes características microestructurales incluidas en los modelos. La formulación de estos modelos se encuentra extensamente desarrollada en [5] y se escapa del objetivo de la presente exposición. De forma simplificada diremos que los modelos micromecánicos mediante la función f ,

$$V = f(C^m, C^{i1} \dots C^{in}, v^m, v^{i1} \dots v^{in}, d^m, d^{i1} \dots d^{in}, \alpha^{i1} \dots \alpha^{in})$$

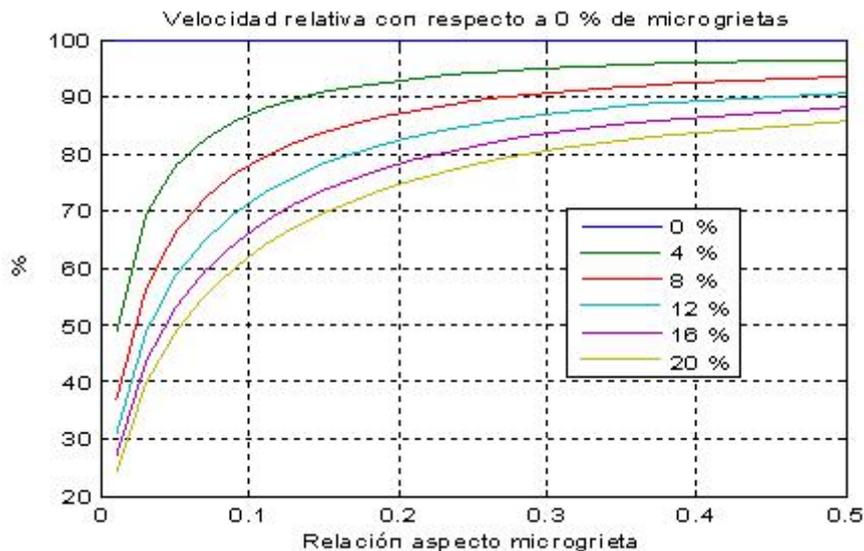
relacionan la velocidad ultrasónica V del hormigón, con las propiedades elásticas (C), densidades (d), proporciones (v) y relación de aspecto (α) de las diferentes fases que lo forman. Para aplicar estos modelos consideramos que el hormigón está formado por una matriz cementicia no porosa (m) y diferentes inclusiones ($i1 \dots in$). Entre estas inclusiones pueden estar los agregados, tanto finos como gruesos, los poros, las microgrietas y cualquier otro tipo de componente que pueda considerarse formado por partículas inmersas en la matriz cementicia.

Una de las ventajas de estos modelos es que nos permiten estimar teóricamente como afectan a la velocidad ultrasónica los diferentes cambios microestructurales, en procesos de deterioro o degradación. Dos son las características de los daños producidos por el H/D que podemos estudiar fácilmente con este tipo de modelos. La primera es el volumen de microgrietas que se producen en el material, y la segunda el tamaño o progresión de las mismas. Esta última característica no está incluida explícitamente en el modelo, pero sí una consecuencia de la misma. A medida que una microgrieta progresa o aumenta, el efecto que obtenemos asociado es que varía su geometría, ya que disminuye la relación entre la anchura y el diámetro de la superficie de la microgrieta, por lo que si definimos la relación de aspecto como el cociente entre estas dos magnitudes, ésta relación disminuirá igualmente. De esta forma, podemos modelizar las microgrietas como planos circulares con relaciones de aspecto menores que $1/5$ ($0 < \alpha < 0.2$), a diferencia de los poros de aire ocluido que se pueden considerar inclusiones esféricas ($\alpha = 1$) y los poros capilares que se modelan como cilindros alargados ($\alpha \gg 1$).

Para evaluar el comportamiento teórico de la velocidad longitudinal con respecto a la aparición y progresión de las microgrietas, se ha realizado una simulación considerando conocidas y constantes las propiedades elásticas ($C_{11} = 40$ GPa y $C_{44} = 13$ GPa) y la densidad de la matriz cementicia ($d = 1900$ kg/m³). Los agregados finos y gruesos se han modelado como una única fase con propiedades elásticas y densidad conocidas ($C_{11} = 86$ GPa y $C_{44} = 28$ GPa, $d = 1900$ kg/m³) y geometría esférica ($\alpha = 1$). Se ha considerado también que inicialmente hay una porosidad del 8% que se encuentra saturada de agua y distribuida uniformemente dentro de la matriz.

El proceso de deterioro lo simulamos mediante la adición de microgrietas consideradas como planos circulares, también rellenas de agua, en diferentes proporciones y relaciones de aspecto que se distribuyen uniformemente y con orientación aleatoria en todo el volumen del material. En la fig. 1 se muestra el resultado de esta simulación, donde se puede evaluar la influencia de la relación de aspecto y la fracción de volumen de las microgrietas en la velocidad ultrasónica. Estos resultados nos muestran que basta tener un pequeño porcentaje volumétrico (4%) de microgrietas extensas ($\alpha \approx 1/100$), para que la disminución de la velocidad pueda alcanzar el 50 % y sin embargo es necesario tener un volumen considerable de microgrietas (20 %) poco extensas ($\alpha \approx 1/15$) para obtener una disminución equivalente.

Figura. 1. Comportamiento teórico de la velocidad ultrasónica en función del porcentaje de microgrietas y de su relación de aspecto.



Debido a las premisas utilizadas en la definición de los modelos micromecánicos, su predicción será válida si el volumen de microgrietas que aparece en los agregados es despreciable y en los primeros momentos del deterioro cuando las microgrietas se pueden considerar aisladas. A nivel práctico, estas limitaciones no impiden su utilización en un número importante de aplicaciones, ya que si el deterioro del hormigón avanza lo suficiente para que no podamos considerar a las microgrietas como inclusiones en la matriz, el efecto asociado es que las señales ultrasónicas van a sufrir una fuerte atenuación. Este efecto va a suponer que, o bien la onda ultrasónica no va a lograr atravesar el material, o bien, las medidas de velocidad van a estar más relacionadas con la tortuosidad del material que con sus constantes elásticas, ya que la onda ultrasónica no se va a transmitir en línea recta sino por los caminos que encuentre a través del material.

Estos aspectos son los que se van a mostrar en el presente trabajo mediante la utilización de las imágenes ultrasónicas. Con estas imágenes podemos valorar tanto la pérdida de velocidad, como la extensión y localización de los daños producidos por los ciclos de H/D en probetas de hormigón.

3. Descripción experimental.

Para la validación experimental se han fabricado probetas cilíndricas normalizadas de hormigón H30 de dimensiones aproximadas de 300 mm. de alto por 150 mm. de diámetro. Una parte de las probetas se han sometido a 300 ciclos hielo-deshielo según procedimiento de ensayo descrito en [1] y otras se ha conservado en condiciones estables de humedad y temperatura para ser utilizadas como testigos, probetas sin daños. Se han obtenido imágenes ultrasónicas de las probetas antes y al finalizar los ciclos mediante inspecciones automatizadas.

3.1. Imágenes ultrasónicas.

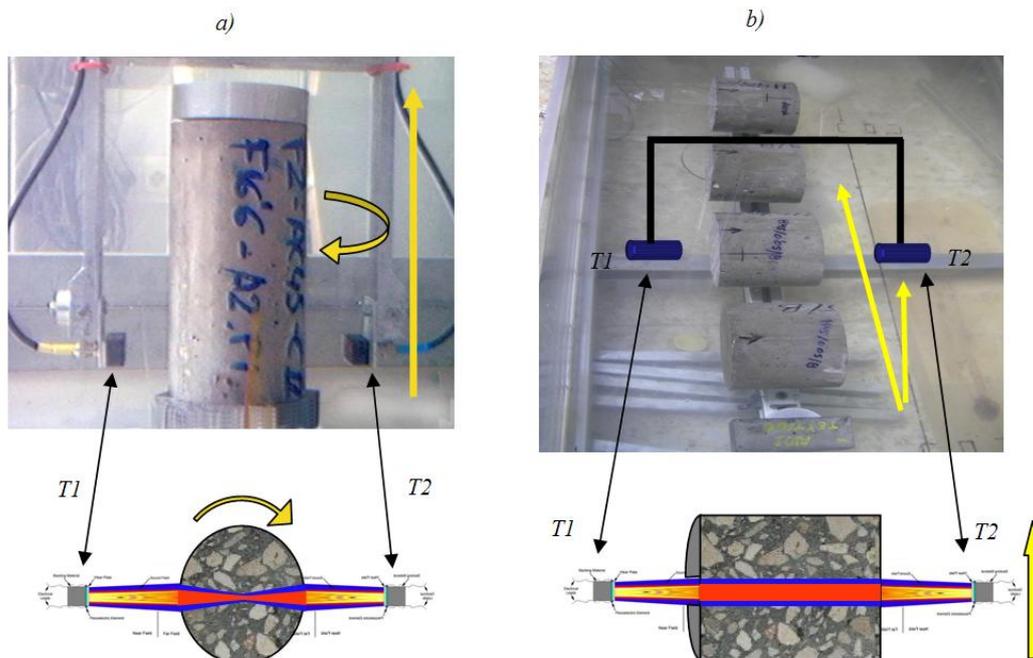
Las inspecciones se han realizado mediante sistemas automatizados de barrido con las probetas sumergidas en agua. Se han empleado transductores de banda ancha Panametrics v413, de 500 kHz, emitiendo en modo longitudinal. Se ha utilizado un sistema basado en la tecnología SENDAS para la generación y recepción de las señales ultrasónicas, utilizando una frecuencia de muestreo de 20 MHz. Se han realizado dos tipos de inspecciones en transmisión, en sentido radial y en sentido axial (Fig 2).

Las inspecciones en sentido radial se han realizado sobre todas las probetas estudiadas antes y al finalizar los ciclos de H/D. Las inspecciones axiales sólo se han hecho al finalizar los ciclos, en una serie limitada de probetas que previamente se han cortado en rodajas.

Para realizar las inspecciones en sentido radial, se ha diseñado un sistema fácilmente transportable, actualmente en fase de prototipo, que permite inspeccionar automáticamente las probetas o testigos en el mismo lugar de fabricación o extracción. El sistema automatizado permite realizar dos movimientos: uno de rotación con centro en el eje de la probeta cilíndrica, y otro de traslación a lo largo de la altura de la misma, movimientos señalizados con las flechas amarillas de la figura 2a. La inspección de una probeta de hormigón se realiza en 10 minutos con una rejilla de barrido de 2 mm. en altura y una separación entre diámetros de 5°.

Para la inspección axial (fig. 2b) se utilizó un sistema automatizado estándar de tres ejes cartesianos, barriendo la probeta en dos de ellos. La rejilla de inspección fue de 4x4 mm.

Figura 2. a) Inspección radial. b) Inspección axial.



Para el cálculo de velocidad se ha empleado el algoritmo de doble cruce por cero [5]. Este algoritmo permite disminuir la dependencia de la medida de velocidad de la amplitud del eco recibido, a diferencia de los sistemas usuales de medida de velocidad ultrasónica en hormigón.

3.2 Imágenes radiales o diametrales:

En la inspección radial el campo ultrasónico que atraviesa el material se propaga a lo largo de aproximadamente dos secciones troncocónicas centradas en un diámetro de la probeta (Fig.2a). Por consiguiente cada píxel de los mapas o imágenes que se crean corresponde a la información ultrasónica de una zona del material asociada a un diámetro a una altura determinada de la probeta. La imagen creada representa la información de acuerdo al parámetro elegido de la señal recibida, en nuestro caso se han utilizado los parámetros más usuales, atenuación y velocidad ultrasónica. (Fig 3)

Las imágenes formadas mediante este modo de inspección permiten diferentes modos de representación como puede verse en la figura 4, donde aparece una representación 3D de la probeta y un corte por nivel. Para representar el corte por nivel se ha asignado a cada diámetro de la probeta la velocidad media en transmisión en dicho diámetro lo que nos permite una representación del corte de la probeta a dicha cota. Este tipo de representaciones no nos proporciona más información que la imagen de partida al no haberse utilizado técnicas de composición tomográfica, pero nos permite resaltar cierto tipo de información, por ejemplo, localizar más fácilmente los daños en la probeta, con las imágenes 3D, o comprobar la regularidad del material a una cota determinada.

Figura 3. Mapas de la información diametral de una probeta de hormigón: velocidad y atenuación ultrasónica.

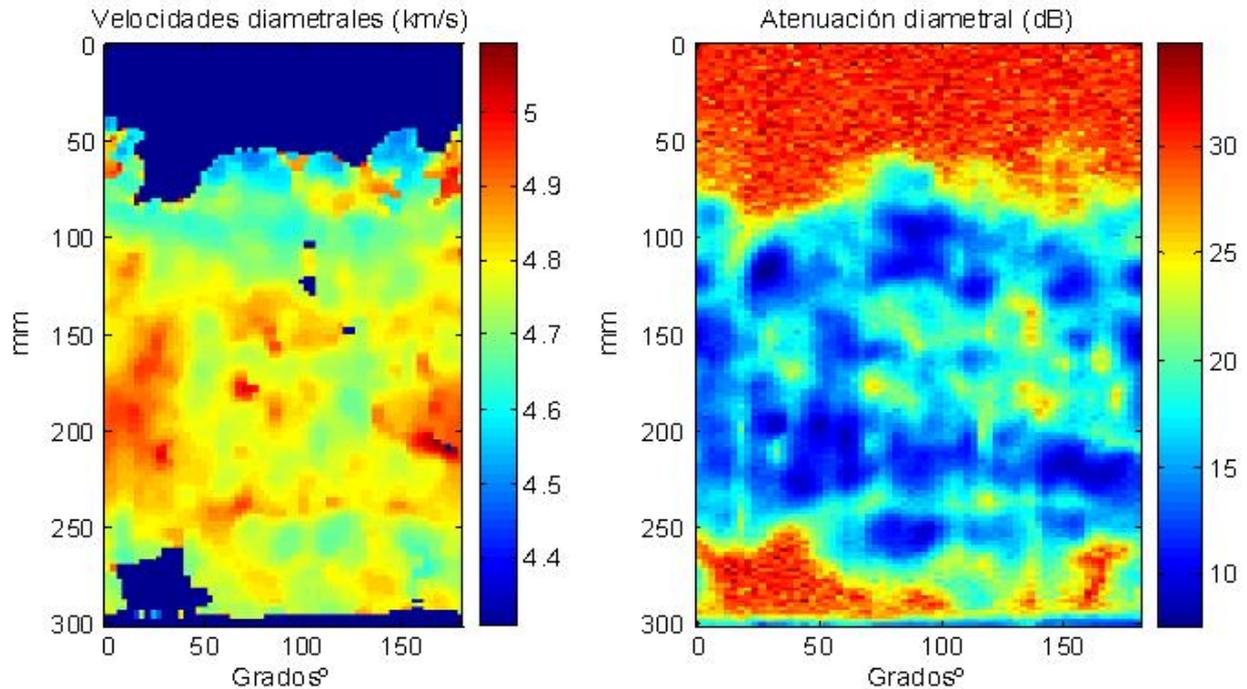
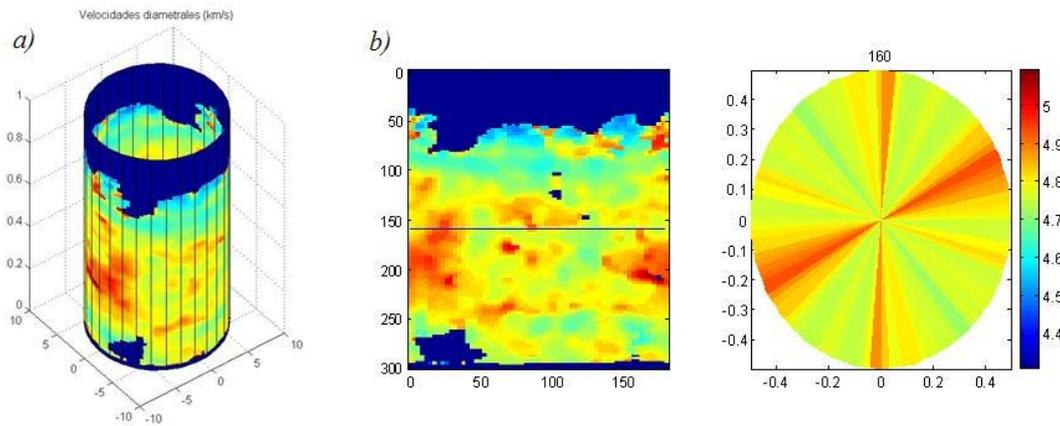


Figura 4. Representaciones de la información diametral: a) Representación 3D. b) Corte en la cota 160 mm.



3.3 Imágenes axiales.

Se han obtenido mapas de velocidad, atenuación y espesor para cada una de las rodajas de las probetas, según el esquema de inspección representado en la Figura 2b. Por tanto, cada píxel de las imágenes representadas corresponderá a la información ultrasónica de un eje coaxial al eje de revolución de la probeta.

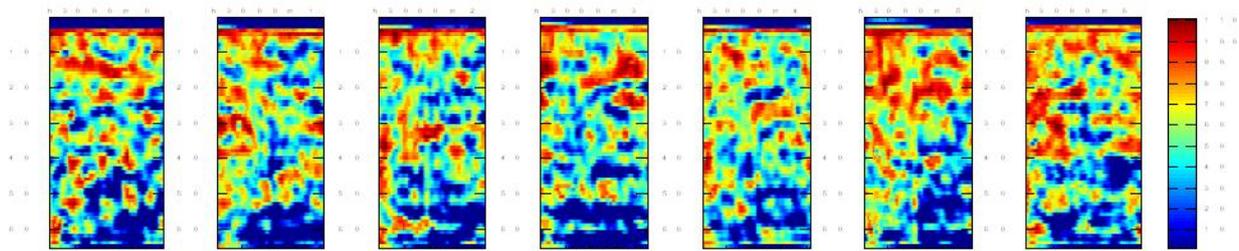
4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1 Imágenes ultrasónicas diametrales.

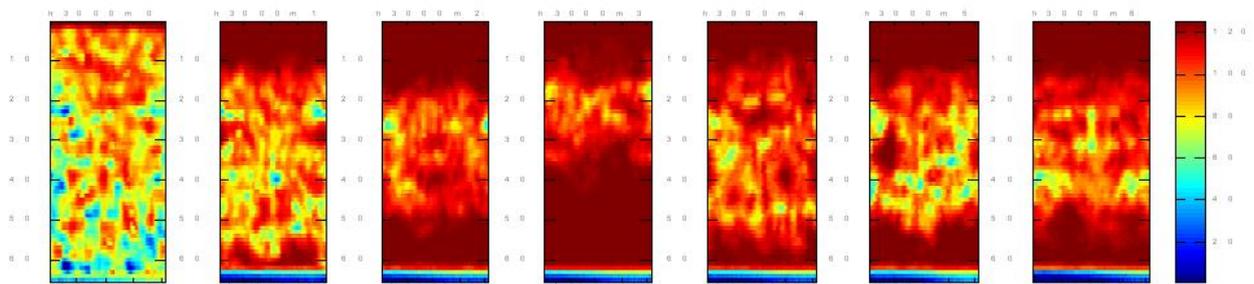
En la figura 5 aparecen las imágenes ultrasónicas antes y después de efectuar los ciclos de hielo-deshielo en una batería de probetas de hormigón, utilizando tanto la información de atenuación como de velocidad ultrasónica. La primera fila corresponde a las inspecciones realizadas antes de iniciar los ciclos de H/D y la segunda fila después de haber realizado 300 ciclos. La primera probeta de la izquierda corresponde a la probeta 0, probeta testigo que no ha sido sometida a ningún tipo de deterioro.

Figura 5. Imágenes ultrasónicas. Atenuación: a) antes de los ciclos H/D, b) después. Velocidad: c) antes de los ciclos H/D, d) después.

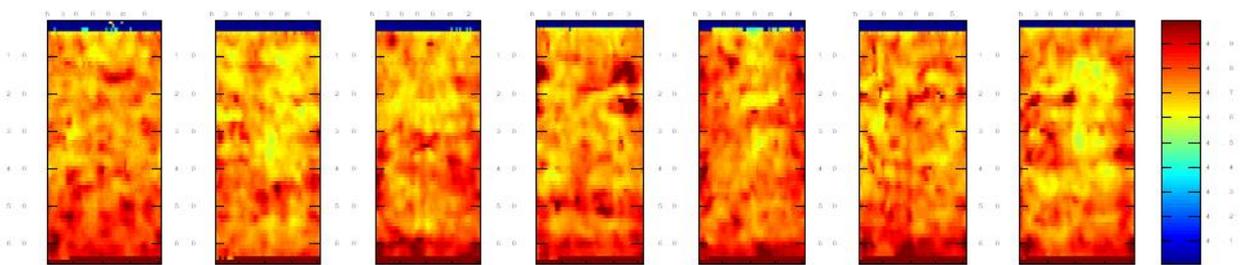
a)



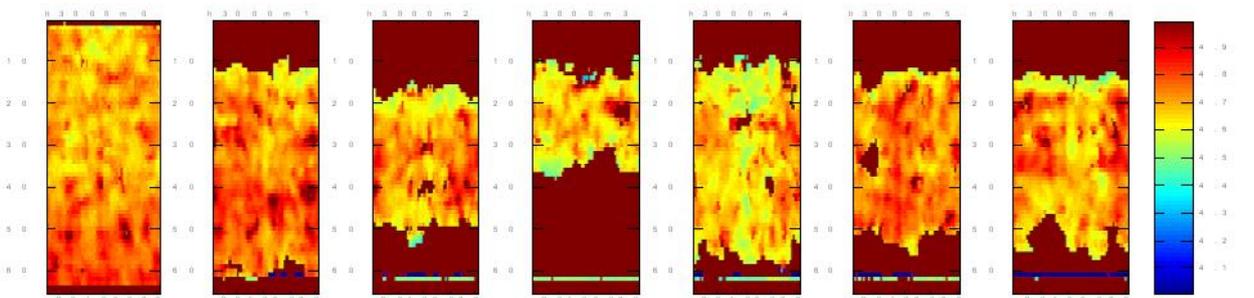
b)



c)



d)



De la observación de estas figuras ya podemos deducir algunos de las características de la información ultrasónica en este tipo de deterioro. En primer lugar vemos como ha aumentado considerablemente la atenuación de todas las probetas sometidas a ciclos de H/D, de tal manera que en las probetas existen zonas donde la onda ultrasónica no ha atravesado la probeta y por consiguiente no se ha podido medir su velocidad.

A partir de estas imágenes calculamos dos parámetros, uno es el porcentaje de zona donde la señal ultrasónica no ha podido atravesar la probeta, y el otro la relación entre la velocidad ultrasónica media al finalizar los ciclos, V_f , y antes de iniciarlos, V_i . En la tabla 1 se expone los resultados de estos parámetros. En primer lugar se puede observar que como media, el deterioro producido no permite evaluar la velocidad en un tercio de las probetas después de los ciclos de H/D. En este aspecto el deterioro de las probetas ha sido bastante irregular, la menos dañada es la probeta 1 con un 14 % y la peor es la probeta 3 donde no penetran los ultrasonidos en casi el 60 % de los diámetros. Sin embargo la pérdida de velocidad en la zona evaluada ha sido baja en general, un 4 %, con un máximo en la probeta 3 del 9 %. Si analizamos estas pérdidas de velocidad en función de las predicciones del modelo micromecánico podemos ver que para la probeta más deteriorada, la 3, el volumen de microgrietas en la zona evaluada no será superior al 5%, incluso para grietas poco extendidas ($\alpha=0.2$)

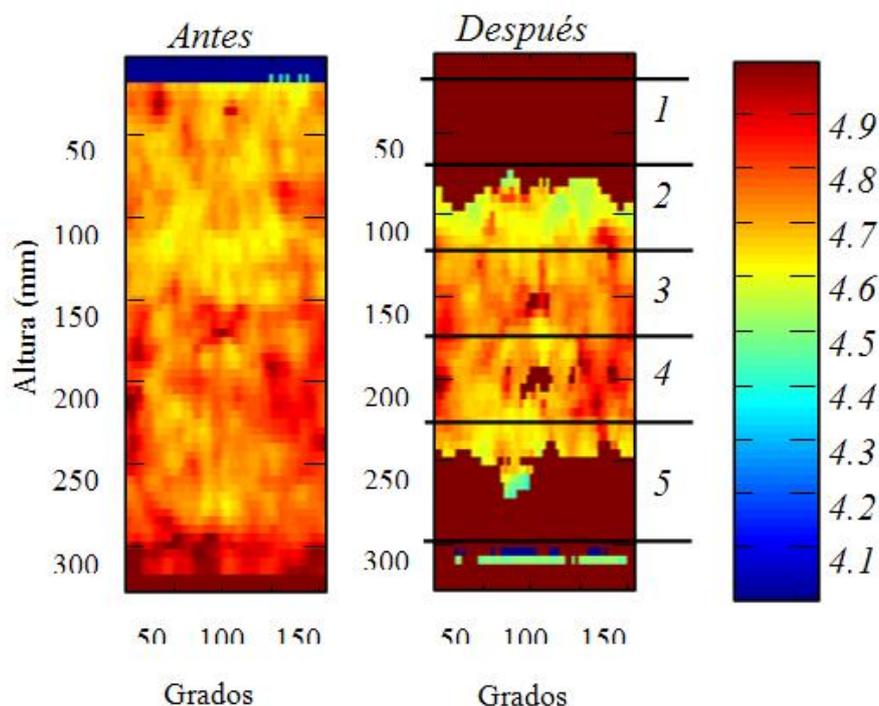
Tabla 1. Cuadro resumen de las imágenes de velocidad diametral de las probetas de hormigón, antes (A) y después (D) de los ciclos.

Probetas	0	1	2	3	4	5	6	Media
V_i (A)	4753	4713	4748	4759	4771	4753	4734	4746
V_f (D)	4724	4707	4580	4348	4509	4656	4563	4560
V_f / V_i (%)	99.4	99.9	96.5	91.4	94.5	98.0	96.4	96.1
% Probeta no evaluable	0	13.6	41.9	58.9	20.4	33.1	31.8	33.3

Por otra parte, no existe una relación clara entre el porcentaje de zona no evaluable y la pérdida de velocidad. La probeta 1 es la que tiene la menor zona no evaluable y la menor pérdida de velocidad, y la probeta 3 está en el extremo contrario. Sin embargo, en el resto de las probetas no se mantiene esta relación, por ejemplo, la probeta 4 que es la segunda en cuanto a menor zona no evaluable, es sin embargo la segunda en cuanto a mayor pérdida de velocidad.

A la vista de estos resultados se podría considerar que estos dos parámetros de evaluación están asociados a los dos tipos de daños que se producen en el deterioro de H/D, los superficiales al porcentaje de zona no evaluable y los internos a la pérdida de velocidad.

Figura 6. Mapa de velocidad radial (en km/s) de la probeta 2, antes y después de los ciclos.



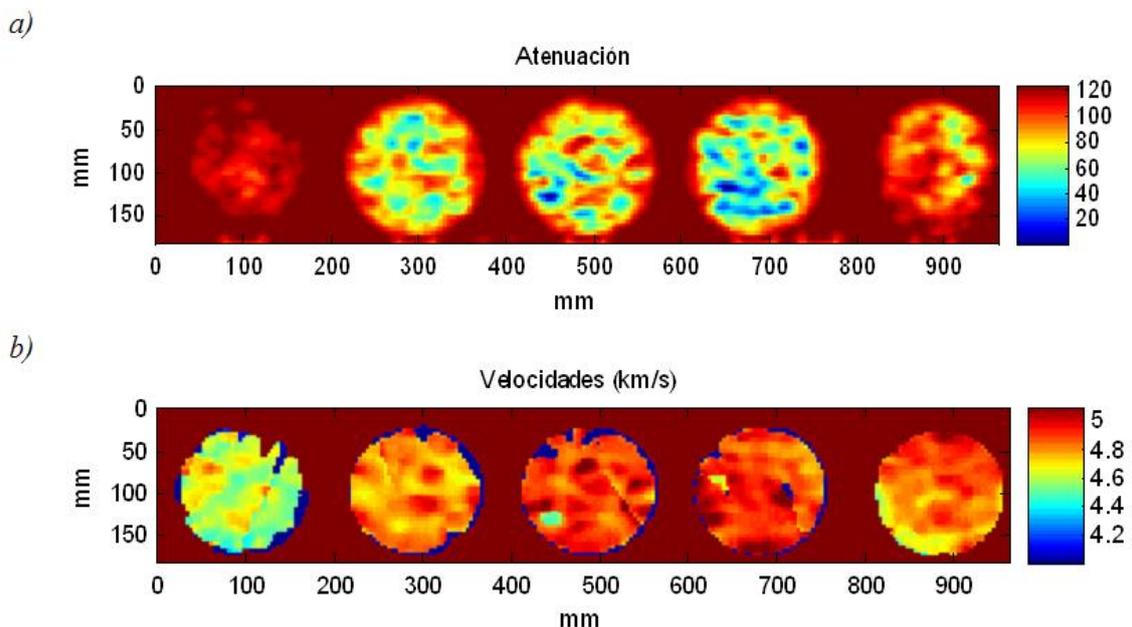
Para comprobar esta afirmación se seleccionó la probeta 2, en la cual se aprecia un daño considerable en la cara superior e inferior de la probeta y una pérdida de velocidad intermedia con relación al resto de las probetas. Además, esta probeta no presentaba exteriormente ningún tipo

de fisura o descascarillamiento. Una vez cortada en 5 rodajas, de aproximadamente 50 mm. según el esquema de la figura 6, se realizó la inspección en sentido axial, con objeto de analizar y localizar con más exactitud los daños en las zonas donde no había penetrado el pulso ultrasónico en el sentido radial.

4.2. Imágenes ultrasónicas axiales

Los resultados de las distintas rodajas examinadas aparecen en la figura 7, donde se muestran los mapas de velocidad axial y atenuación de cada una de ellas. Lo primero que se observa en las imágenes es que prácticamente en todas las rodajas existen zonas en la superficie exterior de algunos milímetros de espesor en las que la velocidad es muy inferior a 4.4 km/s. Existe una atenuación muy elevada en la rodaja 1 y el ultrasonido no ha podido traspasar el material en sentido axial en bastantes zonas cercanas a su superficie. La atenuación es parecida para las rodajas 2, 3 y 4, siendo un poco mayor en la 5.

Figura 7. Imágenes axiales de la probeta 2, están ordenadas de la 1 a la 5 de izquierda a derecha: a) Atenuación. b) Velocidad.



Si calculamos la velocidad media en cada rodaja, (tabla 2), lo primero que observamos es que las velocidades en sentido axial de las rodajas 3 y 4 son casi un 3% superior a la velocidad media inicial de la probeta 2 en sentido diametral. Una posible explicación a este hecho es que el espesor recorrido por el pulso ultrasónico en sentido diametral (150 mm.) es considerablemente superior al recorrido en el sentido axial (50 mm.), y debido a los efectos dispersivos del material sus componentes frecuenciales serán muy diferentes y por tanto no son comparables sus velocidades. Como no se dispone de las imágenes en sentido axial a 0 ciclos, es mejor realizar la comparación con respecto a la rodaja número 4 (representada en la tabla 2 como V_f/V_{f4} (%)) ya que presenta la mayor velocidad y podemos considerarla poco dañada.

Tabla 2. Velocidades medias (m/s) en las diferentes rodajas de la probeta 2.

Rodaja	1	2	3	4	5
V_f	4629	4794	4882	4890	4838
V_f/V_{f4} (%)	94.7	98.0	99.8	100.0	98.9

La relación con la rodaja 4 V_f/V_{f4} , muestra una apreciable disminución de la velocidad en la rodaja 1, mientras que en el resto de capas es mínima. Es llamativa la pequeña pérdida de velocidad de la rodaja 5, cuando por una parte, tiene mayor atenuación que las otras y la zona no evaluable en sentido radial es considerable. Estos resultados muestran y cuantifican hechos conocidos del proceso de deterioro por ciclos de H/D, en el sentido de que cuando los daños externos son extensos pueden progresar hacia el interior, rodaja 1, pero también puede darse el caso de que los daños internos sean mínimos, rodaja 5.

5. Conclusiones.

En este trabajo hemos presentado una metodología para evaluar los daños producidos por ciclos de H/D mediante el uso de la imagen ultrasónica, mapas de atenuación y de velocidad. Hemos presentado asimismo, como mediante la utilización del modelado micromecánico se puede evaluar el comportamiento teórico de la velocidad ultrasónica en función de diversos daños producidos en la microestructura del material. Hemos comprobado la gran sensibilidad de los ultrasonidos a los daños superficiales, lo que por una parte nos permite detectarlos en sus comienzos, pero como contrapartida nos impide a menudo valorar el estado interno de los materiales. En cuanto a los prototipos desarrollados para la generación de imagen ultrasónica, son válidos para realizar una inspección y evaluación de daños de las probetas o testigos, tanto en laboratorio como a pie de obra. Es un objetivo del grupo de investigación desarrollar sistemas de generación automática de imagen ultrasónica que permitan inspeccionar algunos tipos sencillos de estructuras in situ.

AGRADECIMIENTOS.

Esta investigación ha sido subvencionada por el Ministerio de Educación y Ciencia y el Ministerio de Fomento dentro de los proyectos BIA 2006-15188-C03-01, C14/2006 y FOM 01/07, respectivamente.

REFERENCIAS

- [1] ASTM C 666-84. Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing.
- [2] RILEM TC 176-IDC: 'Internal damage of concrete due to frost action'. Final Recommendation Test methods of frost resistance of concrete: CIF-Test: Capillary suction, internal damage and freeze thaw test-Reference method and alternative methods A and B.
- [3] Vesa Penttala. Surface and internal deterioration of concrete due to saline and non-saline freeze-thaw loads. *Cement and Concrete Research Vol. 36 pp.921–928, 2006.*
- [4] Kaufmann, J. Experimental identification of ice formation in small concrete pores. *Cement and Concrete Research Vol. 34, pp. 1421-1427, 2004.*
- [5] Acebes, M. et al. Caracterización de la durabilidad del hormigón sometido a ciclos hielo deshielo mediante modelos micromecánicos. *Anales de la mecánica de fractura. Ed. Secretaria GEF, I.S.S.N: 0213-3725, pp. 587-592, 2008.*
- [6] M. Acebes Pascual. *Estudio y extensión de un modelo micromecánico trifásico para la caracterización ultrasónica de materiales compuestos.* Tesis Doctoral, 252 pág. UPM, 2007.

Appraisal of 3 different Non-Destructive Techniques for masonry heritage structures and their practical applicability.

L. Schueremans

Kasteelpark Arenberg 40 – 2448, B-3001 Heverlee, Belgium, Tel.: ++32 (0)16 32 16 79;

++32 (0) 16 32 19 76

E-mail: luc.schueremans@bwk.kuleuven.be

Abstract: Often non-destructive techniques are put forward to acquire vital information regarding the actual state of the historical building or executed consolidation or strengthening measures. An appraisal is given for 3 of them. The first one covers the use of 3D-laserscanning impact of accurate geometry on structural analysis – vaults, the second one deals with geo-electrical survey of masonry and its applicability towards assessing the quality of grout-injection. The final NDT covers acoustic emission and its ability to quantify damage accumulation in masonry. These techniques fit within one or several phases within the preventive conservation of historical buildings: anamnesis, analysis, diagnosis, therapy and control. The techniques described have all been addressed from a fundamental research perspective and have been applied both in laboratory circumstances as well as in real case studies.

Keywords: Non-destructive testing, geo-electrical measurements, acoustic emission, 3D laser scanning

1 Use of 3D-laserscanning, impact of accurate geometry on structural analysis

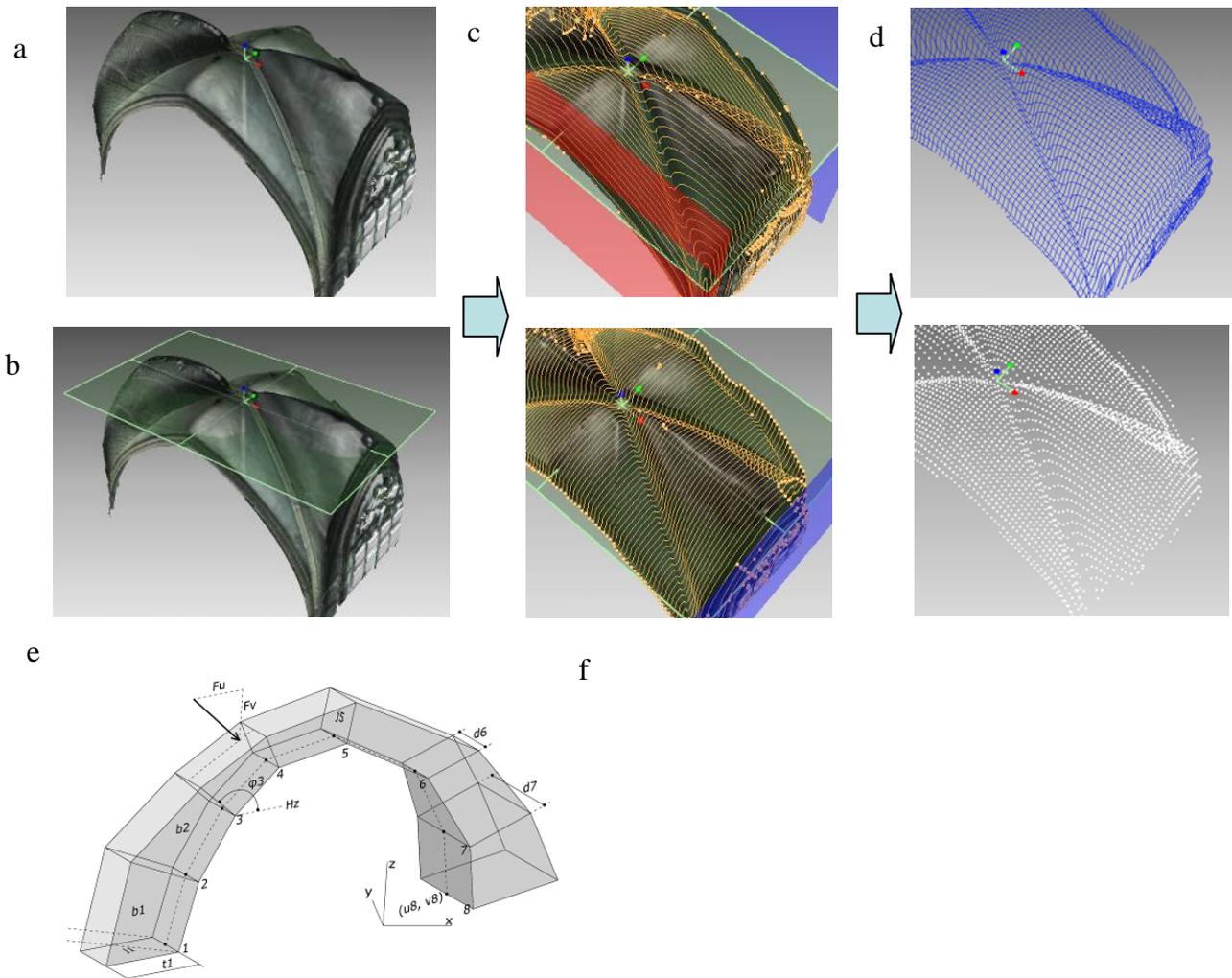
The stability of masonry vaults very much depends on its overall geometry and the analysis results strongly depend on the accuracy in which this geometry can be measured in practice. To obtain an accurate estimate of the geometry of the vaults, 3D-laserscanning was performed. Based on the 3D point cloud, a 3D-model of the vaults allows determining the lines of thrust in the structure as well as the reaction forces (application point and magnitude) at the abutments. This contribution gives a critical appraisal of the process used in the preliminary research phase: gathering the point-clouds, 3D-modelling, structural analysis calculating thrust lines and the consolidation requirements that are obtained. The focus is on the added value of the methodology, its applicability, cost-effectiveness, overall advantages and drawbacks (Schueremans and Vangenechten, 2008).

For this case study the high precision Leica HDS 3000 laser scanner was used. This mid-range scanner uses the time-of-flight principal to measure the distance of a point to the scanner. It has a full field of view (360x270°) and a guaranteed accuracy of 6mm per point up to a range of 50 meters. Two different scan positions were necessary to capture the whole vault without having any shadows or occlusions. To be able to register both scans, both artificial targets at the bottom and natural feature points in the vaults themselves were used. The Cyclone software aligned both datasets using 4 artificial targets, 6 natural targets and cloud to cloud registration with a final RMS-error of 6mm.

Once the point clouds have been acquired, they have to be processed and converted into useable information. Since the required input to the structural calculation phase consists of a number of slices, each slice deployed into a number of 2 dimensional point coordinates, a strategy had to be set up on how to get to these deliverables in the most efficient way. Using the Rapidform software (Inus Technology Inc.) every point cloud was filtered for noise removal, redundant points were removed, a mesh was created and small holes were filled using a curvature based filling algorithm. After this post-processing step, a new coordinate system was defined using the vaults' ribbon crossing as the origin and the direction of the axis based on the axis of the transept of the church. Then a point grid, aligned to this new coordinate system, was projected on to the meshed model and the coordinates of these projected points were exported to a dxf-file that can be read by CAD software. As a compromise between manual post-processing time and computation accuracy, the size of the grid was chosen to be 10 cm providing 21 slices for each shell in 1 direction and 39 slices in the other direction. To help automate the point extraction slice by slice and convert their

coordinates into a two dimensional frame an ObjectARX (Autodesk) application was written that fits a plane to a number of selected points and exports the coordinates of the points in the plane to a text file. These text files are then used in the structural computation phase to determine the forces inside the vault.

Figure 1. Laser scanner data processing: a. meshed model, b. definition of new coordinate system, c. projection of grid onto model, d. final grid points → autocad dwg, e,f: Calipous program principle and output



To evaluate the arch's safety for a given set of parameters, the thrust line method is used. The safe theorem for an arch then reads: "If a thrust line can be found which is in equilibrium with the external loads and which lies wholly within the masonry, then the structure is safe". The thrustlines are calculated using a limit analysis software tool developed called Calipous (Smars, 2006), devised to analyse the stability of masonry arches of complex geometry, possibly subjected to external loads and/or movements of abutments. The overall results are outlined in Table 1, representing the vertical and horizontal reaction forces for the cross-ribs as well as the geometrical factors of safety. From this analysis it is clear that the overall geometrical factor of safety, which is larger than unity, demonstrates that the structure is in a safe situation.

Table 1. Horizontal and vertical reaction forces of the cross-ribs at the abutments and geometrical factor of safety.

	Vertical reaction forces V [kN]	Horizontal reaction forces		
		Minimum thrust H_{min} [kN]	Maximum thrust H_{max} [kN]	Geometrical factor of safety α_g
Diagonal AB				
Load case 1	97.	28.9	32.9	1.52
Load case 2		28.6	32.4	1.38
Diagonal CD				
Load case 1	103	26.9	29.3	1.28
Load case 2		26.6	28.9	1.65

Legend: Load case 1 and 2 represent the loading obtained from the minimum and maximum thrust from the shell sections that transfer their loading towards the ribs

In general, following conclusions are drawn:

- it is possible to create as-built survey documentation in a very time-efficient and accurate way;
- post-processing of laser scan data still requires a lot of (semi-)manual work;
- accuracy is slightly lower than other techniques;
- benefits from the fact that it provides a full surface description;
- once a full surface description is available, sections can be easily extracted in any direction and with any spacing required;
- the gathered data is not restricted to one single application (i.e. structural analysis), but it can also be used for 3D virtual model creation for tourism purposes, heritage archiving, as-built plans, deformation monitoring over time, etc.

2 Acoustic-Emission

The interest in acoustic emission (AE) as a monitoring technique to assess the damage in masonry structures is gaining field recently. The AE technique, detects transient energy waves emitted by a material as a result of stress redistributions. Therefore, the technique requires an external load to be imposed on the structure, such as a mechanical, thermal or chemical loading. In this paper, the focus is on long term monitoring and the use of AE-monitoring to assess damage evolution under sustained stresses, such as damage accumulation during creep phenomena in masonry. Additional difficulties are encountered that come from the complex masonry layout and the monitoring time frame. In order to gain more insight in the use of AE-monitoring in this field, a laboratory test campaign is set up. Several long term tests are performed on different types of masonry at different stress levels. The latter are increased at specific time intervals. In addition to stress-strain and crack monitoring, AE-monitoring is performed at discrete moments in time. Both sources of data are used to validate the AE-monitoring technique to assess the damage accumulation. Hereby, both damage initiation due to load increment and the damage accumulation due to time-dependent plastic deformation under sustained loading were assessed. Focus is both on the added value and limitations of the AE for damage assessment, with an appraisal towards its applicability for onsite NDT monitoring.

The acoustic emission technique is a non-destructive technique which detects and locates damage at the moment of occurrence. Acoustic emissions (AE) are high frequency transient sound waves, which are emitted during local stress redistributions caused by structural changes, such as crack growth. The technique is proposed here as a monitoring technique for the detection of damage initiation and assessment of the rate of damage evolution during creep deformation. An AE wave, detected by a sensor is called a "hit". In order to filter out the continuous low-amplitude background noise, a threshold is defined and only sound waves passing this amplitude-threshold are detected. Two or more hits, captured by different sensors and originating from the same event are simply referred to as one "event". The main features of an AE signal (burst type) are schematically indicated in Figure 2.

Examples of damage assessment by AE monitoring in brittle materials under mechanical loading can be found in literature (Grossi 1996, Eberhardt 1997, Colombo 2003). References describing the use of this technique on masonry on the other hand are to a much smaller degree available in literature, especially regarding the monitoring of damage evolution in masonry as a consequence of long-term creep de-formation. Acoustic emission monitoring has been used on masonry arch bridges (Tomor & Melbourne 2007). A practical study of the creep phenomenon in masonry towers combined with acoustic emission monitoring was performed by Carpinteri (Carpinteri 2007).

The amount of hits, detected during a certain time interval, depends on various specific boundary conditions of the test setup, such as the threshold level, the quality of the coupling between the sensor and the test specimen, the density, coherence and speed of wave propagation in the material and the interference of surrounding test equipment to name a few. Therefore, the necessary precautions have to be taken in order to keep these boundary conditions as much constant as possible. Concerning this remark, it also follows that not the absolute amount of detected events, but rather the change in detection level or event detection rate is a determining factor for the assessment of the damage accumulation. The experimental research, discussed below, indicates that the event rate is related to the rate of damage increase within the masonry.

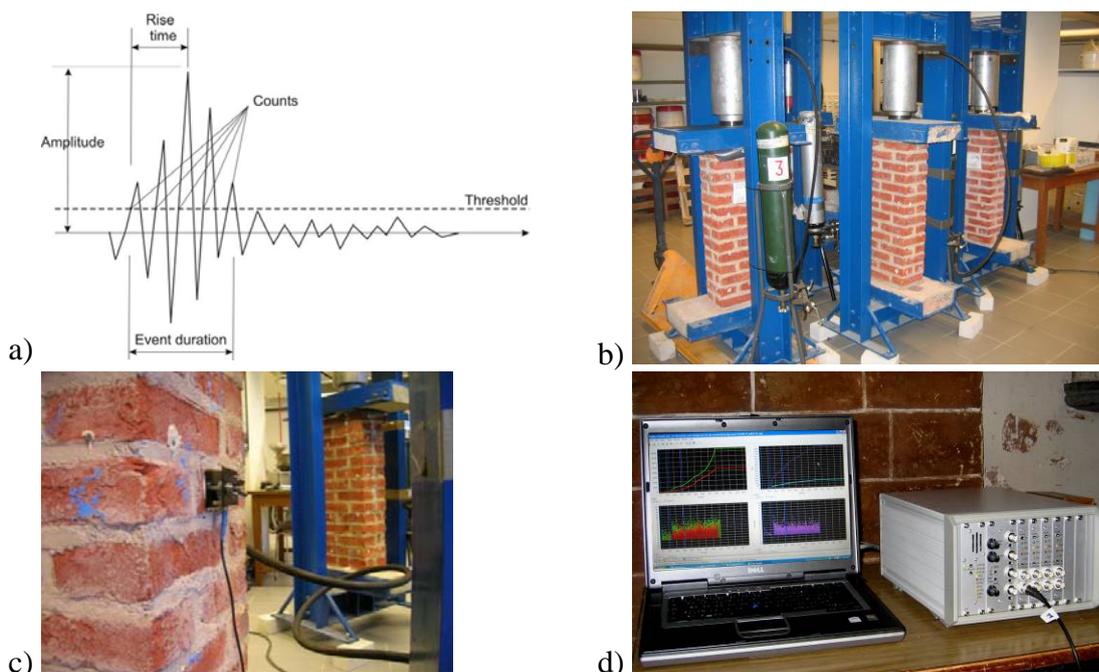
Experimental research has shown that masonry under a high persistent loading follows a deformation pattern which can be described by the typical three-phase creep curve:

- a primary creep phase during which the strain rate decreases in time;
- a secondary phase or steady-state creep, with a constant strain rate;
- a tertiary phase with an increasing strain rate, which leads to a sudden failure of the specimen.

A set of several masonry columns has been monitored with the AE equipment during long-term creep tests. For a more detailed description of the test program (Verstryngge et al., 2008a,b). The results of one specimen, column 28, are outlined here as an example. The masonry specimen was constructed with a blended cement-lime mortar and low-strength clay bricks, figure 1. During the creep test, following stress increase steps (in % of compressive strength f_c) were applied for column 28:

- 50 → 60 %, 60 → 65 %, 65 → 70% and each step maintained for at least 1 month;
- 70 → 75 % and maintained until collapse, after 8 days.

Figure 2. a) Acoustic Emission monitoring during long term creep tests – b): specimens; c) AE sensor mounted on masonry sample, d) AE-test setup (Vallen AMSY-5 system),



The acoustic emission monitoring is performed before, during and about a week after each small stress increase steps, in order to capture the different phenomena:

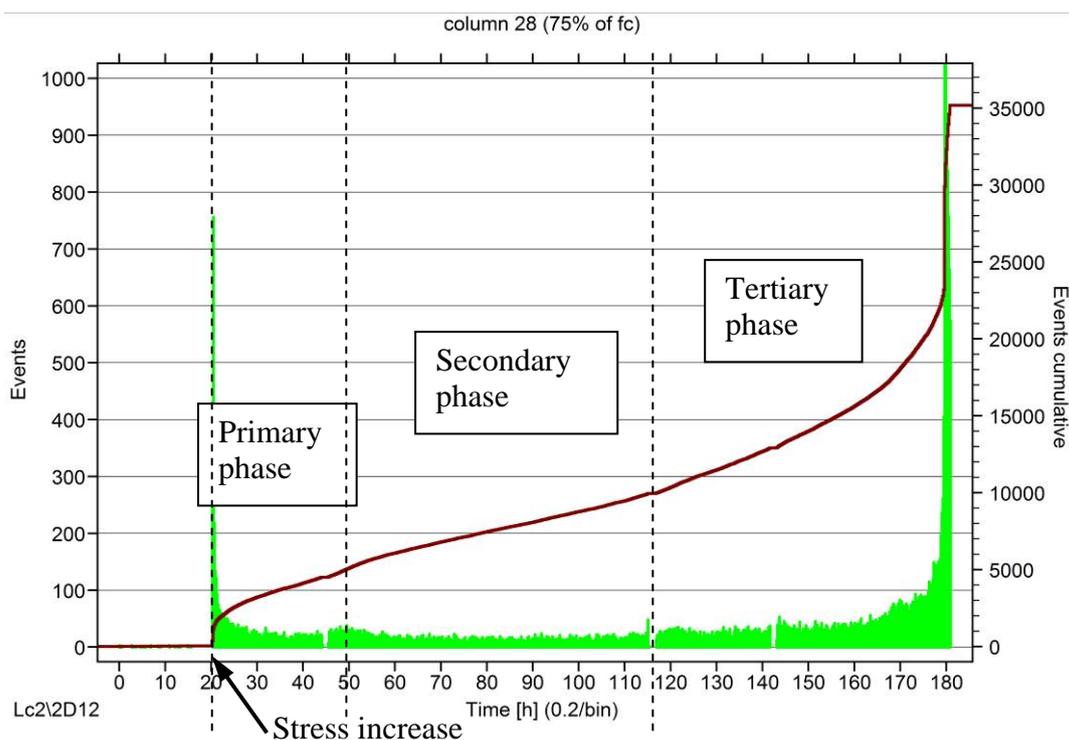
- the elastic deformation during stress increase;
- the dissipation of the AE events after the stress increase;
- the AE-events emission level during a constant stress interval;
- the accelerated damage-accumulation during the tertiary creep phase.

The results of the AE monitoring on column 28 are presented in figure 3. After the stress increase, the curve of cumulative AE events shows a behavior which is very similar to the form of a typical creep curve:

- a primary phase, with a decreasing slope;
- a secondary phase or steady-state phase, during which a constant slope is shown;
- a tertiary phase, with an increasing slope. This increasing slope indicates an unstable damage accumulation which will lead to failure of the specimen.

These three regions are indicated in figure 3. The increasing slope during the last stage of the test made it possible to indicate the unstable damage growth and predict the possible failure of the specimens over fifty hours before the actual collapse occurred.

Figure 3. cumulative number of Acoustic Emission events counted and relation with creep-phases – long term creep test on sample 28



Within the ongoing PhD research of Els Verstrynghe, this technique is used to assess the damage evolution within the framework of the creep modeling. In addition, two further challenges are being met in the quantification of AE results and the application during on-site assessment. AE monitoring for real case studies has been attempted already for 3 specific case studies: 2 case studies in Belgium (Sint-Willibrordus church tower at Meldert, and Castle Ter Leenen at Geetbets), and one in Recife, Brazil. These experiences learned that a sufficient long measurement period is required to clearly assess the event rate and the measurement campaigns need to be repeated sufficiently to serve as an appropriate monitoring technique and to assess the damage evolution (or increase in event rate) on the long term.

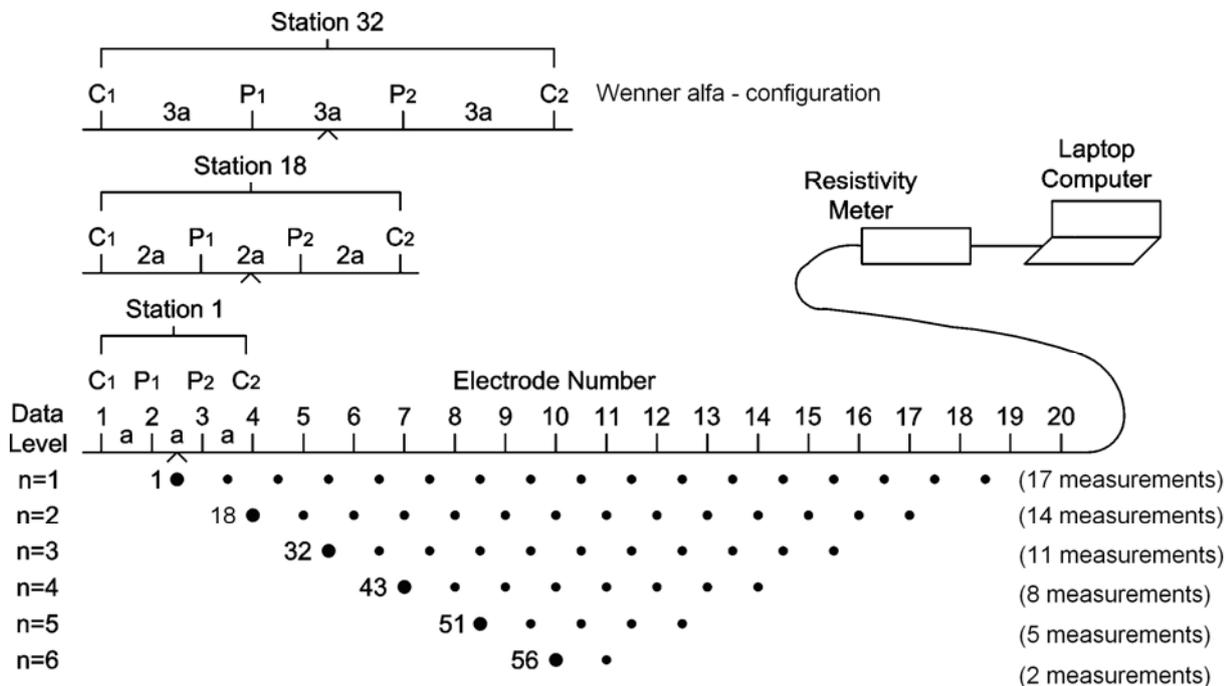
With additional laboratory experiments, the monitoring results are being extended from giving good qualitative information towards quantification of the damage accumulation. This will also enhance the possibilities of on-site monitoring.

3 Geo-electrical survey of masonry.

A geophysical resistivity measuring device was modified to perform automatic monitoring of historical masonry structures before, during and after grout injection for consolidation purposes. The obtained image is called a geo-electrical tomography. The technique was used to evaluate the deteriorated masonry of the recently partly collapsed Maagdentoren in Zichem, Belgium. The results of these measurements are discussed. An important improvement is the adaptation of the “cross-borehole” measurement technique for masonry. With this technique, a constant resolution in depth is achieved. Laboratory tests, using an adaptation of the “cross-borehole” technique, enabled to show the resistivity distribution changing during the injection of a test specimen with a hydraulic grout.

The technique is known in geophysics as geo-electrical tomography. Figure 4 shows the necessary measurements for a Wenner-alfa electrode-configuration with 20 electrodes. Each of these electrodes, mostly stainless steel nails, can be used to inject current (current electrodes C1, C2) or to measure potential (potential electrodes P1,P2). The number of measurements decreases with augmenting electrode spacing (i.e. higher penetration depth). In this way apparent resistivity values are gathered over the depth of the masonry structure and a “pseudo-section”, which is the graphical representation of the measured apparent resistivity values, is built (Keersmaeckers et al., 2006).

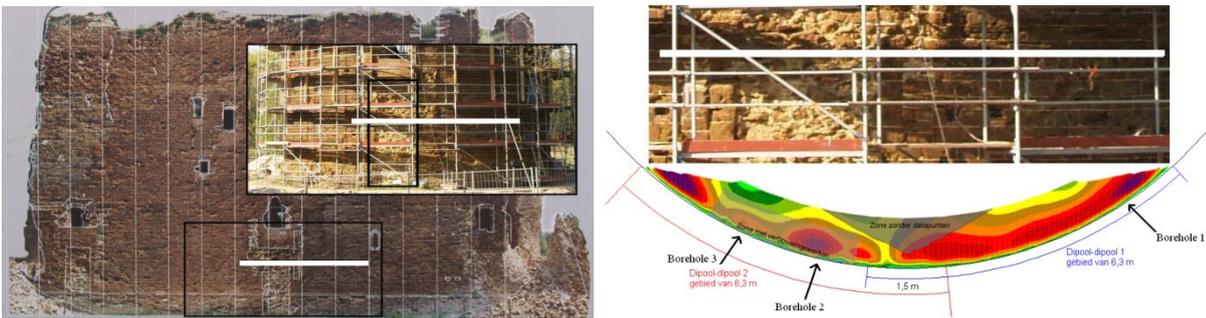
Figure 4. 2D geo-electrical tomography; Wenner-alfa electrode-configuration; subsequent measurements for building a pseudo-section



The “Maagdentoren” or “Tower of the Virgins” is located at the bank of the Demer river and is a 26 meters high, 15 meters wide ferruginous sandstone tower. The walls have a thickness of 4,2 meters at the base and 1,8 meters at the top. A series of necessary repairs were executed in 1863

and 1905. After that, the tower deteriorated for the rest of the century, resulting in a partial collapse of a part of the outside parement in 1995. The biggest catastrophe occurred on June 1st, 2006, when a huge part of the outside wall collapsed. Figure 5 shows the location on the tower where a dipole-dipole electrode configuration was used to perform a geo-electrical tomography (white line). The survey line of the tomography was deliberately partially placed over a visually good looking part of the wall and a bad looking zone. This visually bad looking zone is caused by the demolition of an historic defence platform that was situated there (see Figure 5-left). Figure 5-right shows the inverted section of the measured survey line, using the dipole-dipole electrode configuration.

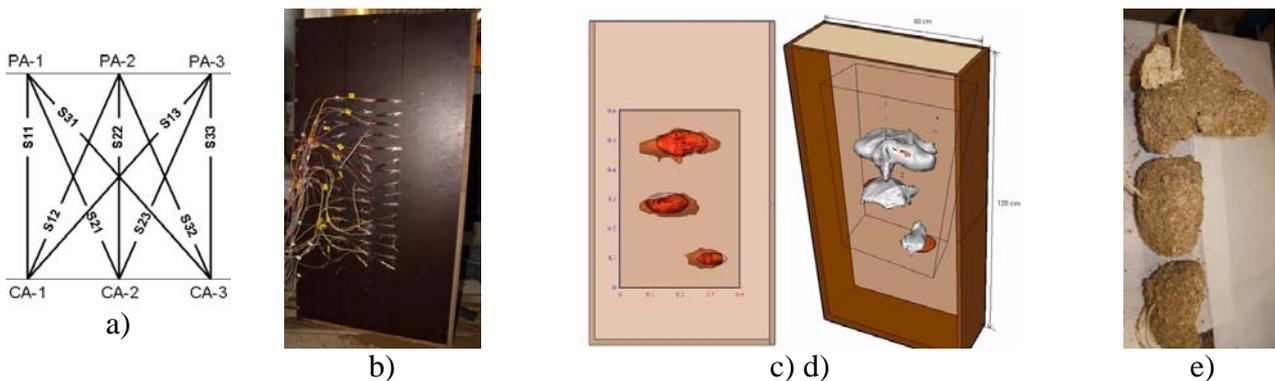
Figure 5. position of the survey line on the tower (left), with Insert: detail with in white the position of the electrodes and in black the position of the historic defence platform, removed in an unknown past, right: position of the electrodes on the wall (white line) and inversion result of dipole-dipole measurements and the location of the boreholes for the endoscopic survey



The masonry that visually look the worst (zone of the defence platform), show lower resistivities on the tomography (i.e. better cohesion) compared with the adjacent masonry. The results were validated with boreholes, 1 till 3, which overall confirmed the (lack) of cohesion as identified by means of the resistivities measured.

Geo-electrical tomographies, as described above, have the disadvantage that the resolution decreases with the penetration depth of the measurements. In the research project, a new technique was adapted for masonry, based on a two sided approach of the wall, in geophysics referred to as “cross-borehole”. Theoretical research and numerical simulations showed that this approach leads to a constant resolution over the depth of the wall (Bernaerts and Moens, 2006; Stroobant and Verkest, 2007). The cross-borehole technique seemed suitable for on-line follow up of hydraulic grout injections, Figure 6. This means that it can be used during injections in a way that an image can be constructed showing the grout flow in the masonry. This would be a useful appliance to evaluate the effectiveness of the injection. Also the detection of grout leaching to unwanted locations and the incomplete filling of voids could be detected in real time.

Figure 6. a) 9 cross borehole tomographies used to construct a 3D image of the inversion; b) 3x16 current electrodes, the potential electrodes (3x16) at the backside; c) position of the volumes of gravel to be injected and the result of the inversion; d) 3D-inversion result at the end of the injection, e) injected volumes, excavated after hardening of the grout.



4 Conclusions

The benefits of 3 different NDT for masonry for architectural heritage have been described:

- 3D-scanning – geometry with large impact on structural safety;
- Acoustic emission – quantifying damage assessment;
- Geo-electrical measurements – (online) monitoring of heterogeneity;

All of them are a substantial aid in understanding the structural behavior of masonry and its actual state of damage or control of consolidation. However, the complexity both of the masonry, the measuring devices and the interpretation and processing of the results strongly required multi-disciplinarily. Often, the data need to be calibrated to become useful to assess the actual damage state, which clearly proved to be not straightforward.

References

- [1] Bernaerts, K., Moens, M., "Onderzoek van geo-elektrische meettechnieken voor niet destructief onderzoek van historische metselwerkmassieven", Master Thesis, KULeuven, Department of Civil Engineering, Leuven, 2006.
- [2] Binda, L., Gatti, G., Mangano, G., Poggi, C. & Landriani, G.S. 1992. The Collapse of the Civic tower of Pavia: A survey of the materials and structure. *Masonry Int.* Vol 6 (1): 633-642
- [3] Carpinteri A., Lacidogna G. 2007. Damage evolution of three masonry towers by acoustic emission. *Engineering structures* 29: 1569-1579.
- [4] Colombo S., Main I.G., Forde M.C. 2003. Assessing damage of reinforced concrete beams using b-value analysis of acoustic emission signals. *Journal of materials in civil engineering.* 15 (3): 280-286.
- [5] Verstrynghe E., Ignoul S., Schueremans L., Van Gemert D., Wevers M., "Application of the acoustic emission technique for assessment of damage-accumulation in masonry", *International Journal for Restoration of Buildings and Monuments*, Vol.14 No. 3, pp. 167-178, 2008.
- [6] Verstrynghe E., Ignoul S., Schueremans L., Van Gemert D., Wevers M., "Quantitative acquisition of the damage evolution in historic masonry", *WTA-Tagung, BRNO, March 6-7*, pp. 183-204, 2008
- [7] Eberhardt E., Stead D., Stimpson B., Read R.S. 1997. Changes in acoustic event properties with progressive fracture damage. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* Vol 34 (3-4), paper nr. 071B.
- [8] Grossi, C.M., Esbert, R.M., Suarez del Rio, L.M., et al. 1997. Acoustic emission monitoring to study sodium sulphate crystallization in monumental porous carbonate stones. *Studies in conservation.* Vol 42: 115-125.
- [9] Keersmaekers, R., Schueremans, L., Van Rickstal, F., Van Gemert, D., Knapen, M., Posen, D., "NDT-control of injection of an appropriate grout mixture for the consolidation of the columns foundations of Our Lady's Basilica at Tongeren (Belgium)." *Proceedings of the 5th international seminar on structural analysis of historical constructions – Nov. 2006, New Delhi, India.*
- [10] Schueremans L., Vangenechten B., "The use of 3D-scanning in structural restoration projects – a case study on the Church of Saint-James illustration the possibilities and limitations", *International Journal Optics and Lasers*, special issue related to 3rd Workshop on Optical Measurement Techniques for Structures and Systems, *Optimes 2007*, 28th – 29 May 2007, Faculty Club – Leuven, Belgium, accepted for publication, June 9, 2008.
- [11] Smars P., Schueremans L., Van Balen K. Monitoring the Dismantlement of Four flying Buttresses. *Proc SAHC 2006*; 3;1421-8.
- [12] Stroobant, W., Verkest, D., "Verfijning en afijking van geo-elektrische kaarten voor NDT van monumentaal metselwerk", Master Thesis, KULeuven, Department of Civil Engineering, Leuven, 2007.
- [13] Tomor, A.K. & Melbourne C. 2007. Monitoring masonry arch bridge response to traffic loading using acoustic emission techniques. *Proc. of the 5th int. conference on arch bridges, Madeira, Portugal, 12-14 september 2007*: 281-288

Campaña experimental cuasi-no destructiva desarrollada en elementos estructurales de fábrica: Ensayos in situ y en laboratorio

I. Lombillo, L. Villegas

Dpto. Ingeniería Estructural y Mecánica. Universidad de Cantabria (UC). Avda. Los Castros s/n, Santander 39005, España.

E-mail: ignacio.lombillo@unican.es

E-mail: luis.villegas@unican.es

Resumen: El propósito del artículo es aportar una visión actualizada de algunas de las metodologías no destructivas aplicadas, de forma general, al diagnóstico de muros de fábrica tanto de piedra como de ladrillo. Existe una necesidad imperante de regir los procesos de inspección y de intervención en rehabilitación de construcciones. Desde el punto de vista de la tecnología de estructuras es imprescindible conocer las características mecánicas de los elementos estructurales intervinientes, así como los niveles tensionales existentes en servicio. Actualmente la tendencia es obtener dicho conocimiento de forma no destructiva para dañar lo menos posible las construcciones involucradas.

A este respecto se va a aportar una descripción de las técnicas de gatos planos, hole-drilling y técnicas dilatómetricas, exponiendo los resultados obtenidos sobre un muro de sillería arenisca construido en laboratorio.

Palabras-clave: Gatos planos, hole drilling, dilatómetro, presiómetro, fábrica.

1 Introducción

El análisis de construcciones antiguas formula importantes desafíos debido a la complejidad de su geometría, la variabilidad de las propiedades de los materiales tradicionales, las diferentes técnicas de construcción, etc. Por ello que sea necesario disponer de una metodología racional de análisis fundamentada en la multidisciplinaridad para poder acometer dichas intervenciones con el máximo de rigor posible.

El empleo de técnicas no destructivas, en general, y en particular las basadas en aspectos de carácter tensional, puede encuadrarse dentro de la fase de reconocimiento experimental.

Los datos obtenidos mediante dichas técnicas no destructivas son necesarios para obtener tanto las características mecánicas necesarias para el análisis y comprensión del comportamiento mecánico de las construcciones históricas (creación de modelos de cálculo), como para validar el análisis en si mismo.

En lo que sigue nos vamos a centrar en el empleo de técnicas basadas en aspectos tensionales (gato plano, hole drilling y dilatometría de fábricas). Para ello, en primer lugar se va a realizar una breve descripción de cada una de dichas técnicas, para a continuación exponer los resultados obtenidos sobre un muro de sillería arenisca construido en laboratorio.

2 Descripción de técnicas no destructivas basadas en aspectos tensionales

2.1 La técnica de gatos planos.

El ensayo de gatos es un método directo e in situ que requiere solamente la remoción de una porción de mortero de las juntas de una fábrica pétreo o de ladrillo, por ello que se considera un ensayo ligeramente destructivo al ser un daño temporal y fácilmente reparable después de realizar el ensayo.

Se emplea para la evaluación no destructiva de algunas propiedades mecánicas y de deformabilidad de los materiales que conforman la estructura de fábrica.

El ensayo de gato plano proviene del campo de la mecánica de las rocas. Fue inventado por el ingeniero francés Eugene Freyssinet en 1934 y a principios de los años 80 el investigador italiano Paolo Rossi, adaptó el método para poderlo emplear en fábricas de ladrillo y mampostería.

El objetivo de la técnica del gato plano consiste en obtener información estimativa y fiable sobre los siguientes parámetros:

- Estimación del estado tensional de compresión en una zona muy local de la estructura.
- Estimación de las características de deformabilidad (módulo de deformación y coeficiente de Poisson) de los materiales que la forman.

El ensayo queda dividido en dos fases, en la primera, se utiliza un gato plano para estimar el estado tensional de compresión en el punto elegido de la estructura; en la segunda fase, se emplean dos gatos planos con el fin de estimar las características de deformabilidad del material existente entre los dos gatos planos citados.

Existen varias normativas vigentes para la evaluación de fábricas mediante la técnica de gatos planos. En Estados Unidos fueron desarrolladas por el ASTM (American Society for Testing and Materials), siendo aprobadas en 1991, actualmente existe una actualización de las mismas (C1196-04: "Standard test method for in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flatjack measurements"; C1197-04: "Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flatjack method"). En Europa, se emplea la normativa RILEM aprobada en 1990 (RILEM LUM.D.2: "In-situ stress tests on masonry based on the flat jack"; RILEM LUM.D.3: "In-situ strength/elasticity tests on masonry based on the flat-jack").

Un gato plano, en general, consiste en dos planchas de acero inoxidable soldadas a lo largo de las esquinas con uno o dos puertos de entrada y salida, que conectados a un circuito hidráulico con bomba son capaces de suscitarle una presión interna.

Se puede fabricar con diferentes formas y tamaños. Las dimensiones actuales están determinadas por su función, por la técnica empleada para preparar la hendidura y por las propiedades de la fábrica que va a ser ensayada. Una regla general para obtener resultados representativos del estado de tensión real del conjunto de la fábrica es emplear el mayor tamaño posible de gato plano. Un gato plano ideal ha de rellenar completamente la hendidura en la junta de mortero, si un gato plano no tiene la dimensión suficiente para rellenar la roza por completo, se emplean placas de relleno.

El ensayo con gato plano se lleva a cabo en dos fases. En primer lugar se determina el estado tensional a compresión de la fábrica y en la segunda, las características de deformabilidad.

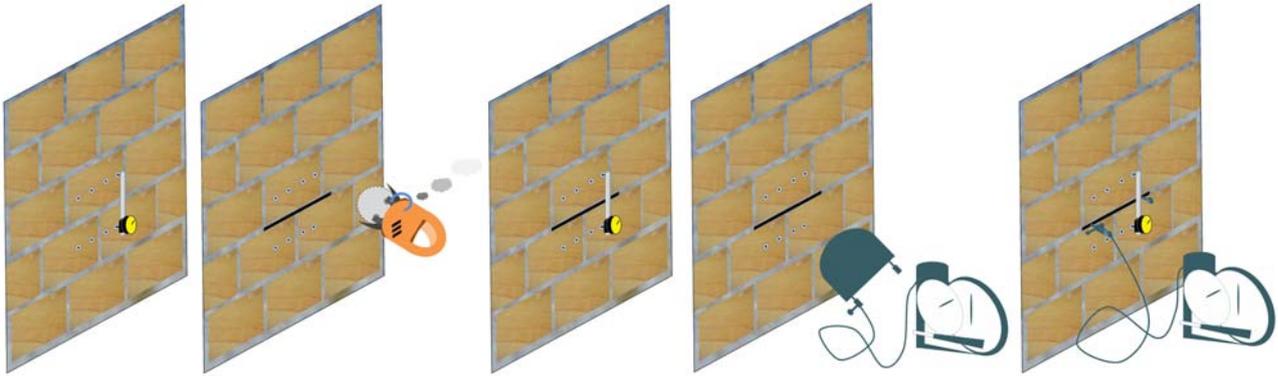
No es necesario y a menudo no es posible poner en carga todo el grosor de la pared, dado los grandes espesores que pueden alcanzar los muros de fábrica antiguos. No obstante, en todos los casos ha de ser ensayada al menos una de las hojas de la fábrica. Los resultados obtenidos se refieren solamente a la hoja que ha sido ensayada.

2.1.1 Estimación in situ del estado tensional a compresión

Este ensayo está basado en el principio de liberación parcial de tensiones. Implica la eliminación local de tensiones, seguida de una restitución controlada del nivel de tensiones eliminado (Figura 1).

Inicialmente se colocan sobre la estructura unas bases verticales de medida midiéndose la distancia d_i entre puntos por medio de un comparador. A continuación, se realiza un corte normal entre los dos puntos mencionados empleando una sierra con disco de diamante u otro útil de corte adecuado. Debido al reajuste tensional, la distancia d existente entre dichos puntos será menor que la inicial: $d < d_i$. Con posterioridad se coloca un gato plano en el corte realizado, conectándose a una bomba hidráulica para, seguidamente, incrementar gradualmente la presión en el gato (Figura 2) hasta que se recupera la distancia original existente entre los puntos de medida $d = d_i$.

Figura 1. Fases del ensayo de la medida del estado de tensión.



En este punto la presión en el interior del gato plano (p_i) puede relacionarse con el estado tensional preexistente en la dirección normal al plano de corte (p). Dicho estado tensional en un punto de la estructura se calcula según la expresión:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot K_a \quad (1)$$

donde:

- p : Presión comunicada al gato plano por la bomba hidráulica, en Kp/cm^2 ,
- K_m : Constante adimensional propia de cada gato plano,
- K_a : Relación entre el área de contacto del gato plano y el área media del corte realizado en la estructura ($K_a < 1$), ver figura 3.

Los gatos planos están diseñados para suministrar una presión a la fábrica donde son ensayados, linealmente dependiente de la presión hidráulica interna. Dicha dependencia se explicita mediante la constante adimensional K_m determinada durante el proceso de calibración, función de las propiedades geométricas del gato plano y de su rigidez. Dicha constante siempre es menor que la unidad ($K_m < 1$) pues por la rigidez inherente al dispositivo parte de la presión interna es absorbida por el propio gato plano y por ende no es transmitida a la fábrica circundante.

Figura 2. Ensayo de gato plano simple en un muro de ladrillo en el Laboratorio de Estructuras de la UC (Colaboración GTED - AIDICO).

Figura 3. Relación entre el área de contacto del gato plano y el área media del corte realizado (demolición controlada de un muro de mampostería, empleado para realizar varios ensayos en el Laboratorio de Estructuras de la UC).



2.1.2 Determinación de las características de deformabilidad

En este ensayo se realizan dos cortes normales a la superficie de la estructura de estudio a una distancia entre ellos. Previamente se sitúan unas bases verticales de medida, de la forma más simétrica posible sobre la fábrica, dentro de la zona comprendida entre los futuros cortes, a una distancia determinada mediante comparador.

A continuación se realizan dos cortes paralelos para insertar los gatos planos. Estos cortes producen el aislamiento de la parte del muro de fábrica existente entre las rozas constituyendo una "probeta" in situ que se considera liberada de cargas.

Una vez introducidos los gatos planos en los cortes (Figura 4), se comunican pequeños escalones de presión mediante bomba hidráulica, se tomará lectura de la distancia entre puntos de referencia d_i ($d_i < d$) para cada escalón de presión i .

Figura 4. Ensayo de gato plano doble en el Seminario Mayor de Comillas, Cantabria.



Mediante incrementos graduales de la presión puede determinarse la relación entre tensión y deformación. También pueden simularse ciclos de carga-descarga.

El valor estimado de la tensión, en la zona delimitada por los gatos planos, para cada estado de presión i se calcula de la misma forma, ecuación (1) que en el ensayo de tensión in situ aludido con anterioridad. Para cada escalón de presión i corresponderá una deformación que se calcula mediante la expresión:

$$\varepsilon_i = (d - d_i) \cdot K_e \quad (2)$$

donde:

- ε_i : Deformación correspondiente al estado de presión del escalón i .
- d : Distancia inicial existente entre los puntos de referencia.
- d_i : Distancia entre puntos de referencia para el escalón de presión i .
- K_e : Constante de deformación del comparador.

Estimada la presión y deformación para cada uno de los escalones de presión i , se puede dibujar la gráfica tensión-deformación que permite estimar el módulo de elasticidad para cada uno de los escalones de presión i , según la ecuación:

$$E_i = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \quad (3)$$

donde:

- σ_i : Tensión correspondiente al estado de presión i (Kp/cm²).
- ε_i : Deformación correspondiente para el estado de presión i .

En el mismo ensayo se puede estimar el coeficiente de Poisson colocando horizontalmente puntos de medida a una distancia inicial D conocida y aplicando unos escalones de presión determinados.

2.2 Técnica hole drilling

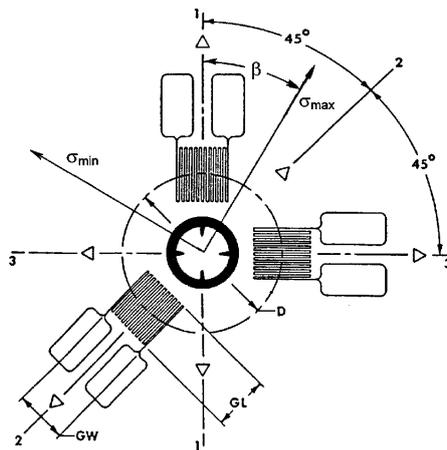
La técnica de ensayo fue puesta a punto por el Prof. Santiago Sánchez-Beitia y bautizada como método Donostia.

El método propuesto se enmarca en el campo de los Ensayos No Destructivos (NDT) o Casi No Destructivos (Minor Destructive Testing) para cuantificar las tensiones reales de servicio a la que están sometidas las fábricas pétreas y de ladrillo como elementos portantes en construcciones del Patrimonio Arquitectónico.

La técnica, adaptada de la descrita en la Norma ASTM E837-99: "Standard test method for determining residual stresses by the hole-drilling strain-gage method", se basa en la medida de las deformaciones captadas por tres bandas extensométricas (galgas), convenientemente dispuestas, cuando se elimina por taladrado una parte del material.

La eliminación de material origina una relajación de las tensiones existentes en la zona analizada. Esta relajación es captada por las bandas extensométricas. El estado tensional al que estaba sometida la zona analizada antes del taladrado puede deducirse, a partir de estas deformaciones, mediante el adecuado proceso matemático.

Figura 5. Disposición convencional de las bandas extensométricas y del taladro (círculo central) de acuerdo con la Norma ASTM E837-99. Las galgas 1 y 3 se disponen perpendicularmente entre sí, mientras que la galga 2 se dispone sobre la bisectriz, en el lado opuesto, de dichas direcciones. "D" es el diámetro de la circunferencia de galgas mientras que "d" es el diámetro del taladro. σ_{max} y σ_{min} son las tensiones principales máxima y mínima respectivamente y β su posición respecto a una dirección conocida.



La anterior Norma ASTM no es posible aplicarla directamente al análisis de los estados tensionales en fábricas pétreas y de ladrillo puesto que las dimensiones empleadas en este caso son al menos treinta veces mayores que las descritas en dicho documento. Consecuentemente, en la actualidad la técnica Hole Drilling propuesta no dispone de instrumento normativo estándar alguno para su ejecución. Además de este inconveniente experimental, la técnica requiere de la obtención de unas constantes que relacionan las deformaciones captadas en las galgas con los estados tensionales que las originan.

Las tensiones que se van a deducir no son Tensiones Residuales sino Estados Tensionales en Servicio. La Técnica Hole Drilling en Patrimonio Arquitectónico consiste, por tanto, en adaptar experimentalmente un procedimiento normalizado para la cuantificación de las Tensiones Residuales (tensiones cercanas a la superficie del material). El método propuesto permite deducir las tensiones principales (σ_{\max} y σ_{\min}), y su dirección (β), a partir de tres deformaciones (ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_3) registradas en tres direcciones (Figura 5).

En el caso de fábricas de sillería o mampostería la zona de medida se elige de tal modo que todo el proceso experimental pueda realizarse en un sillar. Nunca las bandas o el taladro deben de incluir el mortero. En lo que respecta a las fábricas de ladrillo el pulido superficial debe de abarcar una zona tal que asegure que las bandas extensométricas se colocarán sobre ladrillo y que el taladro, a ser posible, se centre en otro. En todo caso, en el análisis de fábricas de ladrillo el taladro abarcará forzosamente mortero y ladrillo.

El procedimiento experimental es laborioso y se compone de varios pasos que tienen todos ellos una fuerte incidencia en los resultados. En vez de utilizar tres bandas extensométricas como propone la Norma ASTM E837-95, para el análisis de las fábricas de sillería se aconseja emplear siempre un mayor número de bandas (en general 8) con el objeto de eliminar o modular posibles errores experimentales. En general, no es posible utilizar un número tan elevado de galgas en fábricas de ladrillo. La praxis es la siguiente:

1. Elección y pegado de las bandas extensométricas
2. Una vez adheridas las bandas extensométricas, se conectan mediante “medio puente de Wheastone” a un equipo multicanal de registro de deformaciones.
3. Registro de deformaciones antes del taladrado
4. Taladrado (Figura 6)
5. Registro de las deformaciones después del taladro (Figura 7)
6. Obtención de los estados tensionales

Figura 6. Detalle de un instante durante el proceso de taladrado de muro de ladrillo en el Laboratorio de Estructuras de la UC.

Figura 7. Detalle de la zona de ensayo, una vez finalizado, en un muro de mampostería caliza del Seminario Mayor de Comillas, Cantabria.



Las tensiones principales y sus direcciones se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$\sigma_{\max} = \frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_1}{A} - \frac{1}{B} \cdot \sqrt{(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 + (\varepsilon_3 + \varepsilon_1 - 2 \cdot \varepsilon_2)^2} \quad (4)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_1}{A} + \frac{1}{B} \cdot \sqrt{(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 + (\varepsilon_3 + \varepsilon_1 - 2 \cdot \varepsilon_2)^2} \quad (5)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \cdot \arctan g \left(\frac{\varepsilon_3 + \varepsilon_1 - 2 \cdot \varepsilon_2}{\varepsilon_3 - \varepsilon_1} \right) \quad (6)$$

siendo ε_1 , ε_2 y ε_3 las deformaciones registradas a 0° , 225° y 90° con una dirección de referencia, σ_{\max} y σ_{\min} son las tensiones principales máxima y mínima respectivamente y β es el ángulo entre σ_{\max} y la dirección de ε_1 medido en sentido antihorario (también es el ángulo entre σ_{\min} y la dirección de ε_3). Para la deducción del ángulo β debe de tenerse en cuenta los signos del numerador y del denominador.

La deducción de los estados tensionales a partir de las deformaciones registradas en las bandas está fuertemente influenciada por las Constantes A y B que relacionan aquéllas con los estados tensionales que las originan. Dichas constantes A y B pueden determinarse de forma teórica en función de unos parámetros adimensionales (a y b), del módulo de Elasticidad (E) y del coeficiente de Poisson (ν), o bien experimentalmente mediante un ensayo basado en la realización de un taladro idéntico al llevado a cabo en el elemento portante en servicio, pero en este caso en una probeta paralelepípedica de similar calidad al material ensayado in situ.

2.3 Técnicas dilatométricas

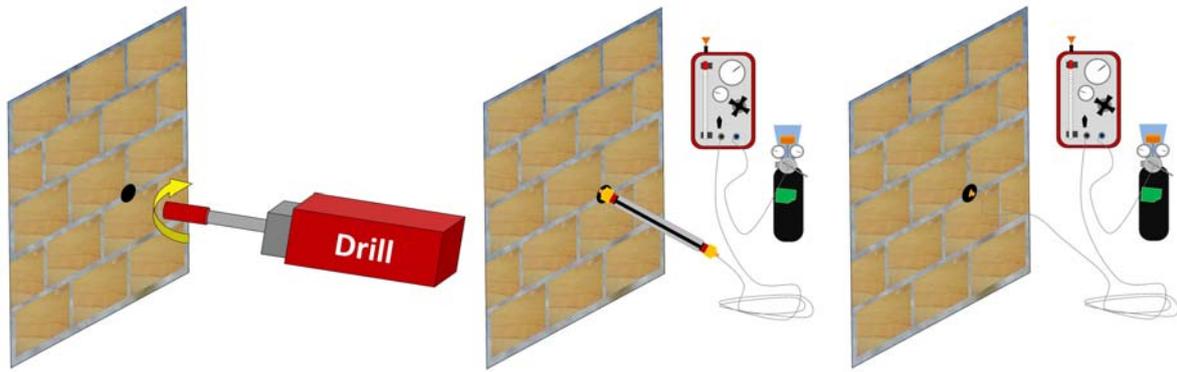
La técnica dilatométrica o presiométrica se trata de un ensayo de carga in situ realizado sobre un muro en el que se introduce una tensión mediante una sonda cilíndrica que alojada en una perforación practicada en la pared puede dilatarse radialmente (Figura 8).

Figura 8. Dilatómetro del Grupo de Tecnología de Edificación de la UC.



El procedimiento de ensayo (figura 9) consiste en taladrar una perforación, cuidando de reducir al mínimo la perturbación en la pared, con un diámetro compatible con el tamaño de sonda a introducir. A partir de las lecturas del ensayo, presión suministrada por la sonda e incremento de volumen, puede obtenerse la curva presión – volumen inyectado, de la que puede estimarse el módulo de deformación de la fábrica.

Figura 9. Fases del ensayo dilatométrico.



3 Campaña experimental en laboratorio sobre un muro de sillería de arenisca.

3.1 Construcción y transporte del muro.

En primer lugar fue necesaria la construcción del elemento estructural, a base de sillares de arenisca y mortero bastardo de cal y cemento 1:2:10 (partes en volumen de cemento: cal: arena), así como su transporte bajo el pórtico de carga.

Figura 10. Transporte del muro.

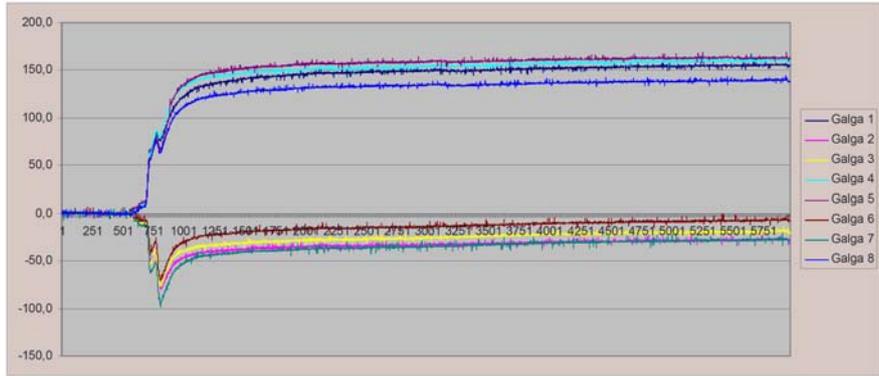
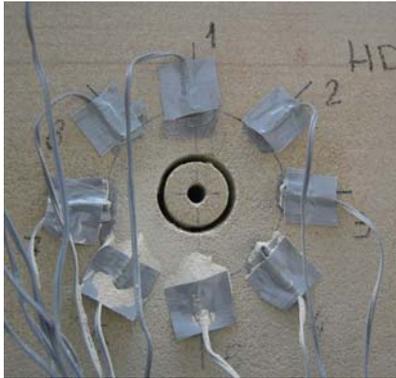
Figura 11. Apertura de cargas.



3.2 Obtención de parámetros previos

Para poder estimar el nivel tensional medio existente fruto de la aplicación de un determinado nivel de carga, fue necesario obtener previamente el ángulo de apertura de la carga introducida por la sufridera metálica en el muro. Para ello se dispusieron una serie de galgas extensométricas, ver figura 11, para captar dicho fenómeno. Se adoptó una apertura de 23° .

Figuras 12 y 13. Ensayo hole drilling una vez realizado y resultados del mismo.



En segundo lugar, para tener datos experimentales de contraste, se determinó, mediante la disposición de una serie de transductores electrónicos, el módulo de elasticidad del muro. Para ello se realizó un ensayo de compresión en cuatro escalones de carga (hasta alcanzar una carga total en cabeza del muro de 900 kN). El módulo de elasticidad obtenido fue de 1,992.00 N/mm².

3.3 Realización de ensayos de Hole drilling.

En las figuras que se adjuntan puede observarse tanto el taladrado realizado, como la evolución de las medidas de deformación de las galgas dispuestas.

En las tablas siguientes se recogen las deformaciones finales registradas, así como las tensiones principales y la tensión vertical en servicio de cada una de las 8 combinaciones de ternas de galgas extensométricas disponibles.

Tabla 1. Deformación final registrada tras taladrado ($\mu\text{m/m} = 10^{-6} \text{ m/m}$)

Canal 1	Canal 2	Canal 3	Canal 4	Canal 5	Canal 6	Canal 7	Canal 8
155	-28	-19	160	163	-7	-28	139

Tabla 2. Tensiones principales y la tensión vertical en servicio

Combinación	Canales	$\sigma_{\text{max}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$\sigma_{\text{min}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	B (°)	$\sigma_{\text{vertical}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
1	1, 3, 6	-0.22	-1.83	70	-1.64
2	2, 4, 7	-0.06	-1.93	23	-1.67
3	3, 5, 8	-0.29	-1.88	-18	-1.73
4	4, 6, 1	-0.35	-1.95	-68	-1.71
5	5, 7, 2	-0.07	-1.96	68	-1.69
6	6, 8, 3	-0.21	-1.78	25	-1.60
7	7, 1, 4	-0.02	-1.89	-23	-1.60
8	8, 2, 5	0.12	-1.79	-64	-1.59

Los resultados obtenidos por las 8 combinaciones son válidos, pudiendo concluir que la tensión vertical es de 1.65 N/mm² (fruto de una carga mantenida en cabeza del muro de 900 kN).

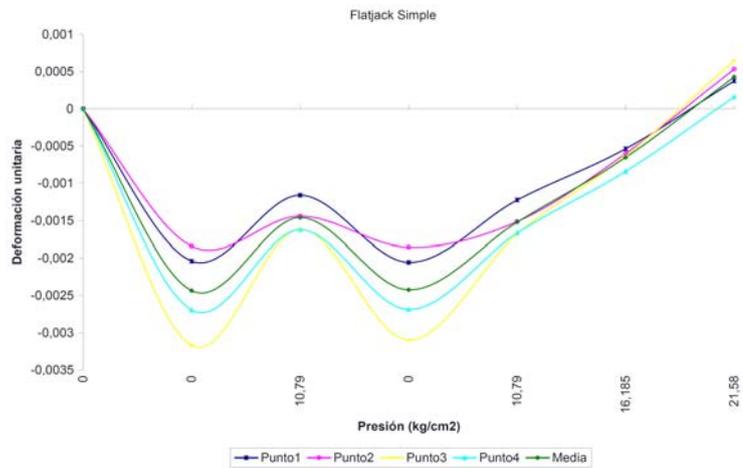
3.4 Realización de ensayos de Gato plano.

Al igual que se realizó en los ensayos de hole drilling, se mantuvo constante una carga, en cabeza del muro, de 900 kN.

Seguidamente se procedió a la realización de los ensayos de gato plano simple. A continuación se muestra una fotografía y el resultado de uno de los ensayos realizados en el muro de sillería arenisca.

Figura 14. Instante de un ensayo de gato plano simple.

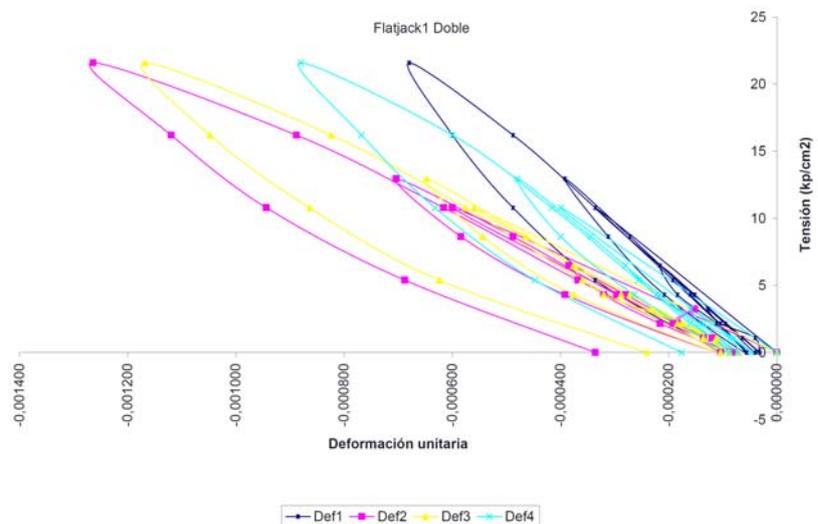
Figura 15. Resultado del ensayo, el nivel tensional determinado en este caso fue de 1.94 N/mm^2 .



Finalmente, se realizaron los ensayos de gato plano doble. En lo que sigue se muestra una fotografía y el resultado de uno de los ensayos realizados.

Figura 16. Instante de un ensayo de gato plano doble.

Figura 17. Resultado del ensayo, el módulo de elasticidad (E) estimado fue de $2,019.20 \text{ N/mm}^2$, y coeficiente de Poisson (ν) de 0.17.



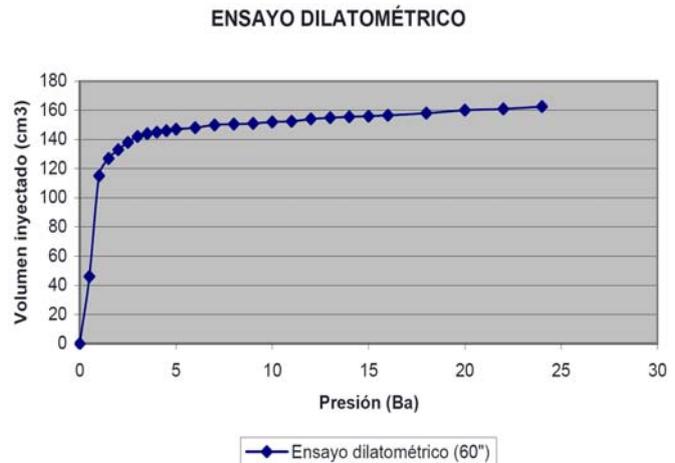
3.5 Realización de ensayos dilatométricos.

También se procedió a la realización de ensayos dilatométricos o presiométricos en el muro objeto de estudio. Para ello previamente fue necesario realizar la perforación necesaria para albergar en su interior la sonda presiométrica.

Una vez finalizada la perforación se introdujo la sonda, realizando ciclos de presión y leyendo los incrementos de volumen derivados. La gráfica obtenida, así como un instante del ensayo, se muestra a continuación.

Figura 18. Instante de un ensayo presiométrico.

Figura 19. Grafica obtenida en el ensayo.



Con las presiones disponibles no se consiguió alcanzar la fase plástica y por ende la formulación para obtener E no fue aplicable.

4 Conclusiones

A continuación se presenta una tabla resumen de los resultados expuestos con anterioridad.

Tabla 3. Resumen de resultados

Parámetros ⁽¹⁾	Datos de contraste (N/mm ²)	GP-A (N/mm ²)	GP-B (N/mm ²)	HD (N/mm ²)	DILAT. (N/mm ²)
Nivel tensional en el plano de ejecución de GP-A	2.06	2.45 ($\epsilon = 15.75\%$)			
Nivel tensional en el plano de ejecución de GP-B	2.15		1.94 ($\epsilon = 9.72\%$)		
Módulo de deformación del muro de sillería	1,992.00	2,320.50 ⁽²⁾ ($\epsilon = 14.16\%$)	2,019.20 ⁽²⁾ ($\epsilon = 1.35\%$)		----
Nivel tensional en el plano de ejecución del HD	1.72			1.65 ($\epsilon = 3.61\%$)	

⁽¹⁾ Se considera una apertura de cargas 23°, y como nivel tensional el medio en el plano. La anchura del muro son 31 cm.

⁽²⁾ Se considera el módulo secante medio en el ciclo de carga 1.

En relación a la técnica **Hole Drilling** puede concluirse que se trata de un ensayo ligeramente destructivo. Ofrece la posibilidad de obtener las tensiones principales, y por ende la tensión en cualquier dirección. Tiene el inconveniente de necesitar ensayos complementarios para la obtención de las características mecánicas (E y ν) del material soporte de las galgas extensométricas. En relación a la obtención de los niveles tensionales involucrados, en fábricas de sillería, dada su regularidad, a priori, el ensayo se muestra como adecuado.

En relación a la técnica de **Gatos Planos** puede concluirse que también se trata de un ensayo ligeramente destructivo y muy intuitivo. La fase crítica del ensayo es realizar una roza adecuada, pues de su adecuación depende mucho la bondad de los resultados. Únicamente se obtiene el nivel tensional, de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano. Una ventaja es que mediante el complemento del gato plano doble, se pueden estimar las características mecánicas (E y ν) del muro, por lo que se muestra como un ensayo más completo que el hole drilling, no dependiendo de ensayos complementarios.

En relación a la técnica de **Dilatometría**, aludir a que se requiere un esfuerzo importante y útiles adecuados para realizar perforación. Como para calcular el módulo presiométrico es necesario, según la formulación relacionada, el alcanzar la fase plástica, es necesario disponer de capacidad para involucrar presiones importantes para caracterizar medios rígidos (como pueda ser la fábrica de sillería comentada), caso contrario únicamente se muestra aplicable a fábricas bastante deformables.

5. Agradecimientos

El Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria reconoce la labor desarrollada y agradece la colaboración mostrada por AIDICO, Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana, y por el Prof. Santiago Sánchez Beitia (UPV/EHU), en lo referente al desarrollo de metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio construido. Igualmente, agradece al Laboratorio de Estructuras de la Universidad de Cantabria su colaboración en la realización de los ensayos.

Bibliografía

- [1] Varios autores. Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio construido. Santander: Servicio de Publicaciones de la Universidad de Cantabria (Villegas, L.; Lombillo, I), ISBN 978-84-690-5269-3. 2007.
- [2] Varios autores. Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido. Santander: Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria (Villegas, L.; Lombillo, I), ISBN 978-84-691-3612-6. 2008.
- [3] Villegas, L.; Lombillo, I. Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio construido: un estado del arte (Parte 1). Revista END de la Asociación Española de Ensayos No Destructivos, 1er cuatrimestre 2008: 8-15 pág.
- [4] Lombillo, I; Villegas, L. Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio construido: un estado del arte (Parte 2). Revista END de la Asociación Española de Ensayos No Destructivos, 2º cuatrimestre 2008: 12-20 pág.
- [5] S. Sánchez Beitia, J. Barrallo, A. Zulueta. El Método Donosita en torno a los 20 kp/cm². Ingeniería Civil, nº 125/2002, págs. 113-123.
- [6] P. Gregorczyk, P.B. Lourenço. A Review on Flat-Jack Testing. 2000.
- [7] L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi. Sonic Tomography and Flat Jack Tests as Complementary Investigation Procedures for the Stone Pillars of the Temple of S.Nicolo' L'Arena (Italy). NDT & Evaluation Int. Journal, Vol. 36/4, pag. 215-227, 2003.
- [8] L. Binda, A. Saisi, C. Tiraboschi. Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. Elsevier. January 2000.
- [9] M. P. Schuller. Nondestructive testing and damage assessment of masonry structures. Structural Masonry. Prog. Struct. Eng Mater. 2003; 5: 239–251.
- [10] ASTM E837-99: Standard test method for determining residual stresses by the hole-drilling strain-gage method.

Aplicación del análisis modal operacional para la identificación dinámica de campanarios de mampostería.

Salvador Ivorra +, Francisco J. Pallarés*, José M. Adam*, P.A. Calderón*,

+ Departamento de Ingeniería de Construcción, O.P. e Infraestructura Urbana, Universidad de Alicante, Alicante, Spain,

* ICITECH. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia , Spain

Abstract: Este trabajo presenta una visión general de la aplicación del Análisis Modal Operacional como técnica no destructiva para evaluar las características dinámicas de un campanario de mampostería. Parámetros fundamentales para la posterior calibración del modelo numérico. A partir de este modelo numérico calibrado podrán extrapolarse conclusiones relativas a su comportamiento frente a otro tipo de acciones: reológicas, sísmicas, nuevas cargas sobre la estructura o incluso las derivadas del propio cambio del nivel freático, muy habituales en la zona de Orihuela donde se ubica el campanario de Santa Justa y Rufina.

Palabras: Campanario, OMA, Calibración del modelo numérico, frecuencias principales, amortiguamiento.

1 Introducción

El Análisis Modal Operacional (OMA) es un procedimiento que permite extraer los parámetros modales de una estructura a partir de las condiciones normales de operación. Está basado en la suposición de que las fuerzas actuantes (vibración ambiental) son ruido blanco estacionario.

Se emplea en aquellos casos en los que se necesita una identificación modal muy precisa en condiciones de operación o en aquellos casos en los que es muy difícil o incluso imposible introducir una excitación mediante un martillo o un excitador externo.

Esta técnica ha sido muy extendida en ingeniería mecánica, aplicándose actualmente, por diversos autores para analizar el comportamiento dinámico de estructuras de ingeniería civil: puentes (Liu, 2009) , pasarelas peatonales (Bai, 2008), estadios de fútbol (Magalhaes, 2008, Cigada, 2008), chimeneas industriales, (Brownjohn, 2009)

Las ventajas principales del OMA son las siguientes:

- Es más rápido y sencillo que el Análisis Modal Clásico: no necesita ni excitador ni martillo instrumentado, únicamente los acelerómetros que medirán la respuesta del sistema. Esto permite también realizar medidas "in situ" sin necesidad de tener un banco de ensayos expreso para cada componente o sistema a caracterizar.
- Los datos medidos son la respuesta real de los puntos ante las condiciones de operación, por lo que se puede estudiar la respuesta de un sistema completo en funcionamiento.
- Las medidas realizadas para la identificación modal operacional pueden ser también empleadas para la detección de daño en estructuras

Las técnicas más habituales para la realización del OMA son:

1. **Frequency domain decomposition, Peak Picking (FDD):** Identificación de las frecuencias naturales y los modos de vibración. Este método está basado en las matrices modales obtenidas de la respuesta ambiental. Los factores de amortiguamiento de cada modo de vibración pueden estimarse a partir de una versión mejorada del FDD, denominada EFDD método. Usualmente cuando se realiza un ensayo basado en vibraciones ambientales se utilizan varias baterías de resultados. Tanto las frecuencias propias, como los factores de amortiguamiento modal se pueden estimar utilizando independientemente la matriz espectral de cada batería de ensayos para finalmente obtener un valor medio de estos resultados.

- 2. Stochastic subspace identification.** Los datos de partida para esta técnica son idénticos a los del (FDD). Las leyes conocidas de causa-efecto no explican cómo actúa el sistema (y de modo reducido el fenómeno) de manera determinista, sino en función de probabilidades. Esta es una técnica basada en algoritmos de probabilidades que cambian en el tiempo. El procedimiento consiste en generar un conjunto de datos de entrada de forma comprimida (Matriz de Hankel), para ello se seleccionan un determinado número de modos (estructurales, armónicos, ruido) basados en un conocimiento “a priori” de la estructura. A continuación se escoge el tipo de Identificación : Principal Components (PC), Canonical Variate Analysis (CVA) o Unweighted Principal Components (UPC). A partir de los resultados iniciales se selecciona un intervalo donde se encuentran los modos candidatos, a continuación se marcan unos criterios de tolerancia para realizar una minimización de errores, para finalmente seleccionar el modelo óptimo para cada batería de ensayos.

A partir de los resultados experimentales y su tratamiento, es necesario aplicar técnicas para garantizar que la coherencia de los resultados. El método habitual para ello consiste en aplicar MAC (Modal assurance criterion) a los resultados obtenidos a partir de FDD, EFDD y SSI.

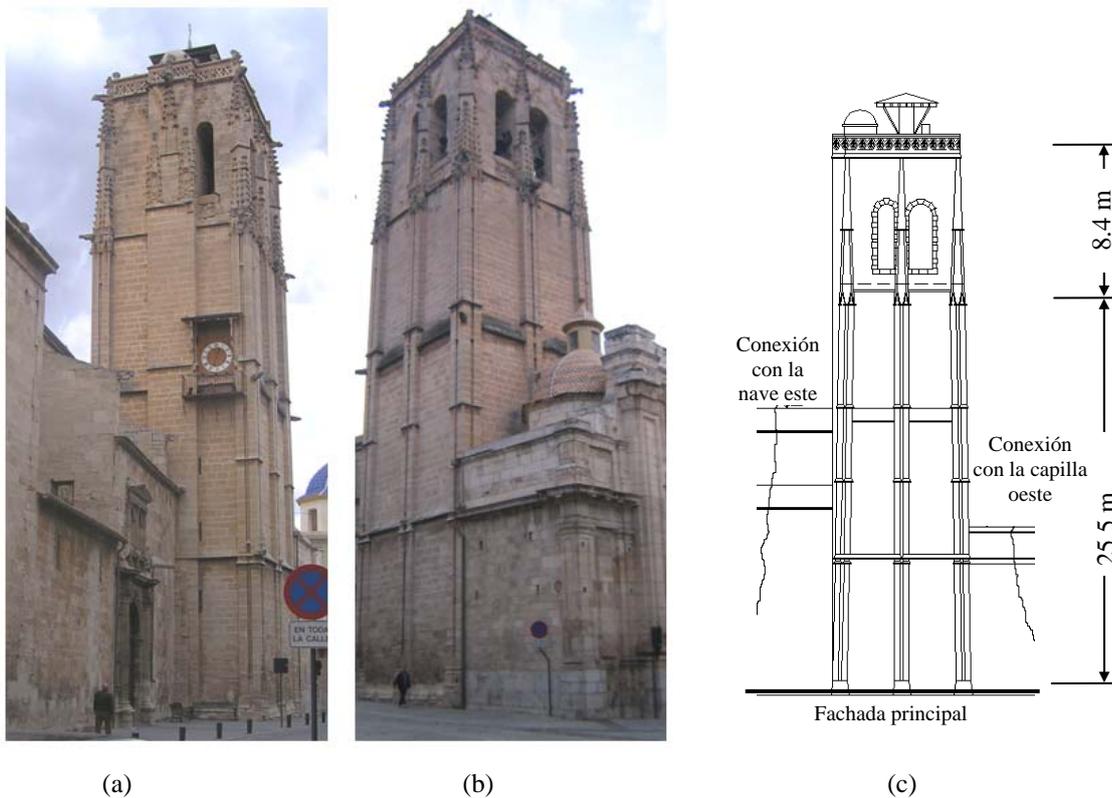
3 Un caso práctico: El campanario de la iglesia de Santa Justa y Rufina (Orihuela-Alicante)

3.1 Descripción general de la torre

Esta es una estructura gótica construida en el siglo XV que posee cinco campanas. Se han planteado diversos trabajos de restauración sobre estas campanas, por lo que previamente a ello se ha planteado estudiar la capacidad resistente de la torre frente a la instalación/recuperación de nuevas campanas. Para ello se ha diseñado un protocolo de trabajo con el fin de evaluar las características dinámicas de la torre y su capacidad resistente frente a las acciones horizontales generadas por el volteo de esas campanas.

Este campanario tiene los tres cuerpos característicos de los campanarios góticos del siglo XV: base-caña, zona de campanas y remate – Fig. 1- El cuerpo principal posee una sección cuadrada de 8.8 m de anchura, en su interior existe una escalera que da acceso al cuerpo de campanas. Toda la estructura está construida en mampostería con algunas zonas de sillería, el espesor de los muros es prácticamente constante de 1.5 m a lo largo de todo el primer cuerpo de la torre. La altura total de este cuerpo es 25.5 m. La zona de campanas alcanza una altura de 35.5 m con 1.0 m de espesor. En la zona de campanas se distinguen siete huecos para alojar campanas, si bien tan solo existen actualmente cinco. La torre presenta una unión rígida con los muros laterales del cuerpo principal de la nave de la iglesia. Esta unión puede distinguirse igualmente en las caras oeste, sur y este de la torre. La conexión en el muro oeste alcanza una altura de 18 m, si bien en el muro oeste alcanza una altura de 8 m.

Figura 1. (a) Fachada oeste. (b) Fachada este. (c) Vista general de la torre. Plano arquitectónico.



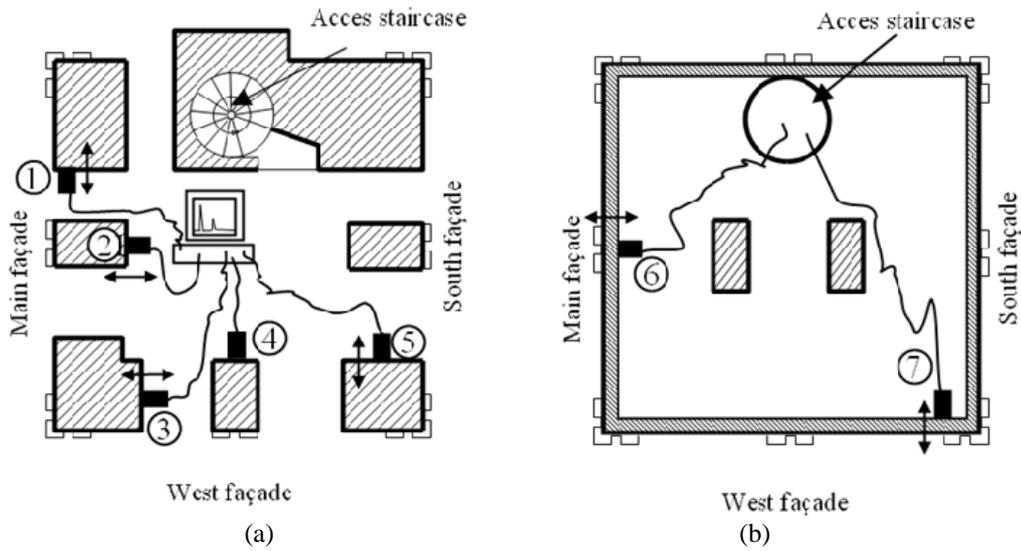
3.2 *Ensayo dinámico*

Se han realizado diversos ensayos dinámico sobre el campanario para con el fin de conocer la características dinámicas y de ajustar sus características mecánicas: modos de vibración (flexión y torsión) y amortiguamiento estructural. Todos los ensayos se han basado en el registro de las vibraciones ambientales a diferentes altura y en diferentes direcciones.

Los trabajos de Bachmann (1997) y Casolo (1998) indican que las frecuencias principales de torres de mampostería se encuentran entre 0.9 y 2 Hz para torres esbeltas, obteniendo resultados similares Gentile (2007). Los trabajos de Ivorra (2006) en campanarios similares detallan el procedimiento experimental para evaluar estas frecuencias.

Se han situado siete acelerómetros piezoeléctricos sobre la estructura, 5 en la sala de campanas y otros 2 en la cubierta de la torre. –Fig. 2-. El rango de trabajo de los sensores seleccionados está entre 0.5 y 2000 Hz, con una sensibilidad de 1000 mV/g. De acuerdo con la disposición indicada, es posible registrar vibraciones en las direcciones N-S, E-O. El registro dinámico de vibraciones ambientales se ha obtenido mediante un equipo Kyowa PCD-320 con una frecuencia de muestreo de 200 Hz, finalmente los resultados del análisis se realizaron mediante programas propios desarrollados al efecto. Una segunda batería de ensayos dinámicos se realizó con una frecuencia de muestreo de 50 Hz con el fin de registrar vibraciones ambientales durante un período de tiempo mucho mayor, con el fin de aplicar las técnicas de Análisis Modal Operacional.

Figura 2. Disposición de los acelerómetros en la torre. Sección a 27 m de altura. (b) En la cubierta.

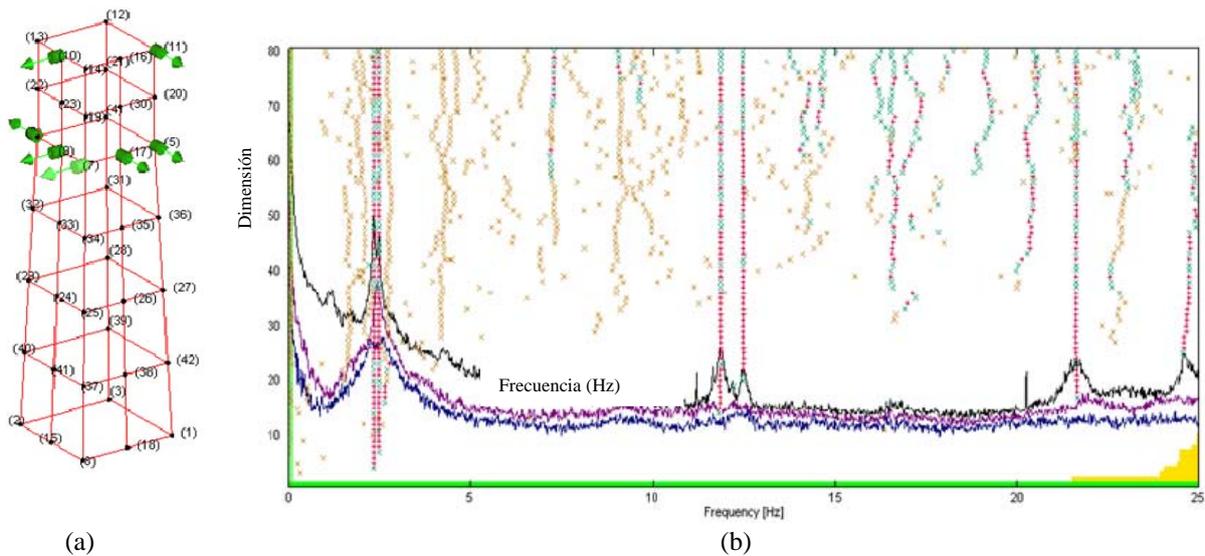


Power spectra responses in E-W and N-S directions have been obtained from ambient vibrations, so the modal parameters can be concluded as shown in Table 1.

Table 1: Belltower natural frequencies.

Acceleromete r	Direction	Frequenc y (Hz)	Mode classification
2-3-6	N-S	2.24	Bending
1-4-5-7	E-W	2.15	Bending
1-3-5-7	-	5.95	Torsion

Figura 3. (a) Ubicación de los sensores en el modelo. (b) Diagrama de estabilización del modelo de estimación del espacio de estado.



El amortiguamiento estructural se ha obtenido, tanto a partir del desarrollo planteado por Ivorra (2006) en estructuras con características muy similares a este campanario y a partir de EFDD. El valor medio obtenido por ambos métodos es de 0.0159.

La figura 4a muestra la ubicación de las cinco campanas de la torre. Estas campanas voltean según el sistema característico en el levante español. Las campanas poseen un gran contrapeso (fig. 4b) que les produce un gran equilibrio respecto de su eje de giro. Están directamente ancladas sobre los muros de la torre en sus ventanas y giran de forma continua en una misma dirección.

Las características de estas cinco campanas se han determinado a partir de los procedimientos descritos por Heyman&Therefall (1976), Ivorra&Llop (2002) y Ivorra et al. (2005); se presentan en la tabla 2.

Tabla 2: Características de las campanas de la torre

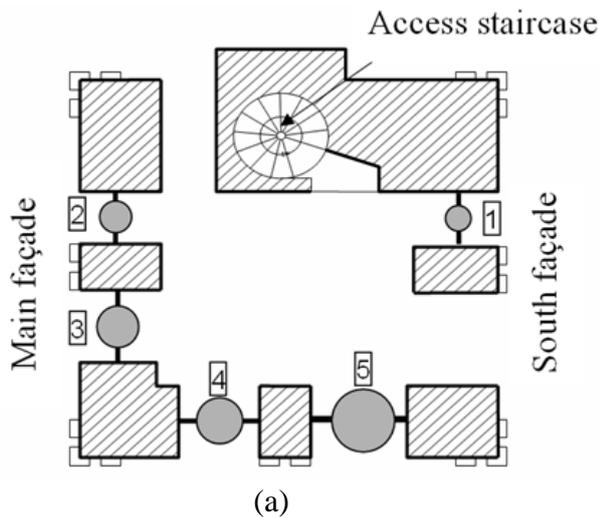
Bell	Desequilibrio ¹ (m)	Peso del bronce (N)	Peso total (N)	Velocidad de giro (Hz)	(2)	(3)
(1) Maria Antonia	0.08	1310	2096	0.67	0.65	1.81
(2) San Jose	0.07	2350	3760	0.57	0.54	1.41
(3) N.S. Guadalupe	0.07	4360	6976	0.58	0.58	1.71
(4) N.Sra. Rosario	0.09	7500	12000	0.42	0.7	2.18
(5) Stas Justa y Rufina	0.08	12720	20352	0.30	0.64	1.92

¹ Distancia entre el centro de giro y el centro de gravedad.

² Máxima fuerza de horizontal sobre los apoyos, dividida por el peso total de la campana

³ Máxima fuerza de vertical sobre los apoyos, dividida por el peso total de la campana

Figura 4. (a) Situación de las campanas en la torre.. (b) Campana Santa Justa y Rufina. La mayor de la torre.



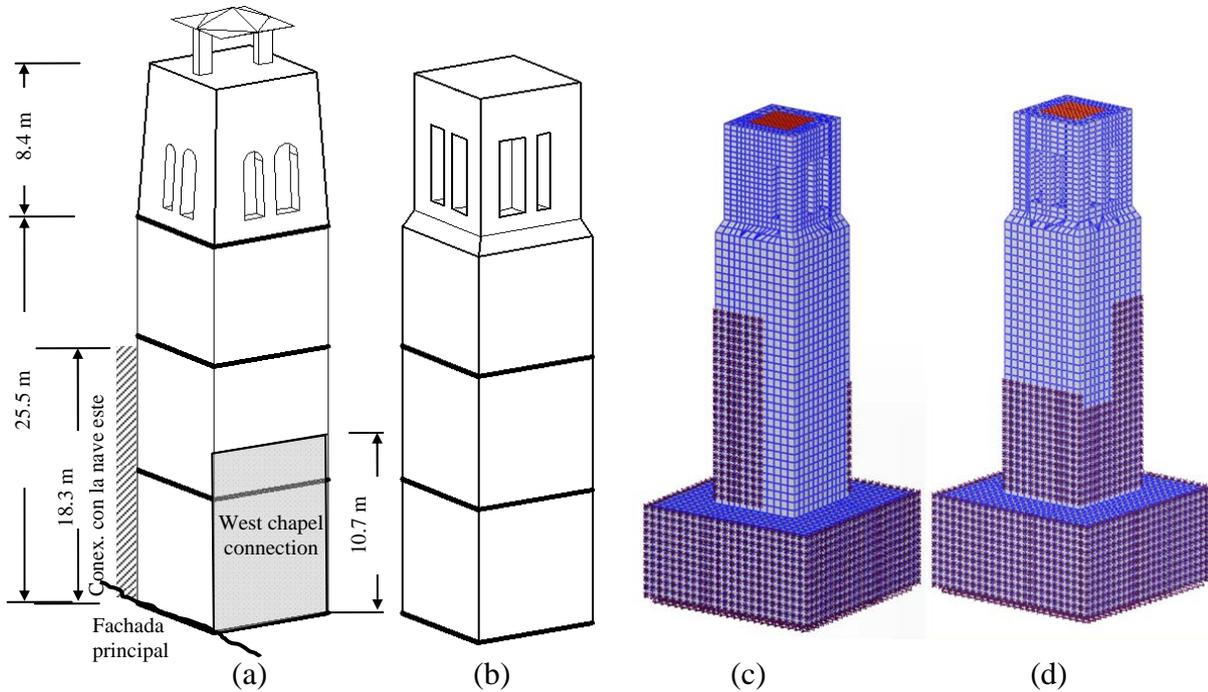
3 Modelo numérico 3D

Tras diversas aproximaciones mediante sistemas sencillos, se ha desarrollado un modelo numérico detallado de la torre utilizando el software comercial SAP2000TM.

Se han utilizado elementos finitos hexaédricos con 8 nodos para generar la malla del modelo numérico, con tres grados de libertad por nodo. La figura 4 muestra el modelo con la interacción del terreno, que proporciona un volumen de 10460 grados de libertad.

Para simular la torre se han utilizado 4312 elementos sólidos.

Figura 5. (a) Simplificación geométrica de la torre. (b) Base del modelo numérico. (c) Mallado y conexiones con las fachadas nortes y oeste. (d) Conexiones con las fachadas Sur y este.

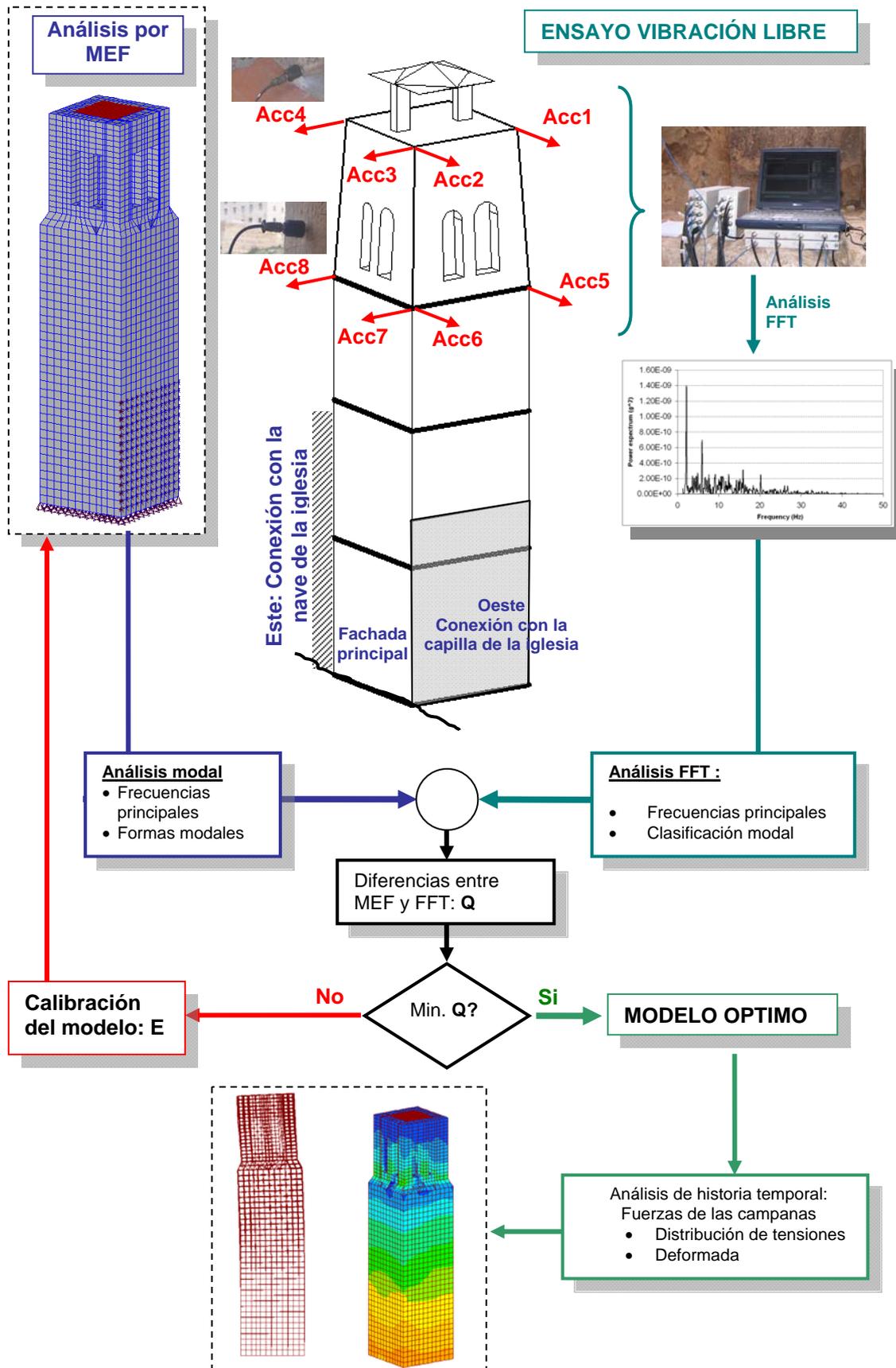


Las principales consideraciones realizadas sobre el modelo son:

- Se asume un peso específico medio de 18 kN/m³,
- El coeficiente de Poisson medio para todo el modelo es 0.15.
- Durante la fase de calibración se asume un comportamiento elástico y lineal para el material, por tanto es válido el análisis modal.
- Los desplazamientos en la dirección E-O están restringidos en el muro que presenta conexión con la iglesia hasta una altura de 18.2 m y en el muro oeste hasta los 10.3 m. De igual modo los desplazamientos en la dirección N-S se han restringido en el muro sur por el mismo motivo. Estas restricciones se pueden observar en la figura 5.
- La interacción suelo-estructura se ha simulado considerando el suelo con unas dimensiones de 17.7x17.7x8.5 m en el modelo 3D. El módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson se han ajustado a través del procedimiento de calibración al que se ha sometido el modelo global a partir de los resultados dinámicos experimentales..

La figura 6 muestra de forma esquemática el proceso iterativo realizado para calibrar las frecuencias fundamentales del modelo numérico con las del ensayo dinámico.

Figura 6. Esquema del proceso de análisis de la estructura.



Tras el proceso iterativo se ha obtenido un módulo de elasticidad medio para toda la torre de 1.500 N/mm². Los resultados de esta etapa de calibración se muestra en la figura 7 (modos de vibración) y en la tabla 3.

Para el terreno se ha obtenido un módulo de 200 N/mm². La tabla 3 muestra Fracción de participación de masa en cada modo de la estructura. A través de estos resultados se pueden clasificar los modos de vibración: Flexión, torsión, axial, etc.

Figura 7. Modelo numérico de la torre (a) Primer modo (N-S). (b) Segundo modo (E-O) (c) Tercer modo. Torsion

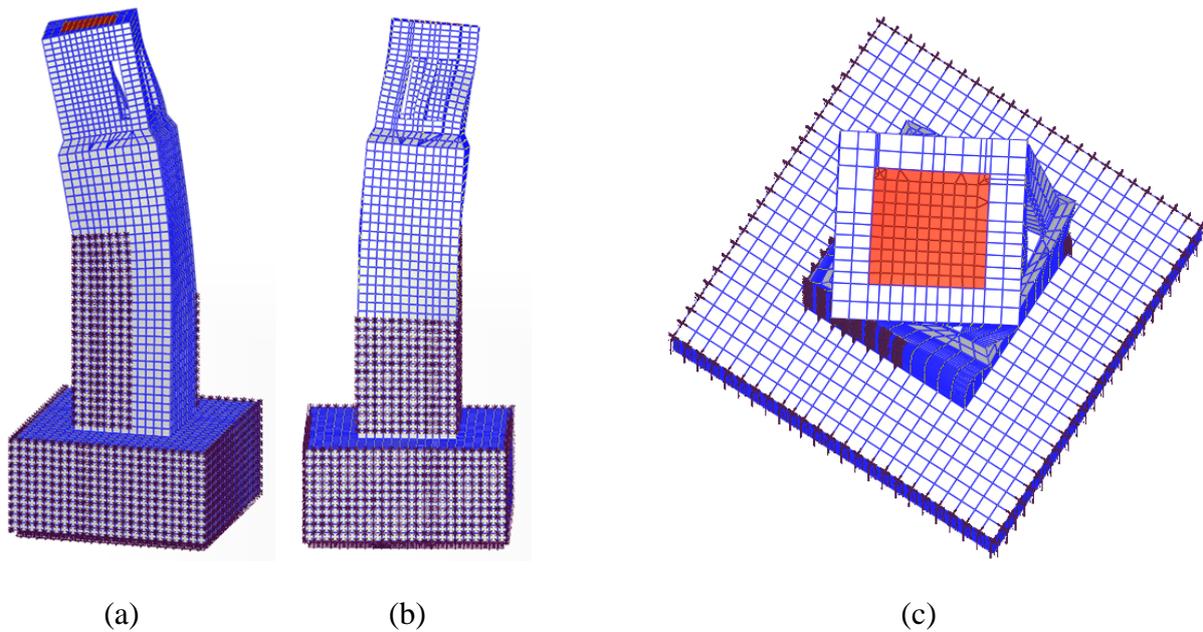


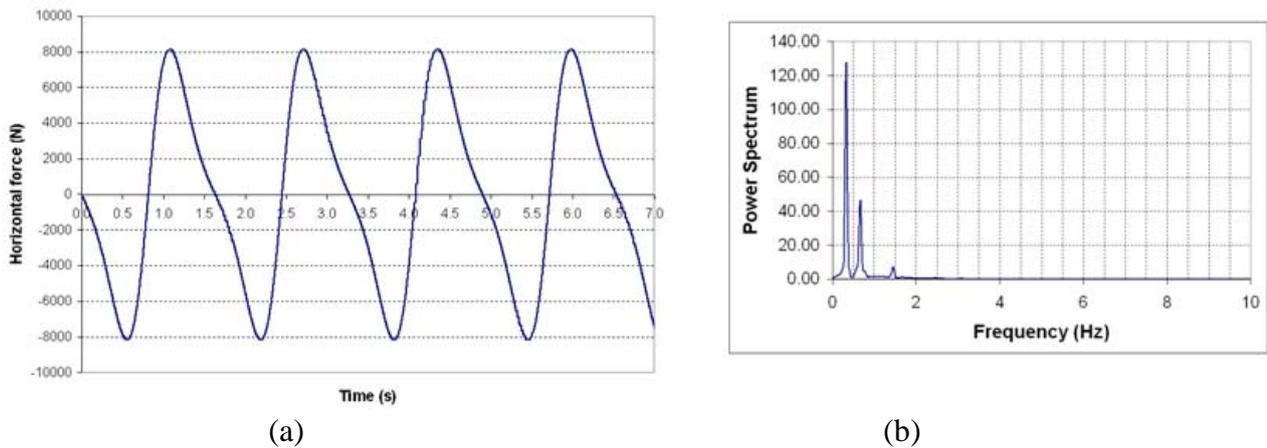
Tabla 3: Modelo 3D. Fracción de participación de masa en cada modo.

Clasificación modal	Freq. Natural (Hz)	Eje					
		Dirección			Eje de rotación		
		N-S %	E-W %	Axial	R _(N-S) %	R _(E-W) %	R _Z %
Flexión (N-S)	2.17	30.1	6.5	0.0	12.7	61.1	1.6
Flexión (E-W)	2.27	5.5	28.6	0.0	59.0	11.8	20.5
Torsión	5.31	1.9	0.5	0.0	0.2	2.9	14.7
Flexión (N-S)	6.70	7.2	5.3	4.2	5.1	6.5	1.8
Axial	6.95	0.3	0.2	75.4	2.2	1.8	0.1

Una vez está calibrado el modelo numérico a partir de los resultados experimentales, se introducen en el modelo las fuerzas horizontales introducidas por el volteo de las campanas. A partir de este análisis se puede obtener el factor de amplificación dinámico generado por la interacción entre la estructura y la frecuencia de volteo de las campanas, los resultados permiten concluir que este valor es inferior a 1, por tanto no existe interacción dinámica entre ambos.

Los tres primeros armónicos de la fuerza horizontal introducida por el volteo de campanas (Fig. 8) están separadas más del 20% (DIN 4078) respecto de las tres primeras frecuencias propias de la torre, por tanto el factor de amplificación dinámico es despreciable en este caso (Fig. 8)

Figura 8. (a) Fuerza horizontal introducidas por la campana número 5. (b) Análisis espectral de la fuerza horizontal generada por la campana número 5.



4 Conclusiones

Se ha presentado, de una forma genérica la viabilidad de la aplicación del Análisis Modal Operacional, muy extendido en ingeniería mecánica, a grandes estructuras de ingeniería civil, describiendo las técnicas más empleadas en la actualidad.

Se ha planteado la aplicación de este método a un campanario de mampostería. Con respecto al modelo numérico, se ha planteado un análisis teórico y experimental de este campanario histórico, del cual se pueden plantear las siguientes conclusiones:

1. Se describe un método económico para evaluar el efecto dinámico generado por el volteo de campanas sobre la torre
2. Con este método no destructivo se han evaluado cinco modos de vibración en el rango de 0-10 Hz.
3. Este campanario gótico tiene su primera frecuencia natural mucho mayor que la de otros presentados en la literatura científica. Este aspecto puede ser una singularidad de esta torre, debido a que la relación entre el espesor del muro y la esbeltez de la torre, puede sugerir que este campanario es mucho más rígido que otros de estilos arquitectónicos diferentes.
4. En este campanario, el volteo de campanas según el sistema Español no genera problemas estructurales singulares.

References

- [1] Liu, K.; Reynders, E.; de Roeck, G.; Lombaert, G. (2008) Experimental and numerical analysis of a composite bridge for high-speed trains, *Journal of Sound and Vibration*, Volume 320, Issue 1-2, p. 201-220.
- [2] Yu Bai, Thomas Keller (2008) Modal parameter identification for a GFRP pedestrian bridge, *Composite Structures*, Volume 82, Issue 1, Pages 90-100
- [3] Filipe Magalhaes, Elsa Caetano, Alvaro Cunha, (2008) Operational modal analysis and finite element model correlation of the Braga Stadium suspended roof, *Engineering Structures* Volume 30, Issue 6, Pages 1688-1698.
- [4] A. Cigada, A. Caprioli, M. Redaelli, and M. Vanali (2008). Vibration Testing at Meazza Stadium: Reliability of Operational Modal Analysis to Health Monitoring Purposes, *J. Perf. Constr. (ASCE)* Fac. 22, 228
- [5] Brownjohn, James (2009, Real-time performance tracking on a 183m concrete chimney and tuned mass damper system, IOMAC 2009, Ancona-Italy. Vol I. XIX-XIX.

- [6] Bachmann, H. Ammann, W, Deischl, F., 1997. *Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines*. Springer Verlag, Berlin, 50-55
- [7] Casolo, S., 1998. A three-dimensional model for vulnerability analysis of slender medieval masonry tower. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 4, 487-512.
- [8] Gentile, C., Saisi, A. (2007). Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment, *Construction and Building Materials* Vol. 21, 1311–1321
- [9] Ivorra, S., Pallarés, F. (2006). Dynamic investigations on a masonry bell tower. *Engineering Structures*, Volume 28, Issue 5, April 2006, Pages 660-667.
- [10] Heyman, J. & Therefall, B.D. Inertia Forces due to Bell Ringing, *International Journal of Mechanical Sciences*, 18, 161-164, 1976
- [11] Ivorra, S., Llop F. Determinación de algunas características físicas de una campana. In *Proc. of the XIV Congreso de Conservación y Restauración de Bienes Culturales*. Valladolid, p. 891-900 2002 [In Spanish].
- [12] Ivorra, S. et al (2005) Dynamic forces produced by swinging bells. *Meccanica*. International Journal of the the Italian Association of theoretical and applied mechanics. Ed. Kluwer Academic Press pub. Vol. 41- 1, 47 – 62, 2006
- [13] DIN 4178: "Glockentürme: Berechnung und Ausfhrung"; 1978

Remote Monitoring and Dynamic Analysis of the built heritage. Cases of Study

V. Albert, R. Martínez, J.V. Fuente, R. Fernández, N. González
and J. Yuste.

AIDICO, Instituto Tecnológico de la Construcción. Av/ Benjamín Franklin, 17. 46980
PATERNA. SPAIN.

Main author e-mail: vicente.albert@aidico.es

Abstract: The aim of the paper is focused to survey in the testing methods by through optical and interferometric microwaves technologies able to reach some first preliminary tests for the structural assessment of the historical constructions by means natural, environmental and induced force excitations. In the current work is presented some structural assessment in two slimness constructions: a) industrial chimney placed in Aldaia (Valencia) and b) Gilet (Valencia) church bell tower.

The project is undertaken based in the combination of two technologies based on:

- 1) the interferometric laser to follow the small displacements in 5 cm diameter circle and the vibrations induced, 2) radar interferometric for measuring the sub-milimetric displacements and vibration, 3) deformation by optical fibre using Bragg grating sensor arrays.

The analysis involves a digital signal processing in time and spectral domain and the response assessment comparing with the numerical simulation of the construction.

Keywords: optoelectronic, radar, optical fibre, digital signal processing, numerical simulation, finite element methods, resonance frequencies, natural modes,

1 Introduction

The analysis of ancient buildings give to the professionals important challenges, due to the complexity of its geometry, the variability of the properties of the traditional materials, the different construction techniques, etc. That is why it is necessary to have a rational methodology of the analysis, based on the multidisciplinary knowledge of different agents, in order to undertake such interventions with the maximum possible rigor.

In the next we are going to focus our attention in the employment of techniques based on mechanical stress aspects (flat jack, hole-drilling and dilatometer on rubble stone masonry structures). Firstly, a brief description of such MDT is going to be realized, and later on we will expose the results obtained on several historical masonry walls in the major seminary of Comillas (Spain). The historical buildings management requires existing structural adequacy fitting to intervention and protection in order to extend the service life of the structures. The proper maintenance of structures is carried out through monitoring of the degradation degree observed in them.

In the 80's, due to the technological development carried out in the information and electronics, it has been started the implementation of the emergent technologies for the auscultation and control of civil structure or structure of large size in a remote way respecting the conventional procedure.

The novel technological advance allows stabilising a continuous or discontinuous monitoring of some specific structural parameters. The convectional procedure to access the knowledge of the structural safety and integrity of complex structures, overall in built heritage and seismic zones, could arise very expensive and high cost time. It supposes specimen extraction, structural analysis, laboratory tests, that can be no feasible in some cases.

The emerging technologies have been shown very suitable and confident to the structural assessment and control by monitoring by remote control. Also we can sort then in:

- a) nondestructive testing: ultrasonic and sonic testing (tomographies and defectology purposes), electromagnetic survey (georadar), radiographies (computer tomographies of X-ray),...
- b) In-situ destructive test as load tests, flat-jacks and others, and
- c) Static monitoring of the mechanical and environmental parameters using sensors+ conditioners + acquirer + communication modules,...

The structural movements and volume changes of materials are clearly affected by temperature, moisture, pressure, displacement, rotations, opening of fissures, arch convergence, that could be extrapolated to the large size of structural elements. Therefore, this last item allows propagating some conclusion along the structure and their change along the time.

- d) The dynamic test could assess the spectral response of structural element. This information could be considered as a indirect parameters of their structural integrity if it is known the geometry and the mechanical (static and dynamic elastic constants) of some elements. For some relevant constructions have been realised standards for the dynamic test applications as bridges.

2 Theoretical framework.

2.1 Structural reconstruction methodologies

The dynamic response approach of the specific structure is related to the geometrics and excitations. So that, both information becomes valid information to the characterisation of the mechanical and defectology pattern equally both. Usually, this defectology arise as fissurative or crack pattern that should be analysed and controlled for the integrity and structural stability and conservation.

In general terms, using basic notation, it can be defined using differential equations:

$$\|K\| \cdot \{q\} = \{F\} \quad (1)$$

$$\|M\| \cdot \{\ddot{q}\} + \|C\| \cdot \{\dot{q}\} + \|K\| \cdot \{q\} = \{F(t)\} \quad (2)$$

The K, C and M denote the rigidity, damping and mass matrix and are the parameters that should be calculated for the control of the dynamic behaviour. These equation allows evaluating the M, C and K if it known the $\{F(t)\}$ and tested the $\{q(t)\}$, but in many cases, the situation is not the ideal.

The knowledge of the structure is limited, so that the dynamic response should be tested with experimental campaign by means and sensor lay-out or point control distribution along their critical placements and the force excitation measurement simultaneously (systems identification procedure).

In this sense, for specific structural parameters (M, K and C) and the hypothesis of the integrity for the structure, implies that the dynamic excitation could be determined. The modification of the structural parameters implies a variation in the dynamic response $\{q(t)\}$ using the same equivalent excitation. For example, a flexural test in some specimens reveals some vibration modes and their related frequencies. If the specimens present defects or different region in some part along their directrix direction, the resonance frequencies show some shiftiness respecting the previous ones. Using the numerical models to know the natural resonance frequencies it can be observed the variations of the expected experimental frequencies all above regarding the same structural parameters.

Therefore, the dynamic tests can be used for the structural assessment and the structural integrity and cohesion of the different constructive parts.

Nowadays, the breakthrough is to monitor and interrogate complex and inaccessible structures with different natural or forced vibration modes with the new generation of interrogators and radars to get the samples and data registers with high sampling rate, very useful for dynamic tests.

From the testing point of view, the dynamic field tests carry out with accelerometers registers along the natural or forced vibration. This is the conventional or standard way to proceed. Using digital signal algorithms could be obtained the spectral response with the accelerations in time domain. There are a lot of algorithms that allows converting and enhanced the resonance picks in the spectrum. Also, it can be used the time frequency distribution as spectrograms or Wigner-ville distributions.

Also, it can be obtained the spectral response of the deformation (using FOS) and the radar interferometric displacement registers (using radar interferometric) using the same algorithms.

In many cases, the spectral response is calculated with the transfer function $H_{ij}(\omega) = X_i(\omega) / F_j(\omega)$, being X_i and the displacement and the $F_j(\omega)$ the excitation force. The distribution of the transfer function H_{ij} allow getting the modal frequencies and shapes and related with the eigenvalues of the K , C y M matrix above defined.

The equipment (software and hardware) requires some specialization and skills to manage to establish the optimal operational parameter. The non-contact and remote tests can be considered as a great achieve for the vibration monitoring of the structures and allow evaluating as easy procedure to test.

2.2 *State of art*

In the 70's and the beginning of the 80's starts the development of this kind of in-situ tests and consider the dynamic characterisation as a standard procedure to approach to the safety and control of the structures as indirect methods because sometimes it is used the ambient excitation for the analysis.

The modal tests have been reached very complex and different ways: wind, traffic, impact, dynamic loads and others...

It proliferates in the aeronautic and the industrial sector, and to detect some defects in the quality control. Early in the 80's, it appears in the civil engineering application overall in the bridge and towers. The basic problem is related with the resonance phenomena sensing and registration along the critical points of the structure, because the g (accelerations), displacements (submilimetrics) and deformations (microstrains) show low magnitude values.

The loads, impacts and vibrodynes are the usual way to excite the systems but now it can be observed low amplitude signal with ambient vibration. There is a lot of the related bibliography.

2.3 *Application criteria*

The basic applications for the monitoring and dynamic characterisation are the following:

- Structural integrity assessment and defectology.
- Dynamic identification (to identify how to loose the excitation)
- Degradation evaluation and anomalies through the dynamic response.
- Damage analysis for seismic event in some relevant built heritage.

The criteria for the correct dynamic characterisation come from different reasons. To register all the vibration waves and in several points of the structures is very complex and also some difficult arise from the small level of the excitation or amplitudes of the ways. In some cases, there is no

appropriate registers from the ambient excitation because there is no enough signal level. By the other side, vibrodynes and mechanical loads could have higher cost of the experiments and could excite dangerous frequencies.

Some relevant studies, using the methodology, could be applied in slinness structures and some built heritage using the only way to excite these typologies as:

- *Palazzo Vecchio*, Italian tower through forced excitation. In this case, the wind excitation provided better results than the forced excitation. Just with the signal response for the ambient noise achieved the natural resonance modes.
- *Brunelleschi dome from Santa Maria del Fiore church* that could be analysed for the dynamic spectral response induced by the wind excitation. Some significant statistical analysis has done for the stochastic correlation between signal registered at different points.
- *Marte Ultore temple*, in the Augusto forum (Roma) were carries out with the dynamic identification since through wind and forced ambient vibration.

The dominant trend in the last years is to profit the induced vibration of the traffic and wind and to use the laser-interferometric for the experimental dynamic test. Also, it is required a treatment and characterisation of the power spectral density.

3 Analysis.

3.1 3D-geometry and structural reconstruction

The geometric reconstruction could be done using image digital procedures as:

- tomographical survey, and
- laser-scanner technology.

Industrial Chimney- Camí del Fondo (Aldaia, Valencia)

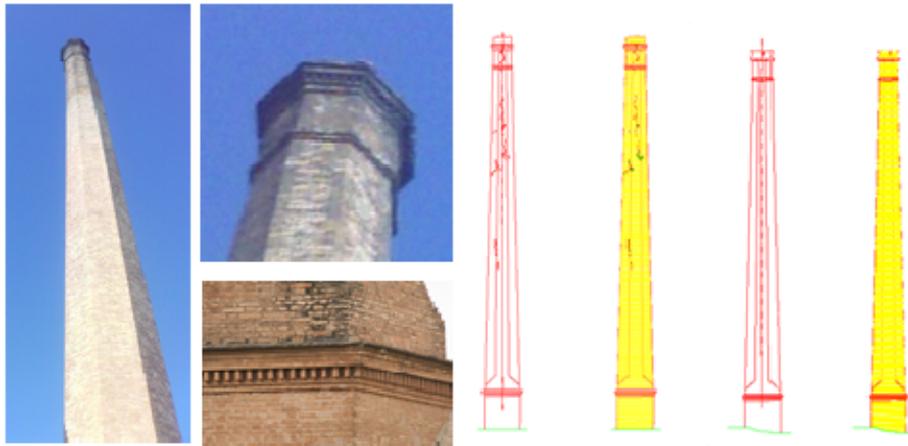
The topographic survey of the industrial chimney has been obtained using the high precision scanner-laser for detecting and locating the fissures and cracks in the surface. The skin was obtained and the information was used for 3D building and the dynamic analysis through differences finites methodologies.

Figure 1. Topographical survey and the generated point clouds



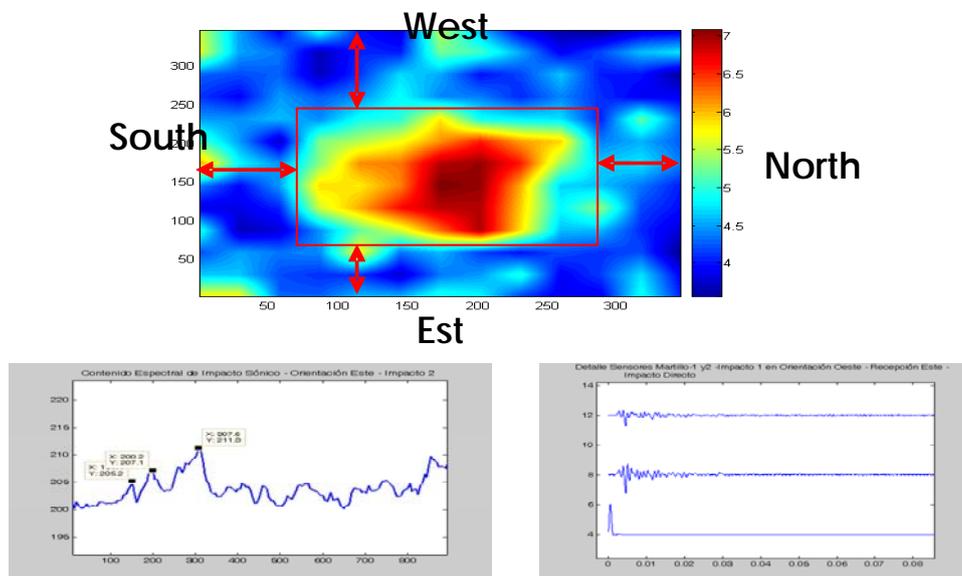
The digital survey is a powerful tool for the structural engineering, but should be complemented with other techniques as the sonic and ultrasonic testing, settlement difference monitoring and others... For example, for the industrial chimney, we have obtained the brick masonry elastic modulus or constant and the inner hollow in the chimney base. These parameters are relevant for the numerical simulation and the later dynamic analysis to get the eigenvalues or natural vibration.

Figure 2. Topographic/Photographic survey and CAD files using CAD-files and scanner-laser technologies



Sonic tomography reconstruction has been done using trans-illumination technique and 13 accelerometers & 17 ultrasonic transducers. In this way, we can obtain the signal propagation and the time of flight or the velocity of P-waves and also drawing the base plant surface in terms of these parameters. The thickness could be delimited considering the pattern. Also, the sonic wave allows calculating the elastic modulus of the specific brick masonry.

Figure 3. a) sonic tomography, b) sonic waves spectrum in the base wall of masonry and c) signal in the time domain.

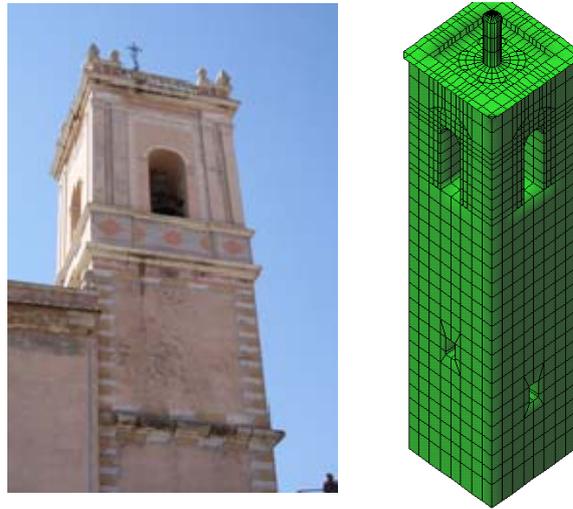


The experimental data, using in combination of some specific documentation in the bibliography related with the industrial heritage buildings, factory towers mainly, allow determining the geometric characteristic and mechanical properties.

Bell tower of the San Antonio Abad church in Gilet (Valencia)

The masonry bell tower placed at Gilet which has a square plant of 5.3 metres and 28 metres of height also it shows some fissures and cracks in the east façade in lower part.

Figure 4. Picture of the bell tower in the east façade and their 3D-reconstruction.



3.2 Structural preliminary simulation

The obtained geometrical characteristic are integrated in a single CAD file that it aces as a enter reconstruction of ALGOR© software. After the geometric model definition, it should be meshed to determine the number of nodes. Using the dynamic analysis module it can be achieved the natural or forced modes. Later then, it is defined the Young modulus, Poisson coefficient and density, damping and thermal expansion.

Industrial Chimney- Camí del Fondo (Aldaia, Valencia)

Fabrica 3	
Identificación Material	
En Archivo De la Biblioteca	C:\Documents and Sett...
El Último De la Fecha Se puso al día:	10/03/2008
Descripción	
Fuente material	
URL fuente	
Modelo de material	Estandar
Sistema de unidades	
	Métrico mks (SI)
Propiedades generales	
Densidad de masa (kg/m³)	1900
Amortiguamiento (s)	0
Propiedades elásticas	
Módulo elástico (N/m²)	841000000
Coficiente de Poisson	0,31
Módulo elástico a cortante (N/m²)	221000000
Coficiente de dilatación térmica (1/°C)	0
Propiedades térmicas	

Table 1. Summary table of mechanical parameters.

After that, the mesh should be performed taking in consideration the weak planes and cracks. The dynamic analysis consist of excite the structure with Dirac delta and perform the spectral analysis, deformation shapes using the relative deformation or displacements in all the nodes of the structure and the natural resonance modes determination and classification. It can observed the both first flexural modes around 1,58 Hz (1,580 and 1,585 Hz) that correspond to the both symmetrical flexural modes. Theoretically, the maximum displacement point is chimney top so that it is the best point for the control measurement.

Figure 5. Listed of 10-first structural vibration modes for the industrial chimney and first flexural mode shape.



Bell tower of the San Antonio Abad church in Gilet (Valencia)

The masonry parameters used in the simulation as: $E = 4000-5000 \text{ N/mm}^2$, as Young modulus, $\nu=0.20$ the Poisson coefficient and specific weight $\gamma = 2.1 \text{ T/m}^3$.

El análisis lineal elástico empleado ha dado lugar a los modos de vibración propios de la estructura:

Modal analysis of the bell tower with/without crack pattern.

Figure 6. Dynamic Model of Bell tower



Table 2. Experimental Frequencies of 6 modes for models (with and without fissures)

Mode	Frecuencias (Hz) without fissures	Frecuencias (Hz) with fissures
1	2.46	2.19
2	2.44	2.21
3	8.72	5.4
4	10.32	8.4
5	11.86	9.2
6	17.22	13.1

This previous simulation has reveal that there are two first modes probably related with the fundamental flexural mode and others (mode 3, 4, & 5) that changes depending fissures.

3.3 Digital signal processing. Spectral analysis.

The used digital signal processing algorithms are based on the Fourier analysis or Fourier transform. In the case of discrete signals, the expression for the spectral fourier:

$$X[n] = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x[n] \cdot e^{-jk\Omega n} \quad \text{donde} \quad \Omega = 2\pi / N \quad (3)$$

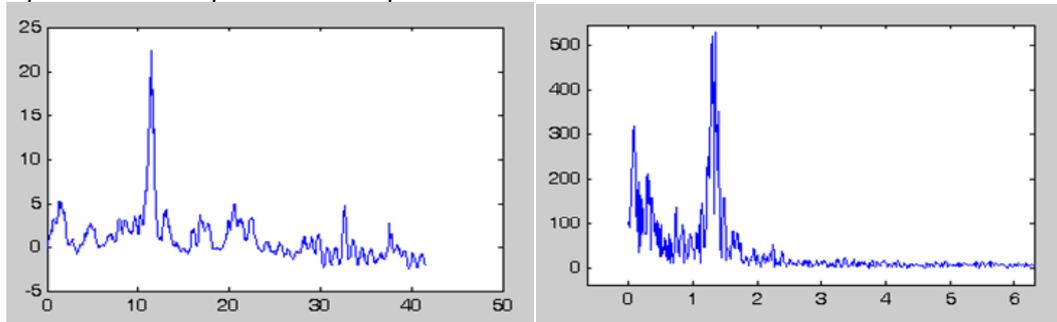
This Fourier transform expression (3) is an analytic equation that implies a high computational cost, so that the alternative is to use the Fast Fourier transform, denoted by FFT, to reduce this operational cost with the following expression:

$$x[k] = \frac{1}{2} \left(Y[k] + e^{-jk\Omega} Z[k] \right) \quad \text{si} \quad 0 \leq k < N/2 \quad (4)$$

$$x[k] = \frac{1}{2} \left(Y[k - N/2] - e^{-jk\Omega} Z[k - N/2] \right) \quad \text{si} \quad 0 \leq k < N/2$$

This method FFT has been implemented in different software as LABVIEW© y MATLAB©. In the following figures is shown examples of the acceleration signals and their spectral content.

Figure 7. Spectral and temporal of the displacement.



3.3 Wind signal processing

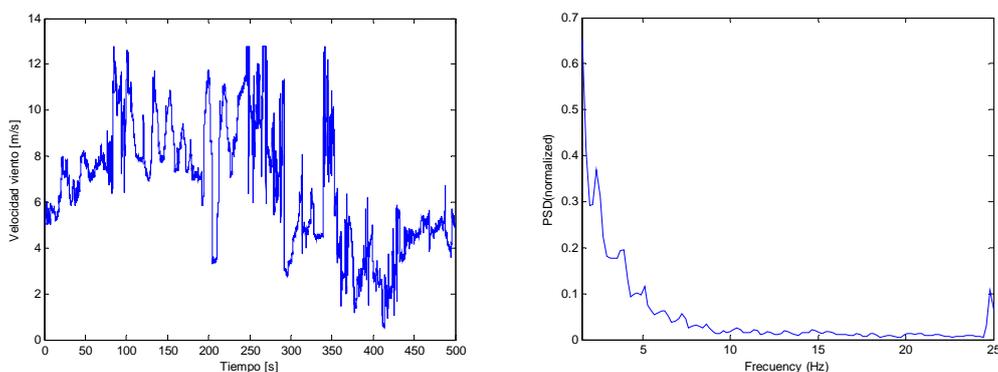
To obtain the spectral response of the entire structure, the ALGOR software allows doing two kinds of analysis depending on the excitation source.

The first analysis is performed for a deterministic excitation by means of the application of a force in some surface point. The second analysis allows using the random excitation signals in terms of the power spectral density of statistical signals as wind, traffic, strong rain, ...

In the studied case of the Aldaia chimney has been used the random vibration to simulate the excitation, and also for the Gilet tower we have used the peal of bells.

For the Aldaia tower, an anemometric station has been used to monitor the velocity and the wind direction. We have analysed the acquired vibrations and the wind force simultaneously. Since from the temporal register, it could be calculated the power spectral density as the excitation source.

Figure 8. Temporal and spectral wind signal.



In the above figure it is shown the registration obtained in the Aldaia chimney (PSD and temporal register) used as random function.

3.3 Experimental tests

Industrial Chimney- Camí del Fondo (Aldaia, Valencia)

The experimental test at Aldaia chimney has been realised using optoelectronic device and accelerometric multichannel acquisition device for conventional procedure to perform the dynamic analysis.

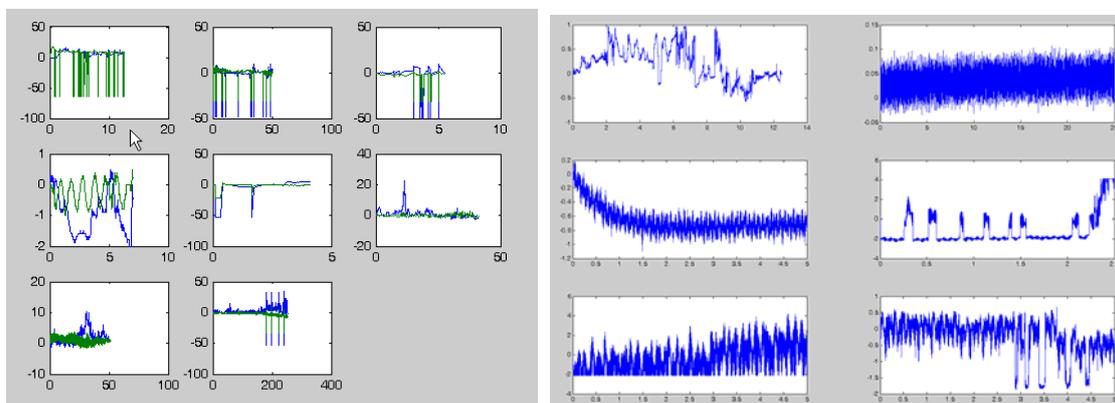
Figure 9. Instrumentation of the opto-electronic device.



Once the sensor were installed it has been acquired some time registers in a windy day.

In the following figures, it is shown the axis X & Y displacement of the optoelectronic equipment PSM 90. This device is ideal instrument for measuring small dynamic transversal displacement changes or vibration on structure. Also, it is shown the acceration using the convectional equipment that consists of the PCB 35317 and Model 484B11 sensor from 0.7 Hz up to 17 kHz in the spectral range and the ± 5 g in the acceleration range.

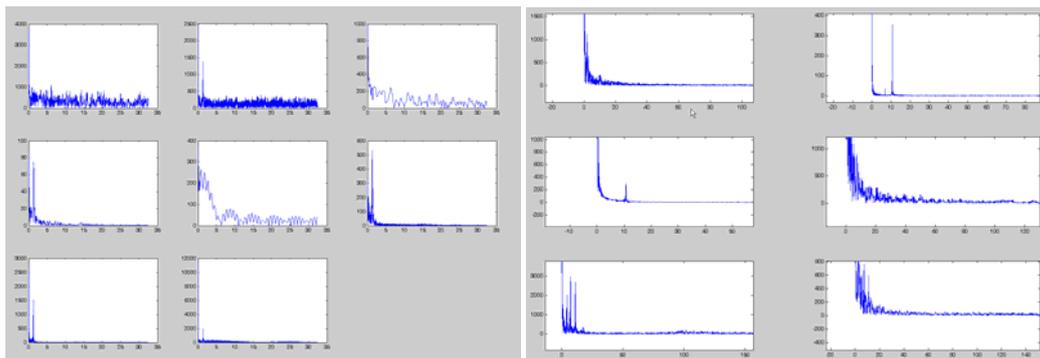
Figure 10. a) Displacement of X & Y axis and b) accelerometer registers.



The acceleration sensor does not feel the lower amplitude and frequencies. Also, the accelerometers can register the vibration directly caused by the wind speed and their changes, not only the structure. However, the optical (optoelectronic) sensor shows good reliability and stability in some temporal registers. In the

it could be extract the maximum resonance amplitude about 1,3-1,35 Hz that is close of the theoretical of 1,56Hz provided by the numerical simulation. Therefore it can be detected the fundamental flexural mode. The spectral deviation between both can be described by the fissurative or crack pattern near the top.

Figure 11. Spectral response in Y axis and accelerometers registers.



Bell tower of the San Antonio Abad church in Gilet (Valencia)

In the Gilet tower, it has been excited using two types of force agents, the first one is the wind and the other is bell tolling at some clock time.

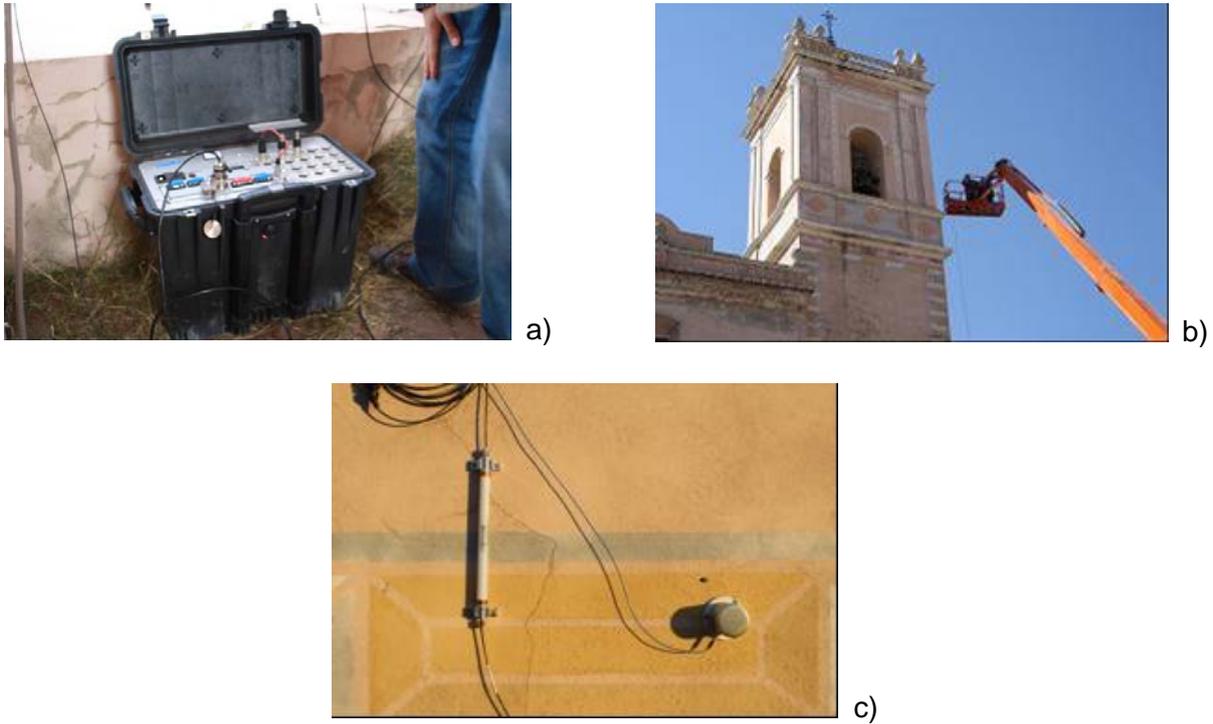
Figure 12. Anemometric stations at Gilet bell tower.



The vibration measurements have been performed by two methodologies:

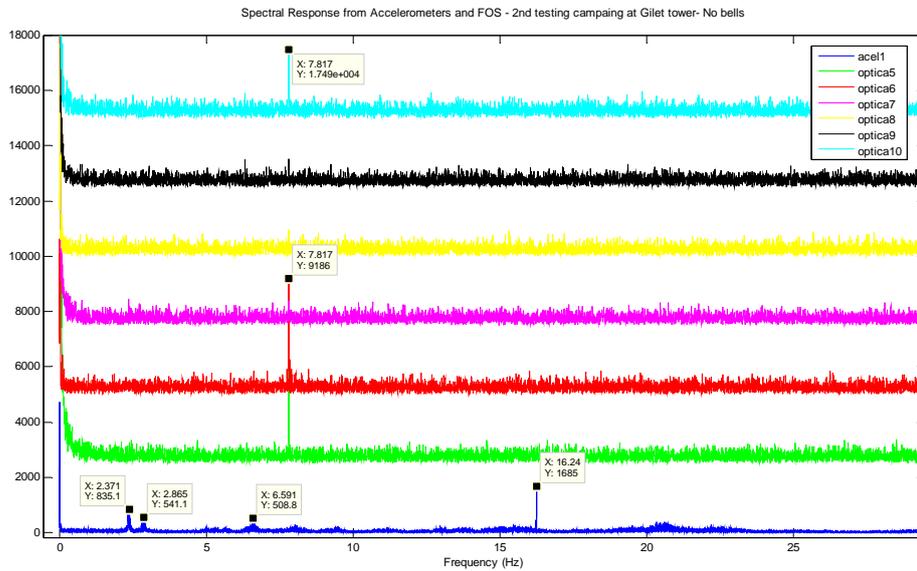
- Conventional accelerometers (393 C ICP-PCB) and multi-acquisition baggage *IMC*,
- Deformation sensors FBS (os3660) based in optical fibre of *Micron Optics*.

Figure 13. Used Equipments a) and sensores c) for the dynamic tests. In the b) it is shown the works during the instrumentation.



The temporal registers extend during 3 minutes and half; in the Figure 14 it is shown the spectral response of the structure, the red and green colours are the accelerometers and the other four registers show the spectral of the deformation FBG.

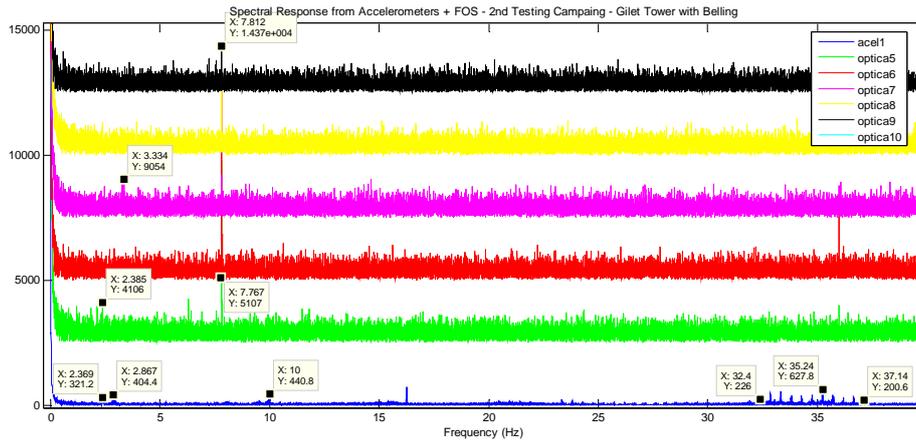
Figure 14. Spectral response (FFT) of the registers (FBG and accelerometers). Wind excitation.



The FBG sensors acquire the 7.7-7.8 Hz while the accelerometers can get more frequencies as 2.36-2.39 Hz, 2.96 Hz and some around 6.4 and 16.25 Hz besides the 7.7 Hz felt by fibre optics.

By the other, we can use the bell tolling to excite stronger the dynamic response of the tower.

Figure 15. Spectral response (FFT) of the registers (FBG and accelerometers). Tolling, excitation.



The FBG sensors acquire the 7.7-7.8 Hz while the accelerometers can get more frequencies as 2.36-2.39 Hz, 2.96 Hz and some around 32.4-37.14 Hz besides the 7.7 Hz

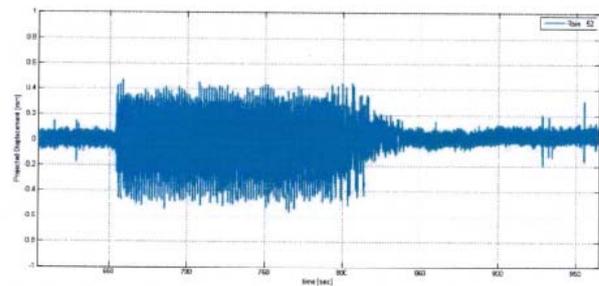
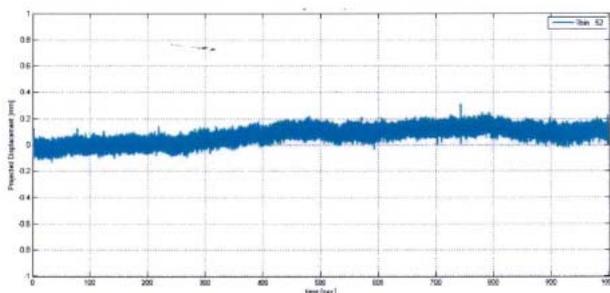
Table 3. Frequencies identified for wind and bell Rolling excitation source.

Sensor type	Frequencies(Hz) – Wind ambient excitation (random)	Frequencies(Hz) – Bell tolling 30 segundos (periodic)
Accel. (g)	2.37	2.38
Accel. (g)	2.86	2.87
Accel. (g)	6.59	-
FBG (displ)	7.81	7.81
Accel. (g)	16.24	16.20

In addition to the dynamic analysis to the bell tower, it was performed a experimental test with radar interferometric of IBIS-S (Image by interferometric Survey-Static configuration). This methodology consist of electromagnetic system based on the stepped frequency in continuous wave that allows detecting structural displacement with high accuracy until 1/100 millimetres, however in the practice could be 1/10 millimetres.

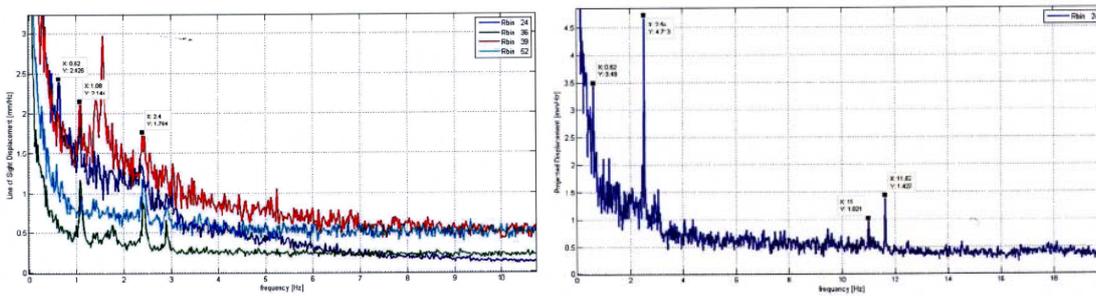
The used corner reflections were the cornices that show high angle of tilt to be followed by the IBIS.

The experimental data consist of a temporal registers of the displacements in different configuration a) wind and b) bell tolling:



The spectral response denotes the noise response for the wind excitation and the highlighted peaks in the tolling.

Figure 16. Spectral response a) for wind excitation and b) forced by tolling effect.



The radar interferometric detects some fundamental resonances as 0.62, 1.08 and 2.4-2.8 Hz and the 5.2 Hz.

4 Numerical model validation.

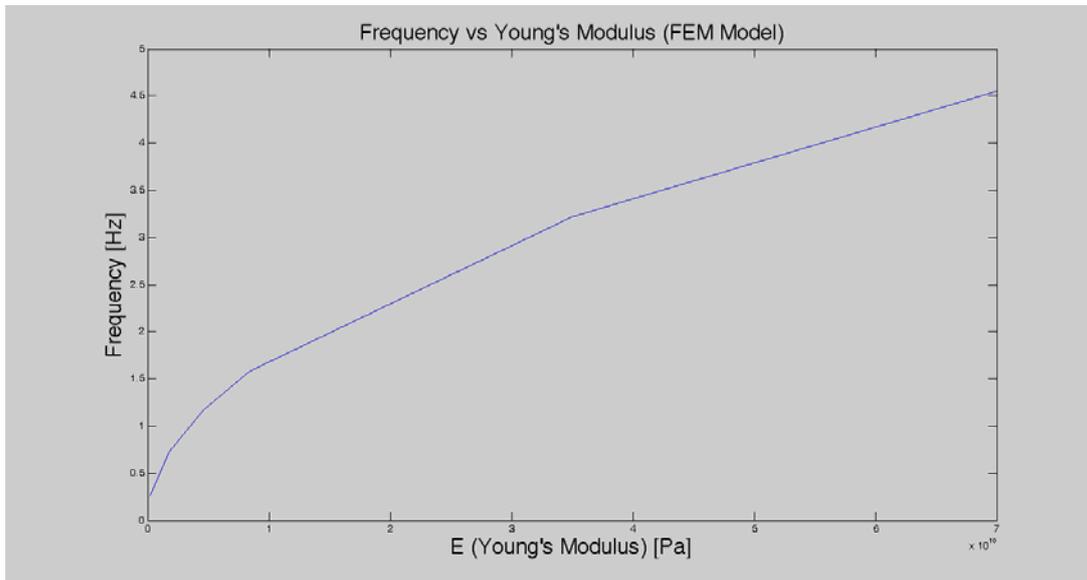
The dynamic analysis was lunched again using 5 different configuration considering different mechanical properties and fissurative patterns in order to reach the maximum concordance between the first fundamental modes.

Figure 17. Frequencies list for different Young elastic modulus.

Obtained Frequencies FEM						
Vibration Mode	Masonry 1		Masonry 2		Masonry 3	
	Freq (rad/seg)	Freq (hz)	Freq (rad/seg)	Freq (hz)	Freq (rad/seg)	Freq(hz)
1	1,71	0,27	4,58	0,73	7,35	1,17
2	1,72	0,27	4,59	0,73	7,37	1,17
3	7,53	1,20	20,08	3,20	32,33	5,14
4	7,56	1,20	20,16	3,21	32,46	5,17
5	17,79	2,83	47,43	7,55	76,38	12,16
6	17,87	2,84	47,63	7,58	76,70	12,21
7	19,73	3,14	52,62	8,37	84,49	13,45
8	24,18	3,85	64,81	10,31	103,84	16,53
9	31,17	4,96	82,94	13,20	133,77	21,29
10	31,28	4,98	83,23	13,25	134,24	21,36

Obtained Frequencies FEM						
Vibration Mode	Masonry 1		Masonry 2		Masonry 3	
	Freq (rad/seg)	Freq (hz)	Freq (rad/seg)	Freq (hz)	Freq (rad/seg)	Freq(hz)
1	9,93	1,58	20,25	3,22	28,64	4,56
2	9,95	1,58	20,31	3,23	28,72	4,57
3	43,67	6,95	89,09	14,18	125,99	20,05
4	43,85	6,98	89,45	14,24	126,50	20,13
5	103,21	16,43	210,56	33,51	297,76	47,39
6	103,65	16,50	211,44	33,65	299,02	47,59
7	114,42	18,21	233,43	37,15	330,06	52,53
8	140,26	22,32	286,13	45,54	404,66	64,40
9	180,82	28,78	368,88	58,71	521,64	83,02
10	181,46	28,88	370,18	58,92	523,49	83,32

Figure 18. Correlation between E (Young modulus) and Maximum Frequencies Modes.



It is observed the increasing of the flexural mode for the Young modulus. In the same way, a reduction of the elastic modulus will cause an important fundamental flexural mode.

Figure 19. First mode detected by different methodologies.

Frecuencia 1º modo		
Modelo teórico	Acelerómetro	Láser
1,58	1,02	1,31

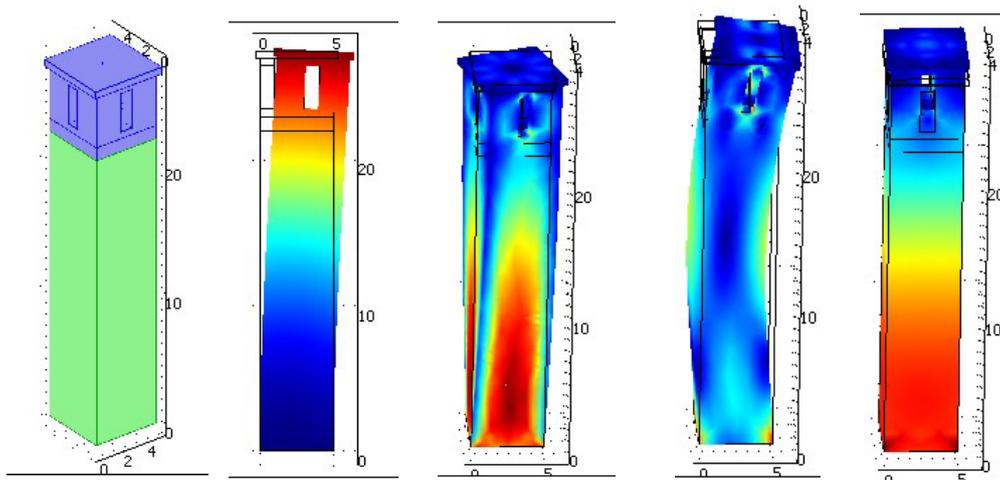
Since from the obtained results, we can summaries the following conclusions:

- The optoelectronic methods is the most suitable to get the fundamental flexural mode (cantilever),
- The conventional testing with accelerometers show far frequencies from the reference determined by the numerical model. Therefore, this methodology does not show reliability in the dynamic analysis with ambient vibrations as the wind.
- The spectral deviation between theoretical and tests is caused by the crack pattern.

Numerical Model of Bell tower of the San Antonio Abad church in Gilet (Valencia)

The model consists of a tower part of 25 meters, 2 metres of solid slab and 3 metres of height in the bell hall and the top cornice of 0.5 metres. The Young modulus is 900 MPa, with Poisson coefficient 0.15 and elasto-plastic type using 500 MPa of yield stress value and damping mass factor of 10 (1/s).

Figure 20. Modal deformation shapes and models for the Gilet bell tower.



a) Solid Model b) flex 0.82 Hz (2), c) 3.85Hz (1) torsion, d) 4.13 Hz (2nd flex) e) 6.50 Hz (elongation)

It is shown the first natural frequencies of the tower joint the church. The flexural mode is close related with the church support height that it was modelled quite simply. In any case, the accuracy in the geometric reconstruction is not reliable, it is considered just to see magnitude order of the spectral response.

5 Conclusions

Dynamic analysis seems to be a good approach to access the structural integrity of the bug size elements but the complexity of the structure could get longer and difficult the assessment. Many professionals trends to avoid this kind of testing for the complexity to obtain a reliable numerical simulation and the correspondence with the experimental data. In the cases of slinness constructions it is more suitable proceed to the application of dynamic test. The torsional and flexural modes are easy to identified, and the signals that contains this type of response or vibration are enhanced to the signal random part regarding the nature of the excitation source.

In the case of fabric brick at Aldaia chimney the deviation between theoretical (1.58 Hz) and the experimental data (1.31 Hz) are related to the crack pattern, the simulation has not reflects the fissures, that's why the tests show lower frequencies.

In the case of Gilet bell tower the deviation theoretical (first approach 2.19 Hz) or (second approach 0.82 Hz) and the experimental test (0.62 Hz) reveals some serious deviation that can be summarise:

- The 0.62 Hz fundamental flexural frequency from the experimental data is not explained by the numerical simulation. The drastic mechanical properties decreasing that explain the data could not be admissible. The crack pattern should be considered.
- The 2.19 Hz fundamental flexural frequency that comes for the first approach numerical simulation is not in agreement with the data. However, it could be related with the torsional modes.

Conclusions from the dynamic test and analysis achieved at Aldaia Chimney.

The structural assessment of the cantilever as the industrial chimney, where the fundamental vibration is the flexural mode, it can be evaluated monitoring the maximum pick in the spectrum range of the natural resonance that comes from the vibration of the structure. Also, the flexural mode implies the maximum relative displacement in the chimney top.

With a sensor lay-out in the top can be performed the test and the optoelectronic system reveals more suitable to detect the first mode. By the other hand, the accelerometers do not detect all the frequencies at any time and it shows some infections due to the wind effect.

The spectral deviation between the theoretical and experimental (with the optoelectronic device) is due to the crack pattern that it is not simulated in the structure. We have the information of the fissures at surface level but not how they propagate inside the structure. Further investigations will be performed to compare the numerical resonance frequencies of the fissurative industrial chimney.

The required energy to excite the harmonics is higher than the fundamentals, so that it is complicated their identification. The main result is to verify using the combination of numerical simulations and the dynamic tests that the wind can excite the fundamental modes and it is possible to detect and identify for optoelectronic methodologies. The fissure presence could explain the deviation frequencies cause the structural rigidity matrix decreasing or the new vibration cavities apparition.

Conclusions from the dynamic test and analysis achieved at Gilet bell tower.

The spectral response shows no coherence between theoretical and experimental data. The lower frequency detected by the radar interferometric is 0.62 Hz, but the simulation placed the fundamental frequency around 0.8 metres and correspond to flexural modes. The next frequencies group are around 3.65 Hz and its torsional. There is no evidence of a spectral group at 2.4-2.8 Hz.

Trying to meet the results, it is possible to reduce the mechanical parameters of the masonry until a Young modulus $E=500$ MPa and Poisson coefficient 0.15. However, these parameters, mainly Young seems to be very low for the typical value. Therefore, it is considered that the numerical simulation should to include the crack fissurative. Also, the experimental data from the FBG (deformation sensors) that enhance the 7.78 Hz could be related with the theoretical 6.5 Hz, because the FBG configuration (see

6 Acknowledgments

Partial investigation of this work has been funding by means the research project “*Sensores fotónicos para la evaluación de estructuras complejas*” DEX-5300000-2008-106 – Funding Organism M. Industria, Comercio y Turismo.

References

- [1] C. Gentile *, A. Saisi: Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment, *Construction and Building Materials* 21 (2007), 1311–1321.
- [2] Augusti G. Borri C. Spinelli P.: Interazione dinamica vento-strutture: impostazione del problema ed alcuni risultati, *Rel. Gen., Proc. Of XII AIAS Nat. Congresso. Napoli* 1984
- [3] Borri C.: Generation procedures of stationary random processes simulating wind time series. *DIC, Sez. Strutture, n.11/88 Università di Firenze* 1988
- [4] Lieblein, J.: Efficient methods of extreme-value methodology, Rep. 74-602, Nat. Bureau of Standard, Washington, D.C.1974
- [5] Cook, N.J.: The designer's guide to wind loading of building structures, Part 1, B.R.E., Butterworths, London 1985
- [6] Grigoriu, M.: Estimates of extreme winds from short records, *J. Struct. Engrg., ASCE*, 110 (1984), 1467-1484
- [7] Panofski H.A., Dutton J.A.: Atmospheric turbulence: model and method for engineering applications, John Wiley & Sons, New York 1984
- [8] Borri C., Zahltan W.: Nonlinear static and dynamic analysis of cooling tower shells, *Proc. X Congresso Naz. A.I.Me.T.A.* 1990, vol I, 245-250

- [9] Bartoli G., Borri C., Sahlten W.: Nonlinear dynamic analysis of cooling towers under stochastic wind loading, IUTAM Symposium on "Nonlinear stochastic mechanics", Turin 1992, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg
- [10] ISMES, Rilievo di vibrazioni sulla Cupola del Brunelleschi in S. Maria del Fiore (Firenze) (in Italian), Rept. REL-DPD-0560, Bergamo 1987
- [11] ISMES, Rilievo di vibrazioni sulla torre di Arnolfo di Palazzo Vecchio in Firenze (in Italian), Rept. REL-DPD-0561, Bergamo 1987

BLOQUE 2
**Técnicas de diagnóstico
estructural y de
intervención en el
patrimonio construido**

Monastery of Salzedas (Portugal): Intervention in the cloister

P.B. Lourenço, L.F. Ramos, G. Vasconcelos

ISISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal

Abstract: A comprehensive program involving inspection, diagnosis, safety assessment and remedial measures of a Cistercian cloister is presented. The cloister was in very bad structural conditions and the consolidations works aimed at stopping further degradation and at preventing collapse. With the objective of keeping the abandoned / ruined condition of the cloister, all works have been hidden, while ample information is available to document the intervention.

1 Introduction

Monastery of Santa Maria de Salzedas (Portugal) recently suffered major works in one of the cloisters. The paper describes the damage, together with in situ and laboratory testing, which allowed to gather the information necessary to establish the need of an intervention and to bound this intervention. The obtained information allowed obtaining a computer simulation of the building, which resulted in clear information on its structural behavior. The details on the consolidation project and the execution works are also provided.

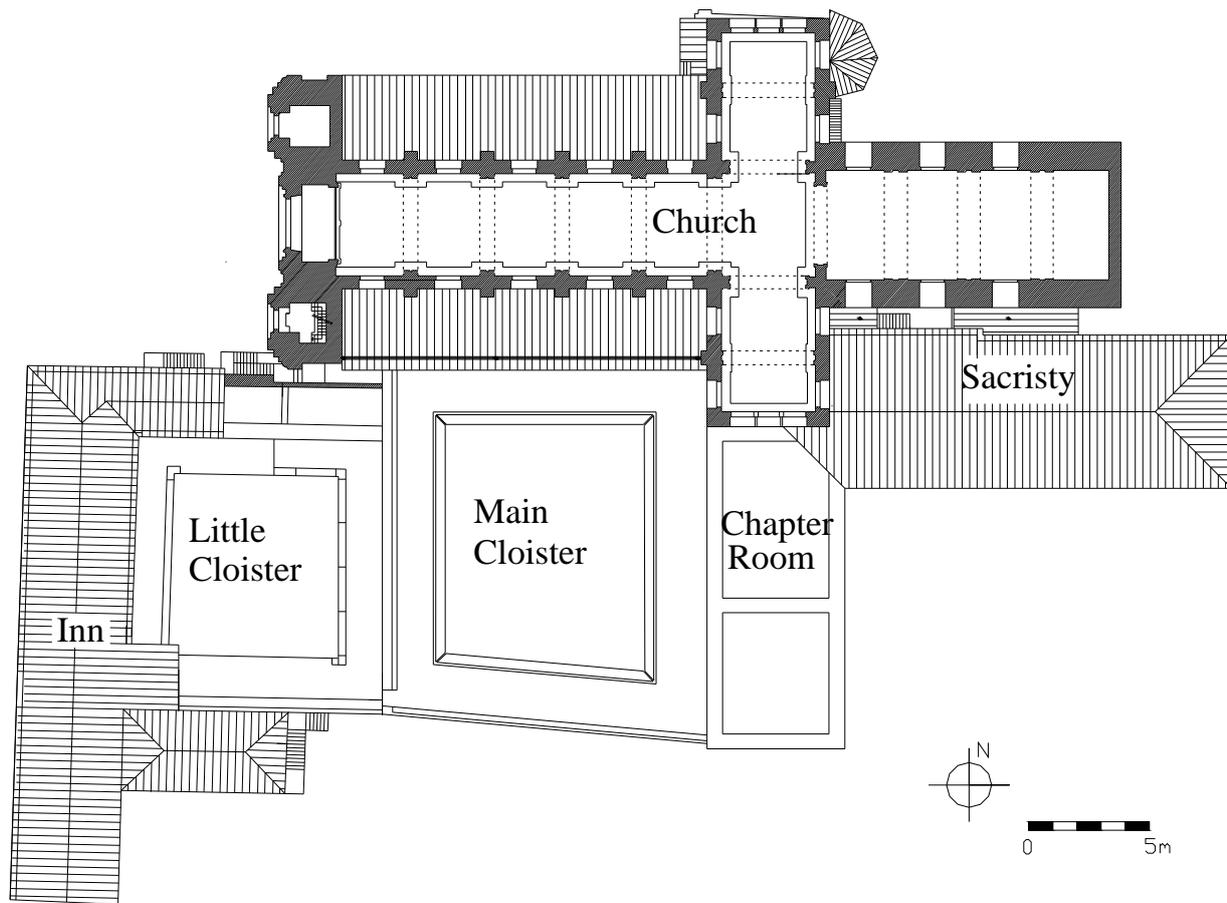
The Monastery and Church of Salzedas are located in Salzedas, Tarouca, and the church was recently classified as a National Monument. The church is essentially set in an urban environment, whereas the monastery is set in a more rural environment (Fig. 1a). The plan dimensions are very large, 75 x 101 m². The monastery and church possess a longitudinal irregular plan with different volumes, typical of a Cistercian Abbey (Fig. 1b). The conservation works addressed here focus in the cloister dated from the 17th century (Main Cloister, in the picture).

The main cloister is regular and substitutes part of the primitive cloisters. It possesses cross vaults in the 1st level and barrel vaults in the 2nd level. The walls, brackets and ribs are made of granite and the vaults are made of brick masonry with clay or masonry filling. After repeated statements of the pre-collapse status of the cloister, the former General Directorate for National Buildings and Monuments (DGEMN) carried out remedial works in 1980/1981 and 1983, including: (a) Demolishing and replacing the vault of the 2nd level of the West wing by a reinforced concrete vault; (b) Dismounting and reassembling the wall separating the large and small cloisters, between the 1st and the 2nd levels. The works do not comply with modern theories of intervention in historical structures and would be, today, very debatable.

Figure 1: Monastery and Church of Salzedas: (a) aerial view; (b) plan and spatial units.



(a)



(b)

2 In situ survey

The condition of the cloister was quite poor, including biological colonization sometimes associated with moisture stains, deterioration of the bricks in the vaults, cracks with variable thickness, crushing of stones and excessive movements in walls and vaults, see Fig. 2. Vertical displacements up to 35 mm were measured at the key of the crossed vaults of the 1st level. All the walls of the cloisters exhibit large horizontal movements that lead to the separation between the vaults and the walls, in a clear lack of verticality. The out-of-plumb displacement of the internal walls reaches values of 0.18 m, 0.14 m, 0.09 m and 0.07 m in the wings West, South, East and North, respectively. The brackets supporting the crossed vaults of the first level show signs of compression/shear damage. This can be explained by the tilting movement of the walls. The absence of connection between the infill of the crossed vaults and the walls resulted in a much localized area to transfer the load, i.e. only the brackets. Also, a significant number of bricks show deterioration, particularly around the cracked areas, due to frost-thaw cycles and water infiltration. Other perturbing signs, less relevant from the structural point of view, include damage of the stone due to freeze-thaw cycles, efflorescence and biological colonization

Figure 2: Examples of observed damage: (a) cracks; (b) large movements; (c) material damage and deterioration.



(a)



(b)



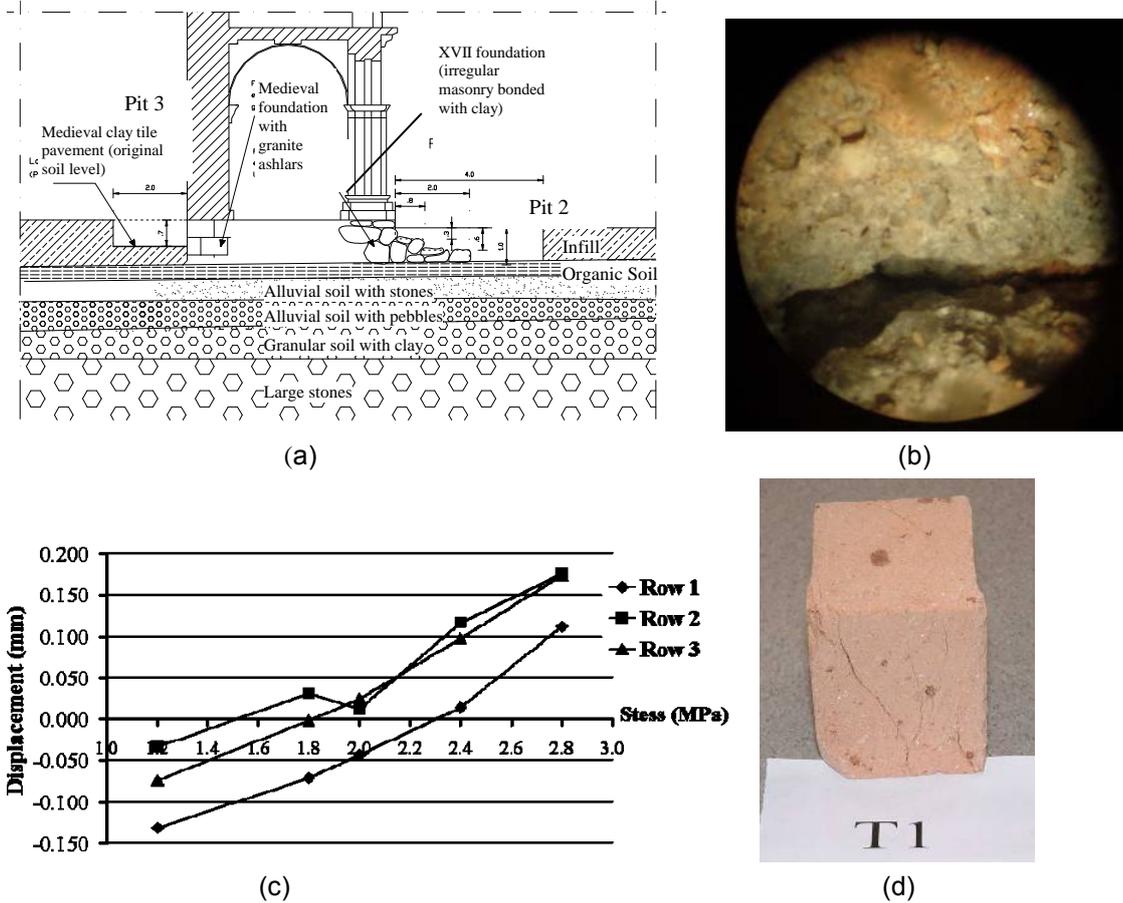
(c)

3 In situ testing and laboratory investigation

In order to better characterize the materials, to justify the observed damage and to define corrective measures, an experimental in-situ and laboratory testing program was carried out, see Fig. 3. The soil and foundation survey consisted of seven boring holes and three pits to define the mechanical and physical characteristics of the soil and foundations. It was possible to define a layered soil consisting of an infill of clayey nature (1.1 m), organic soil (0.30 m), alluvial soil with medium large stones, naturally wounded and worn by the action of water (0.60), alluvial soil with pebble (0.50 m). Between 2.5 and 2.7 m depth, the soil is granular with some clay and below 2.7 m

depth large stones, with a size of 0.30 m to 0.40 m are found. The foundation soil exhibits moderated resistance and large heterogeneity for depths between 1.0 and 1.8 m, were supposedly all the cloister foundations are set. The foundations for the walls seem to be medieval and of good quality, but the foundations of the cloister columns are inadequate. These irregular masonry foundations are unable to distribute the loads over a significant soil area and the foundations depth around 1.0 m seems to indicate that the foundations were built on top of the original pavement level, directly on organic soil.

Figure 3: Some results of in situ survey and laboratory testing: (a) soil survey; (b) rigid boroscope observation; (c) flat jack testing; (d) sample for testing the brick compressive strength.



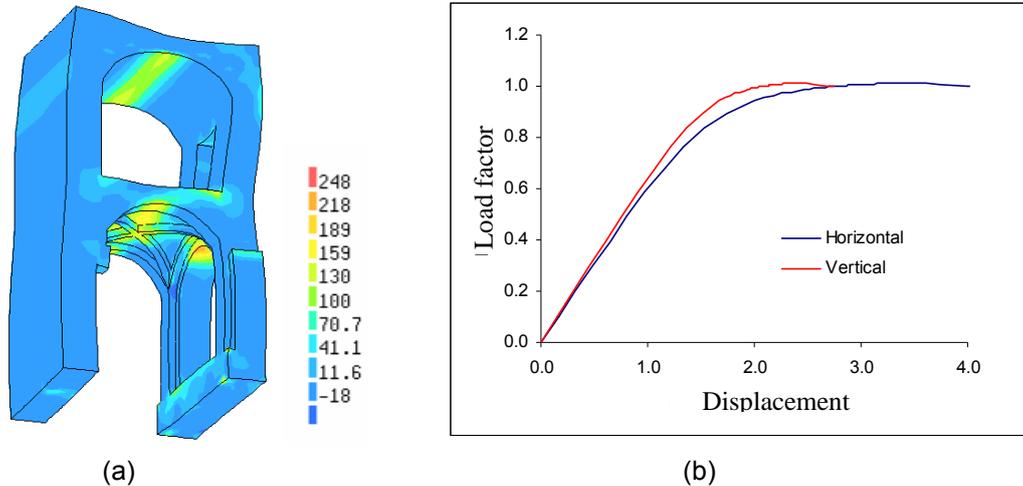
In order to characterize the inner constitution of vaults and walls, a few bore holes and several cracks were inspected with a rigid endoscope. The inspection allowed several conclusions, among which: (i) vaults are made with clay brick masonry with 0.22 m thickness. Infill material in the 1st level is soil and infill material in the 2nd level is a sort of rubble masonry. Separation between the two materials was not found; (ii) walls are made with large granite stones, with dry joints or a thin clay joint. The clay joint seems to be washed out around the cracks and in the external part of the wall due to weathering. An internal core of weaker mechanical characteristics was not found; (iii) internal longitudinal cracks that would compromise the stability of the walls under vertical loading were not found. As a result of the inspection with the rigid endoscope, it was concluded that the granite walls of the cloister are adequate and there is no danger of collapse due to desegregation under vertical loading. Coring and other techniques to estimate the strength of the walls were considered not necessary and it was decided to carry out two simple flat-jack tests. In order to confirm the internal constitution of the vaults and to characterize the mechanical behavior of the brick masonry, three $\square 75$ mm cores were extracted from the vault. The cores confirmed the borehole observation.

The plaster, vault infill and mortar from the brick masonry of the vaults were characterized with X-ray diffraction, non-soluble residual and burn loss tests. The bricks were characterized with absorption tests and uniaxial compression tests. The mortar from the brick masonry was also characterized with uniaxial compression tests. The representative samples were extracted from the construction or the cored samples. The tests indicated the composition of the plaster and mortar (1:3 in volume) and the composition of the vault infill. The bricks are of low quality and non-durable, with an absorption in cold water around 20% and a volume mass of 1560 kN/m³. The obtained Young's modulus and strength for the bricks were 7300 MPa and 5.2 MPa, respectively. The obtained Young's modulus and strength for the mortar were 8600 MPa and 3.8 MPa, respectively. With these results it is possible to estimate the strength of the brick masonry.

4 Safety assessment

The objective of the structural analysis carried out was the safety assessment of the cloister and the definition of remedial measures, see Fig. 4. The results from the survey and testing were adopted to define the geometry, constituents and properties. Different materials were used for the vaults, walls and infills. For the actions, only the self-weight of the structure was considered. Appropriate periodic boundary conditions have been added along the longitudinal direction, whereas no boundaries were added in the transverse direction, as a lower bound representation of central part of the South wing. The obtained deformation for the self-weight indicates a movements inwards to the court of the cloister, as observed in the actual structure. Thus, the structure seems to presents insufficient buttressing in the internal walls.

Figure 4: Examples of the results of the structural analysis: (a) maximum (tensile) principle stresses from a linear elastic analysis with a 3D model of the periodic cell of the cloister: (a) load-displacement diagram in a non-linear analysis.



The maximum tensile principal stresses are found at the key of the barrel vault of the 2nd level, at the key of the cross vault of the 1st level and at the key of the door arch in the 1st level. The maximum value of the principal stresses are +0.25 MPa and - 0.6 MPa, which are relatively moderate values. The model adopted for non-linear behavior replicates the most significant damage observed in the structure, including separation between vault and walls, and longitudinal cracking in the vault. Also the model predicts no remaining capacity of the structure in terms of additional vertical load. It is stressed that this statement holds only in the case of the weak foundation found. If the foundations are assumed as rigid, the ultimate load of the structure increases considerably.

The conclusions of the numerical analyses together with the inspection allowed to conclude that: (a) the non-symmetry between the internal and external walls of the cloister result in inwards movements in the direction of the court, as observed in the construction; (b) a linear elastic analysis of the construction results in very limited displacements and moderate stress values. The large displacements observed in the construction require a geometrical and physical non-linear analysis; (c) in order to obtain horizontal displacements of magnitude comparable to the values observed in the structure, it is necessary to consider the soil-structure interaction. It seems therefore that the foundations play a key-role in the observed damage; (d) the large movements recorded in the construction and the deterioration of the brick vaults indicate that the safety level of the structure is not compatible with any use and immediate intervention was necessary.

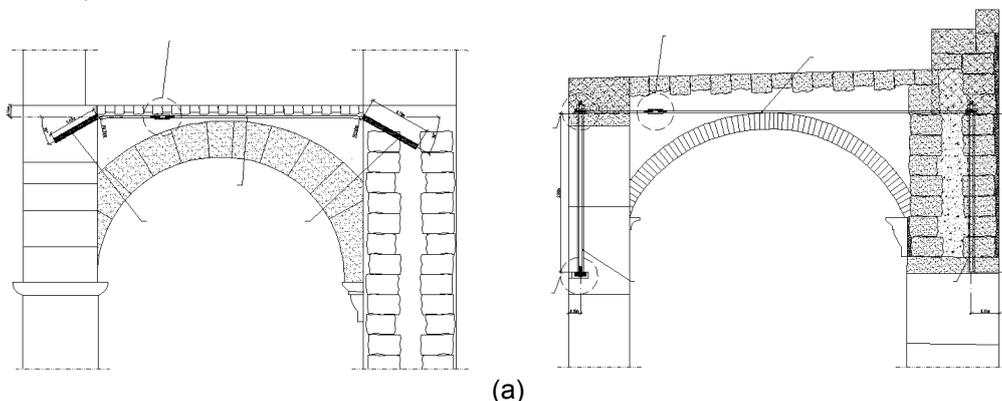
5 Remedial works

The cloister required consolidations works and the proposed solution included repositioning the walls in plumb, elevation / re-centering vaults and arches, and hidden tying of the walls as an additional strengthening, see Fig. 5. This strategy resulted from the inspection, diagnosis and safety assessment, and from the previous experience of the stone master in charge of the works (Humberto Reis de Sousa), as a joint decision by the authors and the technicians in charge of the monument (Architects Angela Melo and Jorge da Costa from the Cultural Property Service, Porto). The option not to intervene in the foundations was made from the beginning, as: (a) the intervention would need to be very invasive; (b) it would lead to the destruction of the buried remainings; (c) the authors believe an intervention in the superstructure is sufficient to stabilize the structure. In the modern spirit of a step-by-step minimal intervention, the owner was alerted to the fact that a (possible, but unlikely) intervention in the foundations might be required in the future.

The viability of the proposed works depended on the possibility of cracked masonry to accommodate movements and the technical capability of the contractor, as the structures would be moved but not dismantled. The operation entails some risk due to the precarious stability, significant weight and non-monolithic behavior of part of the structure. The operation was made possible only by the careful execution of the stone mason Humberto Reis de Sousa, which knew how to straighten and move structures walls using hydraulic jacks, cable tensioning tools and adjustable props.

All metallic elements are in stainless steel AISI 316, which provides the highest corrosion resistance. The ties are applied only in the wings that exhibit larger damage, possibly due to the lack of external transverse walls. The ties are placed in the vault infill, meaning that the horizontal thrust from the vault is not aligned with the tie. This non-alignment produces a bending moment, which is balanced by vertical stitching (or reinforcement) for the 2nd level and an uneven vertical distribution of stresses for the 1st level. This uneven distribution of stresses, which does not provoke any tensile stresses, is possible due to the weight of the upper structure.

Figure 5: Examples of consolidation works: (a) strengthening adopted for 1st and 2nd level: (b) applying torque and final aspect after the intervention.





(b)

All ties possess a coupling element capable of adjusting the tie. In the 2nd level, the ties are connected to a vertical bar inserted in a fabric sock, capable of containing the injected grout. As the masonry in the internal walls is made of large ashlar, additional anchorage is provided with a transverse element. For the internal walls, sufficient bond occurs in the contact with the irregular masonry. In the 1st level, vertical bars are not needed, and the ties are directly anchored to the walls at a 30° angle. Besides the works shown, protection against rainwater infiltration and drainage of rainwater were also carried out. A PVC membrane was installed in the 2nd level roof and new gargoyles were designed. The final aspect of the cloister, with the exception of the 2nd level roof is of the previous untouched antique.

Evaluación de las características resistentes de los muros de los edificios de la manzana Escodines de Manresa (Barcelona).

C. Díaz¹, A. Griera², C.Cornadó³, P. Santamaría³

¹Prof. Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña

²Prof de la Fundación Universidad Politécnica de Cataluña

³Prof. de la Universidad Politécnica de Cataluña

Resumen: La construcción de un gran edificio de nueva planta con tres plantas de sótano en la proximidad de un grupo de edificios antiguos entre medianeras ubicados en una manzana del casco antiguo de Manresa, aconsejó llevar a cabo un exhaustivo estudio previo sobre el estado de dichos edificios antes de emprender las obras. Entre las actuaciones incluidas en el estudio, se realizó un levantamiento gráfico pormenorizado de las técnicas constructivas y de las lesiones que presentaban cada uno de ellos, y se programó un plan de ensayos que incluía la ejecución de pruebas presiométricas en los muros de piedra, tierra y ladrillo de los viejos edificios, con el fin de disponer de referencias parametrizadas de sus condiciones de resistencia a la compresión. En la presente comunicación se resume el proceso de análisis seguido y se comentan los resultados obtenidos en dichas pruebas.

1 Objeto del estudio

Los nueve edificios de entre dos y cinco plantas que constituyen el objeto del estudio se sitúan en la manzana limitada por las calles Escodines, Montserrat y Sant Antoni del casco histórico de Manresa. En dicha manzana se optó por derribar la mitad de los edificios con fachada a la calle Montserrat para construir un edificio de viviendas de varias plantas de altura y tres sótanos destinados a aparcamiento de vehículos. Con el derribo, las fachadas posteriores de los viejos edificios quedaron al descubierto, rompiéndose los puntos de contacto con los edificios derribados. En dicha manzana la mayor parte de los edificios datan de finales del siglo XVIII y principios del XIX, y algunos de ellos se construyeron sobre los restos de construcciones anteriores. La finalidad del estudio consistió en evaluar el estado de los edificios conservados y definir las medidas preventivas a adoptar en el proceso de construcción del nuevo edificio contiguo.

En el estudio se incluyó un levantamiento gráfico pormenorizado de las técnicas constructivas y de las lesiones que presentaban cada uno de de los edificios; se programó un plan de ensayos que incluía la ejecución de pruebas presiométricas en los muros y de pruebas de penetración en la madera de las vigas y viguetas de los forjados, con el fin de disponer de referencias parametrizadas para la evaluación de sus condiciones resistentes. El estudio también incluyó la realización de un plan de pruebas de vibración con acelerómetros para verificar los efectos sobre los edificios de la maquinaria prevista en la excavación del terreno rocoso y en el proceso de construcción del muro pantalla próximo a la parte posterior de los viejos edificios.

Figuras 1, 2 y 3. Fotografías antes y después del derribo





2 Descripción técnico-constructiva de los edificios. Toma de datos

El estudio se inició con un levantamiento geométrico de las plantas, alzados y secciones de los edificios, que se completó con la realización de numerosas calas en los diversos elementos constructivos para determinar de una forma precisa los materiales constituyentes y las secciones constructivas de los diversos elementos.

Se trata de edificios construidos con técnicas tradicionales. En muchos de ellos se puede descubrir la existencia de diferentes fases constructivas. En un principio eran construcciones de planta baja y piso a las que posteriormente se les adicionó más plantas. Además de ir creciendo en altura, en un momento determinado el acceso a los edificios se modificó, al desaparecer el pasaje que transcurría por la fachada posterior y abrirse la actual calle Escodines y sus anexas que cierran la manzana.

Se constató que son construcciones muy heterogéneas por lo que se refiere a los materiales utilizados, debido en buena parte a su construcción en etapas y, también, a las formas habitualmente utilizadas en el lugar. Se observa, como característica más determinante, una importante carencia de trabazón entre los distintos elementos que los componen.

Figura 4. Plano general planta baja



Figura 5. Plano general planta primera



Dentro de su heterogeneidad, se descubren las siguientes pautas más o menos generalizables:

- a) muros de planta baja construidos en piedra (mampostería ordinaria o no concertada). Grosos comprendidos entre 45 y 62cm
- b) muros en plantas superiores con presencia dominante de adobe (el “tovot” manresano) o tapial. Grosos comprendidos entre 20 y 50cm
- c) en algunos edificios aparecen pilares de piedra que arrancan del muro de piedra de planta baja y que llegan a lo más alto del edificio, apoyándose en ellos vigas de madera que van recibiendo las viguetas. En estos casos, entre pilares aparece un muro de adobe o de tierra a modo de cerramiento o plementería, en el cual también apoya la viga de madera que recibe las viguetas.
- d) forjados a base de viguetas de madera y revoltón formado con rasillas cerámicas o ladrillos del mismo material. En los sótanos y plantas bajas se pueden hallar algunas bóvedas de piedra o cerámica.

Cabe hacer mención que muchos edificios habían sido objeto de refuerzos anteriores, en especial en las vigas y viguetas de madera, y en algún caso, en los muros.

La siguiente fase consistió en la localización y representación de los daños aparentes que presentaban los edificios. Para ello se hizo un levantamiento completo tanto de las grietas y fisuras como de otros daños tales como deformaciones síntomas de ataques bióticos, etc. En el estudio se propuso la colocación de testigos y comparadores en las grietas más críticas o indicativas y su seguimiento durante la construcción de la obra vecina, en especial durante la construcción de los sótanos y la pantalla de micropilotes.

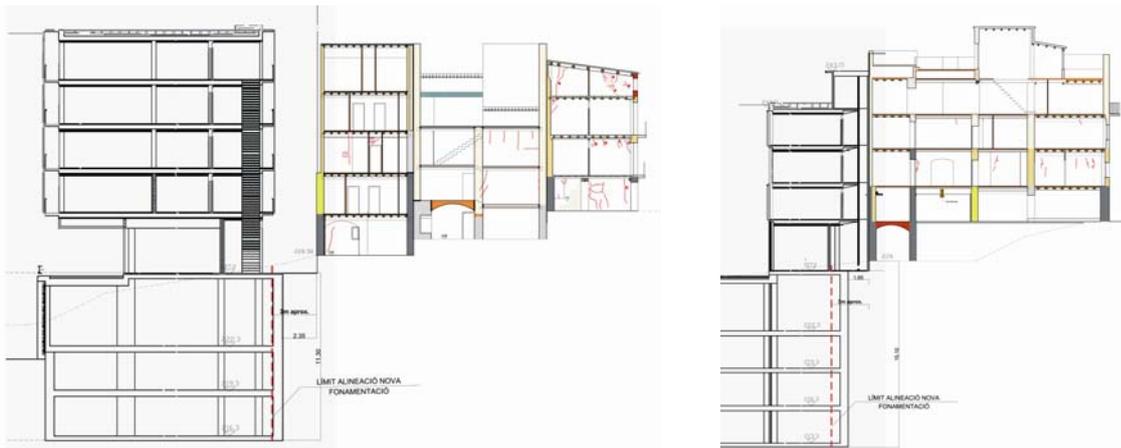
Figura 6. Plano de planta sótano de los edificios existentes y muro pantalla proyectado del nuevo edificio vecino.



Figura 7. Plano de planta primera de los edificios existente y nuevo edificio vecino.



Figura 8. Plano Secciones de los edificios existentes y proyecto de nuevo edificio vecino.



3 Plan general de pruebas y ensayos

El plan de pruebas y ensayos que se diseñó y realizó con anterioridad al inicio de las obras del nuevo edificio, incluyó las siguientes actuaciones.

- a) Control experimental de las vibraciones durante la realización de trabajos de construcción con maquinaria
- b) Estudio de los parámetros mecánicos de un muestreo de los techos de madera
- c) Estudio de los parámetros mecánicos de un muestreo de los muros

Se pretendía con ello disponer de datos para evaluar analíticamente la seguridad de los elementos estructurales primarios de los edificios y conocer los efectos mecánicos de las vibraciones inducidas en los edificios por la maquinaria utilizada durante la excavación y la construcción del muro pantalla a base de micropilotes.

Por lo que se refiere a las vibraciones, los ensayos se eligieron con el objeto de valorar el nivel de vibración producido en puntos significativos de las edificaciones durante la maniobra de perforación. Se realizaron medidas en la cimentación, forjados y paredes de edificios colindantes a la zona de perforación. Para ello se dispuso de un equipo de medida extensométrica con acelerómetros piezoresistivos fijados a diversos puntos seleccionados de los elementos estudiados. Los resultados obtenidos permitieron descubrir niveles de vibración excesivos en los muros de dos de los edificios, lo cual indujo a proponer el cambio del sistema de excavación previsto y a retrasar la ubicación del muro pantalla en parte de su trazado. Por otra parte, se recomendó el control de los niveles de vibración mediante sismógrafos durante la fase de construcción del nuevo edificio

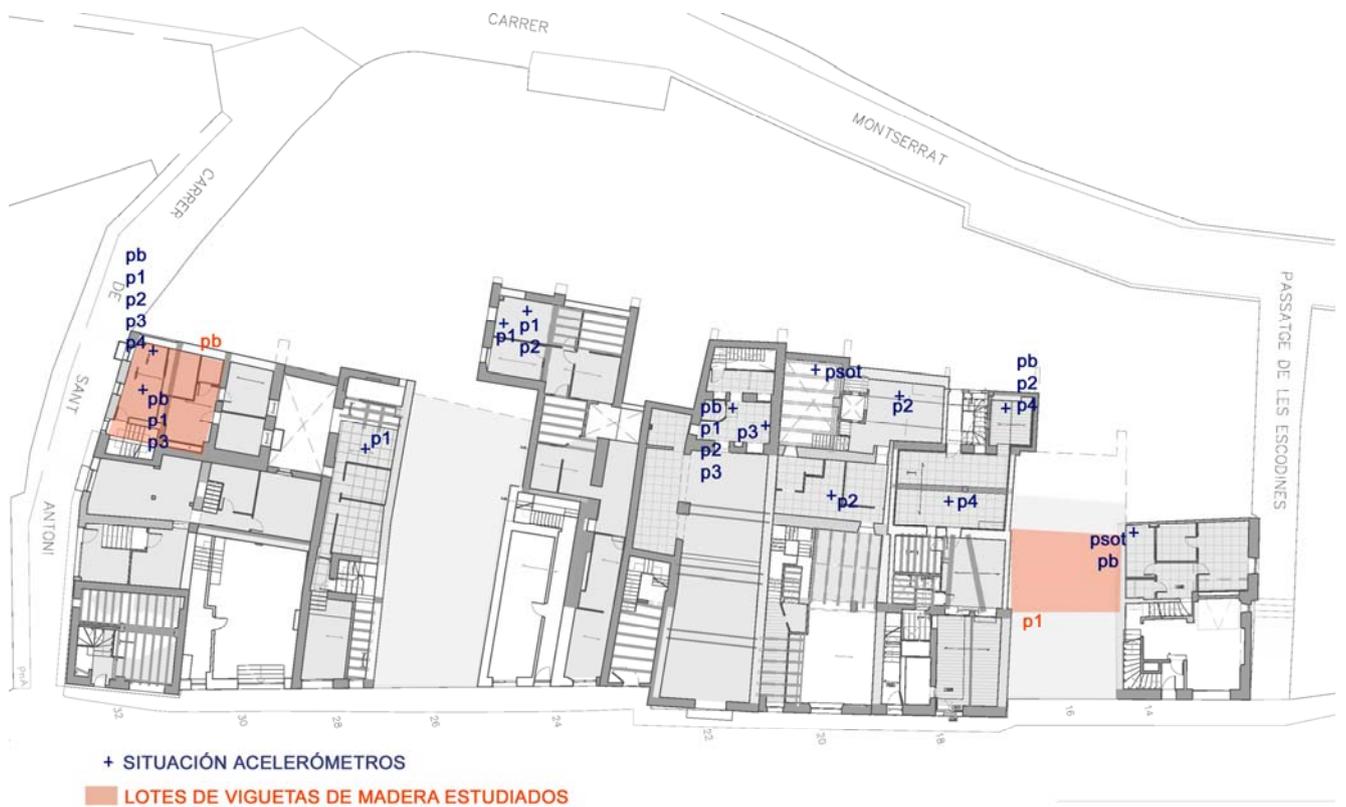
De los techos de viguetas de madera se tomaron muestras en dos condiciones ambientales diferentes: algunas en viguetas que presentaban síntomas de humedad y otras en viguetas situadas en un ambiente seco. Sobre dichas muestras se realizaron ensayos del tipo PiE, extracción de microprobetas, y ensayos PiR de penetración con broca informatizada.

El método PiE consiste en la extracción de microprobetas cilíndricas perpendiculares a las fibras. Una vez obtenidas las microprobetas se ensayan en laboratorio y se obtienen los parámetros resistentes y defomacionales a compresión perpendicular. Además, la observación detallada de la muestra permite identificar con claridad la especie de la madera ensayada. Los resultados de dichos ensayos permitieron extraer resultados de resistencia y fundamentar la recomendación de sustitución funcional de algunos tramos de forjado.

Figuras 9 y 10. Medición vibraciones mediante acelerómetros y Ensayo con penetración de broca informatizada para viguetas de madera



Figura 11. Localización de los ensayos con acelerómetros y ensayos en la madera



Los ensayos mecánicos realizados en los muros de los edificios se comentan detalladamente en el punto siguiente

4 Los ensayos presiométricos en los muros

Se realizó un plan de ensayos para la ejecución de pruebas presiométricas en los muros de piedra, tierra y ladrillo de los viejos edificios, con el fin de disponer de referencias parametrizadas de sus condiciones de resistencia a la compresión.

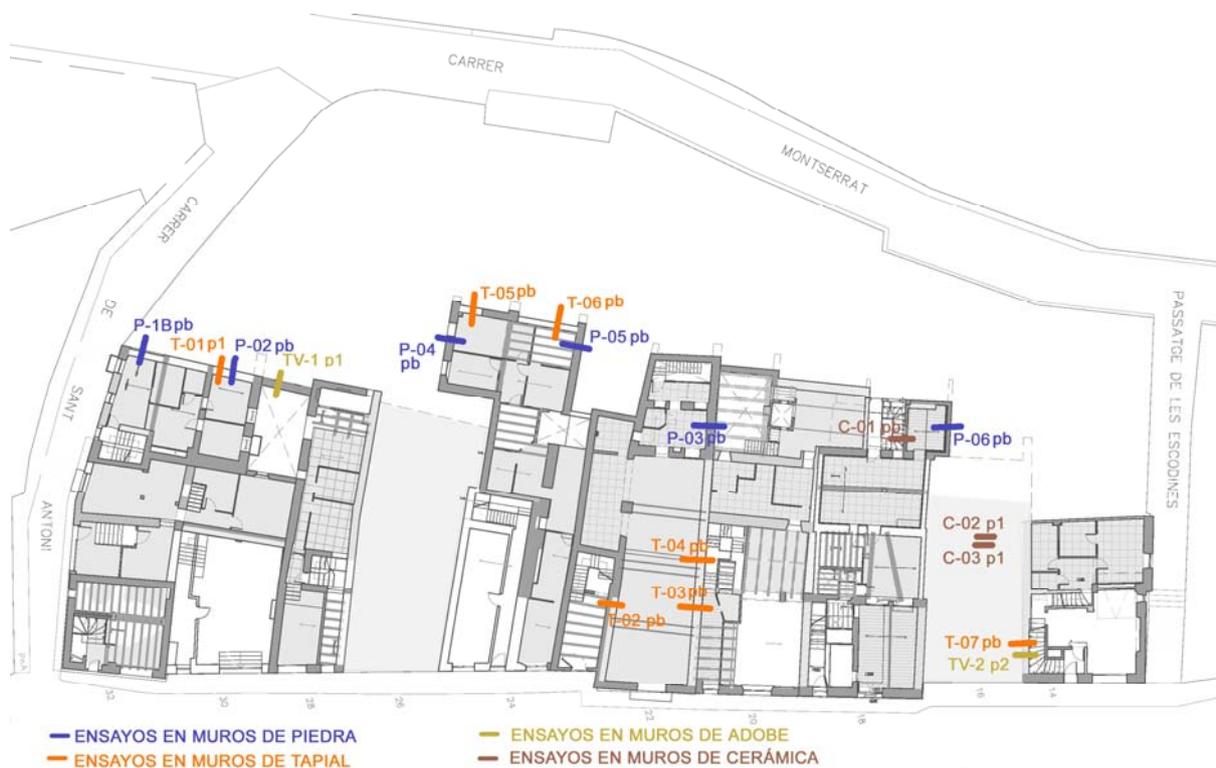
Los puntos de ensayo se eligieron priorizando las zonas más cargadas de los edificios y las variantes de los distintos materiales que conformaban los muros. El número total de ensayos realizado fue de 18 de los cuales 9 se realizaron en muros de tierra (2 en adobe y 7 en tierra vertida con tapiador), 6 en muros de piedra de mampostería no concertada y 3 en muro de fábrica ladrillo. La localización y el número de los ensayos estuvo fuertemente condicionada por las posibilidades de acceso a las viviendas y las dificultades de maniobrabilidad del utillaje necesario para la ejecución de los taladros. En especial, estas circunstancias limitaron el muestreo en la fábrica de ladrillo, en la que sólo se realizaron ensayos en situaciones no óptimas.

El método de ensayo aplicado, denominado (PiD), consta de las siguientes operaciones correlativas:

1. Ejecución de la cavidad con máquina perforadora rotacional de diámetro comprendido entre 70-80 mm, en función del tipo de sonda a introducir. La cavidad efectuada debe atravesar el muro.
2. Introducción de la sonda de material elastómero y diámetro externo coincidente con el de la cavidad. Medida de la superficie de contacto sonda – cavidad.

Provisión de presión homogénea por el interior de la sonda y medida por escalones de carga de los pares de valores presión – deformación radial de la sonda, lo cual nos facilitará la gráfica buscada de tensión – deformación.

Figura 12. Situación de los ensayos en muros.



El ensayo se considera finalizado cuando se presenta uno de los acontecimientos siguientes:

- comportamiento frágil: cuando se producen las primeras roturas,
- comportamiento dúctil: cuando la relación tensión-deformación señala el inicio del comportamiento de la fase plástica del material ensayado. En este caso, el indicador es únicamente deformacional, sin alcanzarse la fase de rotura en el material.

Figura 13. En la imagen se observa, tanto desde el interior como del exterior, el proceso de colocación de la sonda en un muro de mampostería ordinaria.



En los cuadros adjuntos se incluyen las tensiones de rotura y los módulos de elasticidad obtenidos para los muros de piedra y de tierra, en sus dos modalidades de tapial y adobe. Las condiciones de ensayo impidieron validar los resultados en los muros de ladrillo, si bien el grosor de los mismos en relación a la carga que soportan, la escasez relativa de tramos de carga y el estado exento de fisuración y pandeo permitía presuponer que no constituían puntos débiles en el estado tensional de los edificios.

Tabla 1: Resultados ensayos muros de tapial

CLAVE	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)
T-01	0,810	7,46
T-03	0,538	7,34
T-04	0,385	4,12
T-05	0,602	7,15
T-06	0,312	2,01
T-07	0,480	9,24

Tabla 3: Resultados ensayos muros de mampostería

CLAVE	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)
P-1B	2,696	32,48
P-02	1,547	24,14
P-03	0,720	9,49
P-04	0,798	16,22
P-05	0,894	20,72
P-06	0,978	18,62

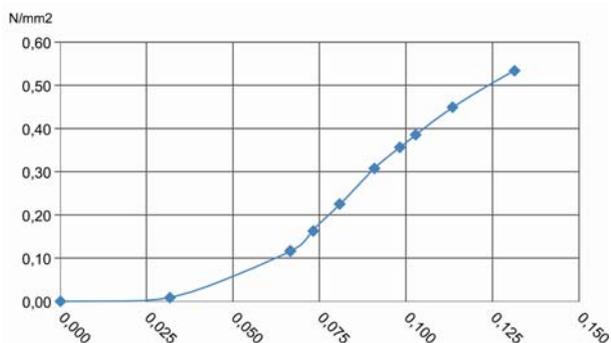


Gráfico tensión-deformación T-03

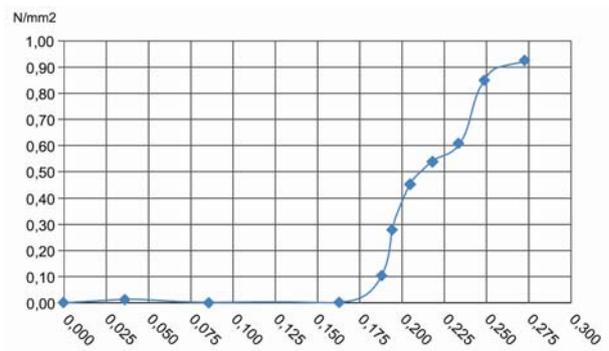


Gráfico tensión-deformación P-05

Tabla 2: Resultados ensayos muros de adobe

CLAVE	σ_u (N/mm ²)	E (N/mm ²)
TV-01	0,658	6,29
TV-02	0,596	7,60

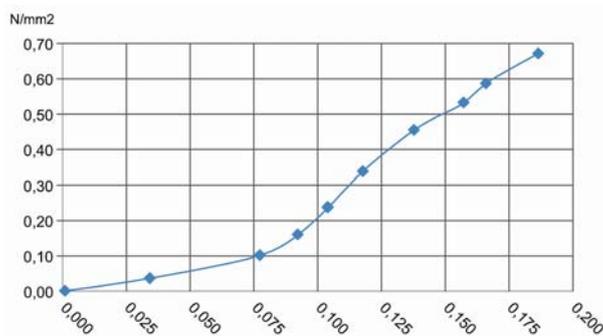


Gráfico tensión-deformación TV-1

En relación a los resultados obtenidos en dichos ensayos, cabe observar lo siguiente:

- Las tensiones de rotura o de inicio de fase plástica halladas cabe interpretarlas como las propias de los elementos constructivos ensayados, con las dispersiones habituales típicas de las construcciones históricas, lo cual hace aconsejable que se tienda a realizar lotes de diversos ensayos para cada tipo de elemento, con el fin de conseguir tensiones características fiables.
- La factibilidad de la realización de los ensayos en los muros de mampostería no concertada, con situación aleatoria de las juntas en su sección, hace patente la carencia de huecos interiores y la calidad del mortero de cal de la fábrica, sin alteraciones importantes en su cohesión que hayan inducido, con pocas excepciones, a deformabilidades diferenciales en la sonda que invaliden el ensayo.
- Los resultados ligeramente superiores del adobe respecto a los del tapial se puede interpretar que son debidos a la contribución de las juntas del mortero de cal en la resistencia final.
- La comparación de los gráficos tensión-deformación de los diversos tipos de muro constata la mayor fragilidad de los muros de piedra en relación a los de tapial y adobe, al ser en los primeros mucho más brusca y pronunciada la pendiente de la curva en la fase anterior a la fractura.
- La carencia de resultados validables en la fábrica de ladrillo es debida fundamentalmente a la localización concreta de dos de los tres ensayos realizados en pilares de uno de los edificios, con posibilidad de libre deformación en el sentido transversal a las cargas gravitatorias, lo cual explica la rápida descompresión y fisuración del elemento al recibir la presión circular del ensayo.

5 Consideraciones finales

La gran heterogeneidad de los diversos elementos estructurales y, de forma muy especial, la de los muros, con presencia de pilares y vigas dividiendo paños de materiales diversos, así como las dificultades para conseguir un muestro homogéneo y completo considerando las diversas variantes presentes, relativiza la fiabilidad de una evaluación de los edificios fundamentada exclusivamente en una modelización analítica o método de cálculo que adopte como parámetros únicos los resultados de los ensayos realizados. En mayor o menor grado, ésta es la situación

que suele darse en las edificaciones de una cierta antigüedad ubicadas en los centros históricos de las poblaciones, en cuya evaluación se hace recomendable considerar, de forma conjunta, junto a los resultados de los ensayos, los daños que presenta, los datos históricos, la resolución constructiva global del edificio o la existencia de un cierto código constructivo racional y, más concretamente, sus condiciones de rigidez y arriostramiento.

De todas formas, es evidente la importancia y conveniencia de los datos facilitados por los ensayos y aplicados a los subsiguientes modelos analíticos, en tanto que permiten disponer de potentes referentes sobre la variada casuística que ofrecen los edificios, con el fin de tomar con el necesario criterio y objetividad decisiones sobre su nivel de confianza o sobre la necesidad de emprender actuaciones inmediatas o medidas preventivas que aumenten hasta niveles asumibles su seguridad.

Application of FRP strengthening to masonry structures

D. V. Oliveira and P. B. Lourenço

ISISE, University of Minho, Guimarães, Portugal (danvco@civil.uminho.pt)

E-mail: danvco@civil.uminho.pt

E-mail: pbl@civil.uminho.pt

Abstract: This paper presents the experimental work carried out recently at University of Minho concerning the strengthening of masonry structures with composite materials. A first set of tests is related to the characterization of the experimental behaviour of clay brick masonry arches strengthened with GFRP composites. Twelve arches subjected to a load applied at the quarter span were tested under displacement control up to failure. The arches were built using handmade low strength bricks and lime-based low strength mortar, trying to replicate ancient structures. Five different strengthening arrangements, including the use of spike anchors, were studied. The experimental results provide significant information for validation of advanced numerical models and analytical tools, and for code drafting. A second set of experiments is devoted to the experimental characterization of the structural behaviour of three-leaf walls, made of two granite masonry external leaves and an inner leaf built with granite scrablings and mortar, without any compaction. In total, ten walls strengthened resorting to transversal tying by means of GFRP bars, injection and both techniques applied simultaneously, were tested aiming at capturing the detailed structural behaviour. Globally, all strengthening techniques used showed to be effective.

1 Introduction

As part of the cultural heritage, historical masonry constructions require particular attention. Through centuries, these structures have accumulated structural damage caused by loading, environmental actions, soil settlements, lack of maintenance, as well as due to exceptional events as earthquakes. Taking into account that many of these masonry structures are of considerable architectural and cultural value, the definition of cost effective repair/strengthening procedures complying with structures' significance and able to re-establish safety and lost performances (ICOMOS 2001) are current issues in scientific research.

Among the materials used to repair or to upgrade existing civil engineering structures, there has been an increasing interest in the use of fiber reinforced polymer (FRP) composites, either in the form of externally bonded or near-surface mounted reinforcements. FRP exhibits several advantages, such as low specific weight, corrosion immunity, high tensile strength, adaptability to curved surfaces and ease of application, which makes it attractive and cost effective to be used in repair/strengthening works. However, FRP is a brittle material and its behaviour has to be further investigated, particularly with respect to durability. Schwegler (1994) and Saadatmanesh (1994) were the first researchers to analyze the use of FRP for the strengthening of masonry structures. Following these initial studies, several experimental works have been carried out (Ehsani et al. 1997, Kolsh 1998, Triantafillou 1998) showing that this technique is effectively valid as an option to repair or strengthen masonry structures.

2 Tests on masonry arches

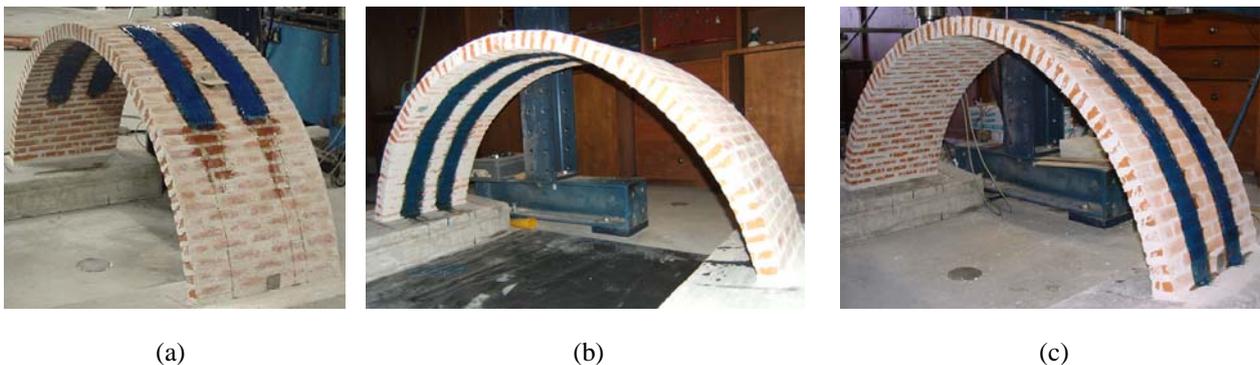
An experimental program on the behaviour of brick masonry arches, with and without FRP strengthening arrangements, was carried out at University of Minho. The experiments were carried out on twelve half-scaled models subjected to a monotonically increasing vertical displacement applied at the quarter span and up to failure. Different strengthening strategies were tested. The curved shape of arches together with the advantages related to the use of glass instead of carbon fibers when dealing with masonry, have led to the adoption of glass FRP strips bonded externally

to masonry, either at extrados or intrados surfaces. Experiments included also the characterization of mechanical properties of materials and components, as well as of the FRP-masonry interface. Detailed results on all these tests can be found elsewhere (Basilio, 2007).

Each arch specimen was fabricated with 59 brick courses, disposed in a single ring, and characterized by a 750 mm internal radius, 450 mm width and 50 mm thickness. Arches reached an effective internal span of 1467 mm (thickness/span ratio of 1/29) and an effective internal rise of 593 mm (rise/span ratio of 0.40). The mortar joints were kept with a constant intrados thickness of approximately 10 mm. Four different sets of arches were studied, as represented in Table 1. The first set was composed by two reference arches without any strengthening (US1 and US2). The other three sets were composed by arches with different strengthening arrangements. Because arches US1 and US2 were not tested up to their complete failure, it became possible to strengthen them by means of a localized strengthening arrangement composed of two GFRP strips of 80 mm width each, placed over the hinges at either the intrados or the extrados (second set - specimens LS1 and LS2), see Figure 1a. The third set was composed by four undamaged arches strengthened with two continuous GFRP strips of 50 mm width each at the intrados (specimens CSI1 to CSI4), Figure 1b. In the fourth and last set, four undamaged arches were continuously strengthened at the extrados. Within this set, two arches were strengthened with two GFRP strips of 50 mm width each (specimens CSE1 and CSE2), while the other two arches were strengthened with two GFRP strips of 80 mm width each (specimens CSE3 and CSE4), as represented in Figure 1c. The application of the strengthening was carried out using the typical wet layup technique and following the recommendations and rules of good practice provided by the manufacturer.

The arches were tested under displacement control, aiming at the characterization of the softening behaviour. For that, a linearly uniform transverse vertical load was applied at the quarter span, while the arch displacement beneath the load was controlled in a monotonic fashion. Tests were stopped after the formation of the corresponding failure modes and previously to the occurrence of uncontrolled failure whenever possible. A detailed description of the test setup can be found in Basilio (2007).

Figure 1. Strengthening arrangements adopted: (a) localized strengthening; (b) continuous intrados strengthening; (c) continuous extrados strengthening.



2.1 Test results

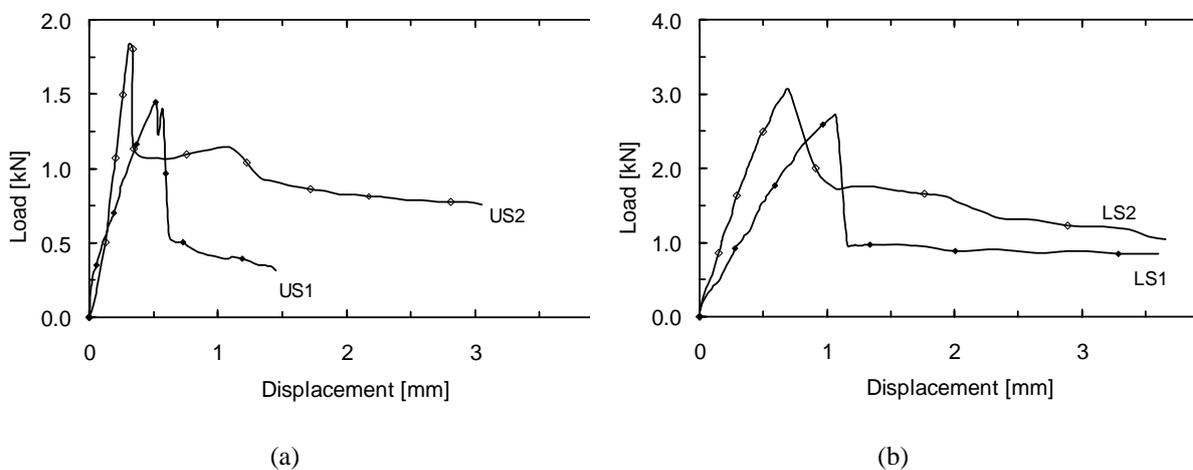
The specimens without strengthening presented a similar structural behaviour, essentially characterized by the development of a four-hinge mechanism. The relation between vertical load and vertical displacement beneath the load is depicted in Figure 2a. In both cases, failure occurred suddenly, for small displacements and just after reaching the maximum load. An important feature is the absence of ductility in both specimens.

Table 1. Experimental results concerning the maximum load achieved, strength increase and average sustained displacement provided by the different GFRP strengthening strategies.

Strengthening arrangement	Specimen	Maximum load [kN]	Average value [kN]	Strength increase
Unstrengthened	US1	1.43	1.68	----
	US2	1.92		
Localized strengthening	LS1	2.73	2.96	+76%
	LS2	3.18		
Continuous strengthening (intrados)	CSI1	4.63	4.45	+165%
	CSI2	4.26		
	CSI3	5.41	4.61	+174%
	CSI4	3.81		
Continuous strengthening (extrados)	CSE1	2.51	3.17	+89%
	CSE2	3.82		
	CSE3	3.62	3.44	+105%
	CSE4	3.26		

Since arches US1 and US2 did not collapse in an uncontrolled way, GFRP strips were applied locally over hinges. Strips had a length of 530 mm (approximately one fourth of the average arch perimeter) and were centred with the hinges. These two strengthened specimens, obtained directly from specimens US1 and US2, are here labelled as LS1 and LS2, respectively. The use of a strengthening strategy aiming at repairing the existing hinges did not avoid the formation of a new four-hinge mechanism. The GFRP strips were able to prevent the re-opening of the existent cracks but new hinges appeared beyond the strip length instead, as shown in Figure 5a. The formation of new hinges far from their typical locations, enforced by the presence of the fibers, promoted an increase of the peak load in both arches. The corresponding load-displacement diagrams are shown in Figure 2b. The average increase reached by the local strengthening of the damaged arches is about 76%, see also Table 1. Besides the load capacity increase, also a slightly larger post-peak branch was possible to attain.

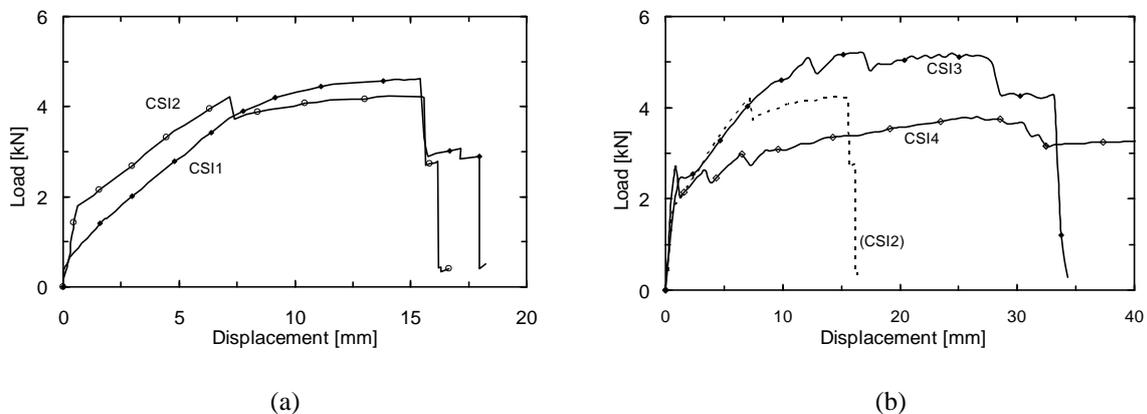
Figure 2. Vertical load-displacement diagrams measured at the load point for the plain arches: (a) before strengthening (arches US1 and US2); after localized strengthening (arches LS1 and LS2).



Collapse modes different from the four-hinge mechanism were expected for the arches strengthened with continuous strips. The presence of the fibers, either at extrados or intrados surfaces, would prevent the fourth hinge from occur. For the continuous strengthened specimens at intrados, two of the hinges were formed at the supports and the third one appeared on the right half of the arch. Failure was dictated by the successive detachment of the two strips and involved the ripping of a thin layer of brick, see Figure 5b. Pull-off tests performed by the authors on strengthened masonry prisms, involving simultaneously two bricks and a mortar joint, have confirmed that the tensile strength of the FRP-masonry interface is higher than the tensile strengths of the brick and of the mortar (Basilio, 2007). The debonding phenomenon observed in specimens CSI1 and CSI2 is due to the normal tensile stress at the FRP-masonry interface, which depends on the FRP tensile stress level and on the arch curvature. For arches loaded at the quarter span, detachment typically occurs close to the point of application of the load.

Regarding the global load-displacement response, noticeable increase in terms of load capacity were possible, as illustrated by the responses depicted in Figure 3a. Here, the abrupt drops in load due to the detachment of the strips took place for very large deformations. On average, the load capacity of the specimens without spike anchors (i.e. specimens CSI1 and CSI2) is increased by 165%, see Table 1, and the maximum load was achieved for a displacement of about thirty five times greater than the one corresponding to the specimens without strengthening, see Figure 3a. The differences regarding the additional use of spike anchors (specimens CSI3 and CSI4) are visible in Figure 3b, where the displacement associated to collapse roughly doubles the one obtained without spikes, and where a slight increase in load capacity took place, from 165% to 174%. These results demonstrate that the handmade spike anchors were able to control tensile stresses at the FRP-masonry interface and, thus, to increase the collapse load and to delay the fibers detachment (i.e. to increase ductility).

Figure 3. Vertical load-displacement diagrams for the intrados strengthened arches: (a) arches CSI1 and CSI2; (b) arches CSI3 and CSI4 (arch CSI2 is also included to show up the use of different scales to represent the displacement).



The load-displacement curves for the continuous strengthened specimens at extrados (CSE1 to CSE4), are included in

Figure 4. For specimens with the narrower strips (CSE1 and CSE2) a load increase of about 89% is achieved comparatively with the unstrengthened specimens, however not as higher as the increase enabled by specimens CSI. This difference in load capacity is not due to a considerable higher shear strength provided by the intrados strengthening technique. Instead, it is related to distinct internal forces distributions along the directrix of the arch. Failure was characterized by the sliding of one part of the arch with respect to the other, along a mortar joint close to the right support, see Figure 5c, due to insufficient shear resistance.

The maximum load capacity is achieved for a displacement approximately twenty five times greater than the one corresponding to specimens US. A very important feature is the long post-peak branch recorded, which provides the structure with important ductility behaviour. In fact, the

displacement previously to failure is higher than the corresponding one measured in specimens CSI, even considering the use of spike anchors. The increase of the FRP cross-section area (specimens CSE3 and CSE4) did not cause important changes on the structural response. Apart from a moderate increase in strength, from 89% to 105%, CSE specimens exhibited similar behaviour and collapse modes. These results show that the use of additional FRP material (an increase of 60%) does not necessarily imply major improvements on the response.

Figure 4. Vertical load-displacement diagrams for the extrados strengthened arches: (a) arches CSE1 and CSE2; (b) arches CSE3 and CSE4 (arch CSE2 is also included).

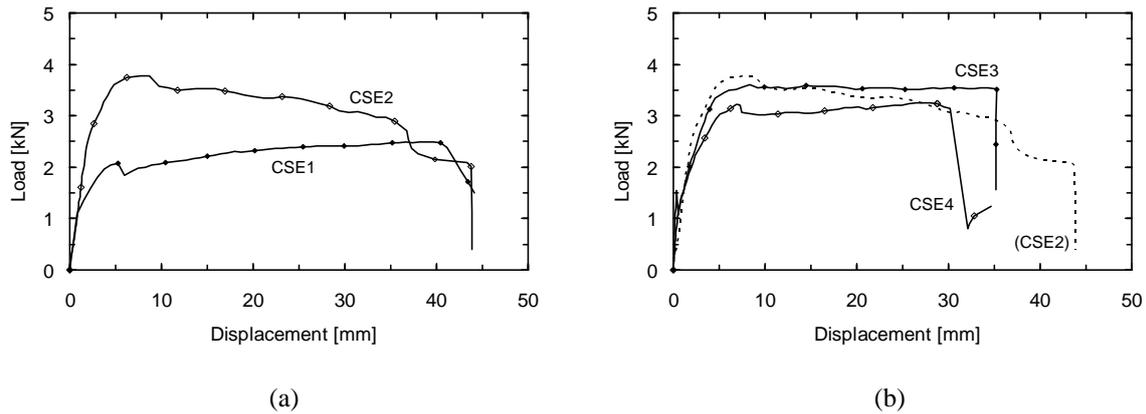
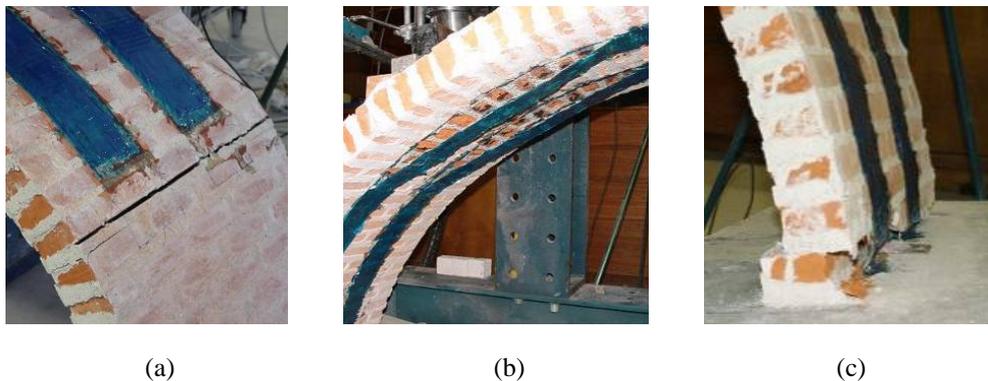


Figure 5. Failure modes observed: (a) hinge failure; (b) detachment of the GFRP strips; (c) sliding along a mortar joint.



3 Tests on three-leaf walls

The work presented in this section deals with the strengthening of three-leaf stone masonry walls, using different strengthening techniques: transversal tying by means of GFRP bars and injection. For the sake of brevity, the detailed mechanical characterization of the components is provided elsewhere (Silva et al, 2008).

The wall specimens were built with three leaves, two granite masonry external leaves and an inner leaf built with granite scrabbings and mortar, without any compaction, aiming at obtaining an amount of voids representative of this kind of walls, able to allow injection. The average thickness of each leaf was about 100 mm, which wasn't always possible, due to the variable size and shape of the stones used. The global dimensions adopted for all wall specimens were 600 mm long, 300 mm thick and 1100 mm high, similar to dimensions found in previous works (Vintzileou et al. 1995, Toumbakari 2002, Valluzzi et al. 2004) and aiming at representing 1/2 scaled models of real walls. It is worth to mention that no stones connecting the external leaves were used, in order to both

assure the worst conditions found in ancient buildings and provide leaf interfaces for all specimens as similar as possible.

The transversal tying technique was applied and tested in the second and third series of walls. After drilling two holes with a diameter of 20 mm, through the entire wall thickness, at one third and two thirds of specimen's height, GFRP bars with 10 mm diameter were placed and the holes were injected with the aforementioned grout. The injection technique was applied only in the third series of walls. Due to the low wall thickness, injection was applied just in one side of the walls. All walls were tested under monotonic compressive loading and under displacement control. In order to prevent the total collapse of the walls, tests were stopped during the softening branch when specimens were about to fail. Whenever possible, walls were dismantled in order to check the efficiency of the strengthening procedure.

3.1 Test results

Table 2 summarizes the test results for the four unstrengthened walls (associated with the three series) in terms of compressive strength and

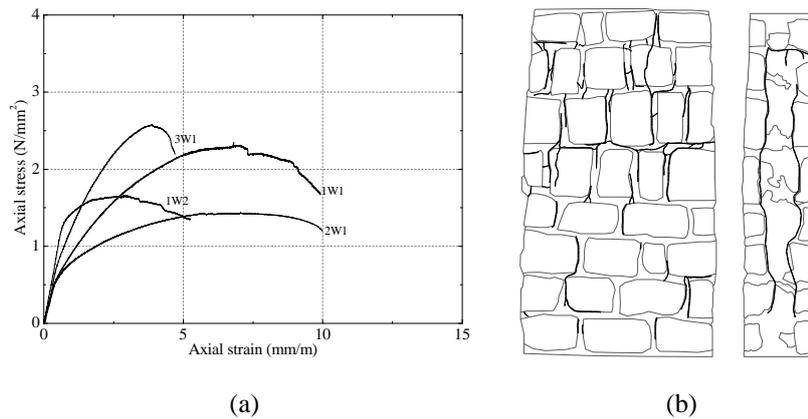
Figure 6a represents their axial stress-strain curves. Two distinct stiffness degradation zones can be observed, which seem to be associated to the detachment of external leaves. However, this behaviour was not observed in wall 1W2, probably due to an unexpected improved connection between leaves, originated during the construction of the wall. The scattering found is essentially due to the influence of workmanship and the variability of natural and handmade materials.

Table 2. Walls strengthened with transversal tying.		Table 3. Walls strengthened with transversal tying.		Table 4. Walls strengthened with injected grout.	
Wall	f_c (N/mm ²)	Wall	f_c (N/mm ²)	Wall	f_c (N/mm ²)
1W1	2.3	2W2	3.3	3W2	3.9
1W2	1.7	2W3	2.6	3W3	3.3
2W1	1.4	2W4	3.5	---	---
3W1	2.6	---	---	---	---
Average	2.0	Average	3.1	Average	3.6

The observed failure modes of the unstrengthened walls showed that the collapse mechanism of these walls is governed by the out-of-plane rotation of the external leaves. Experiments showed also that the out-of-plane rotation of the external leaves was caused by the development of three hinges along bed joints close both to plates and the middle height of the wall. Vertical cracks contouring the masonry stones are also visible, see

Figure 6b.

Figure 6. Unstrengthened walls: (a) axial stress-strain curves; (b) crack pattern of wall 3W1.



Results concerning the three walls strengthened with transversal GFRP bars are summarized in Table 3. The presence of the ties allowed a 55% increase of the average compressive strength in relation to the unstrengthened walls. The axial stress-strain curves of the tied walls are displayed in

Figure 7a. For these walls it is possible to observe smooth and continuous stiffness degradation with increasing applied load. From above, it can be concluded that the transversal tying technique does not prevent stiffness degradation but makes it happen in a more smooth way. The crack pattern is showed in

Figure 7b (wall 2W4) for a near-collapse condition, where vertical cracks are dominant. The absence of important horizontal cracks shows that transversal tying is able to prevent the formation of the “middle hinge” necessary to the development of the out-of-plane collapse mechanism. Instead, failure happened due to localized instability related to the detachment of some stones.

Figure 7. Tied walls: (a) axial stress-strain curves; (b) crack pattern of wall 2W4.

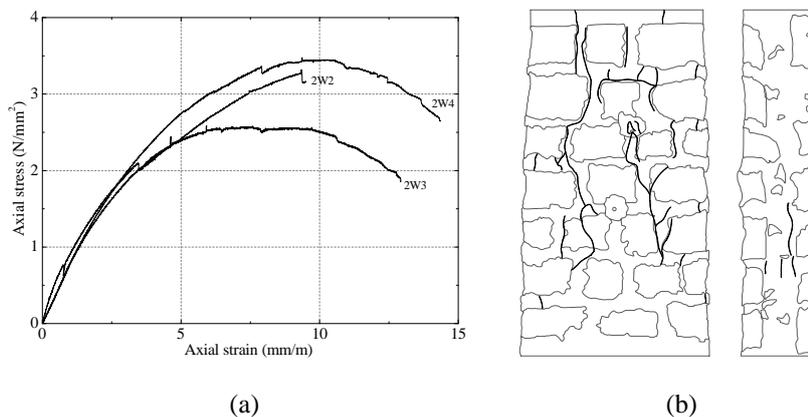


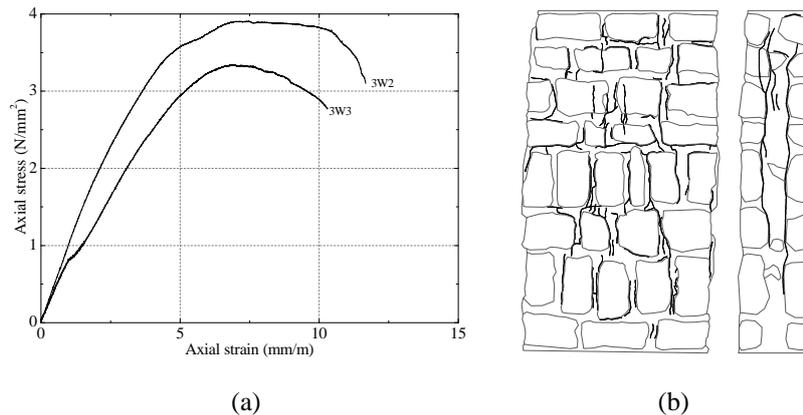
Table 4 summarizes the main results regarding the injected walls. The injection technique allowed an increase of the compressive strength of about 80% and 16% when compared with the plain and the tied walls, respectively. A low scattering was obtained, probably due to a homogenization effect provided by the injection, but the reduced number of tests also influenced it.

The axial stress-strain curves concerning injected walls are displayed in Figure 8a. Like in the tied walls, also here a continuous stiffness degradation zone was observed. Close to the peak load, the injection technique did not prevent the detachment of the external leaves in the same effective way as when the tied walls were tested. The odd behaviour exhibited by wall 3W3 is most probably due to a deficient injection procedure, leading to the existence of non-injected voids in the core, as found out during the dismantling of the wall performed after testing. This resulted in a premature

and unexpected local detachment of the external leaves, with direct consequences in the compressive strength.

The crack pattern for a near-collapse condition is showed in Figure 8b (wall 3W3), being composed mainly by vertical cracks, despite some horizontal cracks started to appear, indicating the incipient on-set of an out-of-plane mechanism, which in these walls never reached the development achieved by the unstrengthened walls. The injection technique caused a more diffuse crack distribution when compared with the crack pattern from the previous walls, leading also to the development of important cracks in the inner leaf, detected during dismantling. Failure of the injected walls was due to localized stone cracking and instability, followed by the detachment of stones. The injection technique prevented the full external leaf detachment from happen, but it allowed partial detachments.

Figure 8. Injected walls: (a) axial stress-strain curves; (b) crack pattern of wall 3W3.



4 Conclusions

The arches without strengthening failed through the formation of a typical four-hinge mechanism, in a brittle fashion and for very small displacements. All strengthening arrangements employed led to an increase of the load capacity, but localized strengthening does not seem to be a suitable strategy as it does not change the initial failure mechanism. The experimental results show that continuous strengthening strategies provide an enhanced arch behaviour with respect to the unstrengthened specimens, allowing important increases in terms of maximum load applied and displacement prior to failure. In addition, continuous strengthening was able to prevent the formation of hinge-based failure modes. Thereby, new dominant failure modes were observed.

Arches strengthened at intrados failed due to the detachment of the fibers from the masonry substrate, causing the ripping of a thin layer of brick and mortar. This debonding phenomenon is originated by the higher values of the normal tensile stress at the FRP-masonry interface. The use of flexible GFRP-based spike anchors was effective in delaying the detachment of the GFRP strips, allowing doubling the average displacement at failure. For arches strengthened at extrados, failure occurred due to sliding along a mortar joint close to the right support. This type of failure occurs because the presence of FRP increases the flexural strength of the arch and it allows the outward movement and a significant inclination of the thrust line with respect to the cross-section. For a GFRP amount up to approximately 0.60‰ of the arch cross-section area, experiments show that strengthening at the intrados is the most effective option to increase the strength of the arch, while strengthening applied at the extrados provides the higher deformation capacity prior to failure.

The test results on three-leaf walls showed that both applied strengthening techniques have led to compressive strength enhancements. The technique that allowed the biggest improvement was the injection technique with 80% increase, followed by the transversal tying with 55% increase of compressive strength. The transversal tying technique promoted the leaves detachment control, which caused changes in the stiffness degradation evolution as well as in the crack pattern, with the absence of major horizontal cracks. In the same way, injection changed the behaviour of the

walls, allowing all leaves to work together till near peak load, by increasing both the connection between leaves and the inner leaf strength, which was noticeable by the diffuse crack pattern and by the presence of big cracks in the inner leaf.

References

- [1] Basilio, I. (2007). "Strengthening of arched masonry structures with composites materials", PhD Thesis, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [2] Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., Al-Saidy, A. (1997). "Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays", *J. Compos. for Constr.*, 1(1), 17-25.
- [3] ICOMOS (2001). "Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage", International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, Paris.
- [4] Kolsh, H. (1998). "Carbon fiber cement overlay system for masonry strengthening", *J. Compos. for Constr.*, 2(2), 105-109.
- [5] Saadatmanesh, H. (1994). "Fiber composites for new and existing structures", *ACI Struct. J.*, 91(3), 346-354.
- [6] Schwegler, G. (1994). "Strengthening of masonry with fiber composites", PhD Thesis, Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland.
- [7] Silva, R.A., Oliveira, D.V., Lourenço, P.B. (2008). "On the strengthening of three-leaf stone masonry walls", SAHC 2008 – VI International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Bath, UK, 739-746.
- [8] Toumbakari, E.E., (2002). "Lime-pozzolan-cement grouts and their structural effects on composite masonry walls", Ph.D. Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee, Belgium.
- [9] Triantafillou, T.C. (1998). "Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates", *J. Compos. for Constr.*, 2(2), 96-104. Errata in *J. Compos. for Constr.*, 2(4), 203.
- [10] Valluzzi, M.R., Valdemarca, M., Modena, C. (2001). "Experimental analysis and modeling of brick masonry vaults strengthened by FRP laminates", *J. Compos. for Constr.*, 5(3), 163-169.
- [11] Valluzzi M.R., da Porto F., Modena C., (2004). "Behaviour and modelling of strengthened three-leaf stone masonry walls", *Materials and Structures*, Vol. 37, 184-192.
- [12] Vintzileou E., Tassios T.P., (1995). "Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts", *Journal of Structural Engineering*, 848-856.

Investigación sobre el Patrimonio arquitectónico: metodologías Round Robin y fenómenos de creep en mamposterías

Santiago Sánchez Beitia

E.T.S. de Arquitectura
Plaza de Oñate, 2, 20018 San Sebastián, Spain
E-mail: santiago.sanchez@ehu.es

1 Descripción del concepto de Round Robin

Quizás algunos investigadores consideren innecesario explicar este concepto. La idea de Round Robin en la Ciencia, es un procedimiento de investigación que consiste en la realización de un conjunto de ensayos idénticos por parte de diversos grupos de investigación, dirigidos a la deducción de una Ley de Comportamiento o a la elaboración de un procedimiento de ensayo. De modo práctico, el objetivo final no es sólo y exclusivamente establecer una ley constitutiva o comprobar una técnica de ensayo sino, también y además, la obtención de un “Margen de Error” de lo que se pretende establecer. De alguna manera, sustituye al proceso de obtención de una “nube de resultados” por parte de un único grupo de investigación, trabajo que sería inalcanzable económica y estratégicamente.

Este modo de abordar el problema de la deducción de una ley de comportamiento o de un ensayo, es de uso corriente en el mundo del hormigón o del acero en los que el material tiene un comportamiento apreciablemente homogéneo. El proceso siempre parte de la definición y elaboración de una partida de probetas, todas idénticas, que serán ensayadas posteriormente por los socios de la round robin. Todos los socios realizan el mismo tipo de ensayo que debe de estar normalizado o, cuando menos, perfectamente descrito y diseñado. Los resultados de los ensayos son posteriormente analizados y tratados estadísticamente. Existe una gran cantidad de antecedentes sobre este tipo de actuaciones. Por ejemplo, grupos de investigación del Grupo Europeo de Mecánica de la Fractura (ESIS) han realizado varias round robin; se puede mencionar que los parámetros Stress Intensity Factor (KI ó KISCC), J-Integral, etc... que describen la Tenacidad de Fractura (Fracture Toughness) de un acero (= capacidad de un acero para soportar una fisura en su seno sin alcanzar rotura), siempre se han deducido mediante procesos análogos al descrito.

Particularizando a las estructuras del Patrimonio Arquitectónico; los materiales unitarios de construcción en este caso, son extremadamente heterogéneos (es imposible proponer una “calidad” de un material para una construcción histórica) en un mismo monumento, y de un monumento a otro, aun cuando se trate de un mismo tipo de roca o de mortero. Esta situación se manifiesta más claramente cuando se trata de analizar fábricas o mamposterías. Estas heterogeneidades originan situaciones desagradables cuando se obtienen, por ejemplo, valores dispares para las características mecánicas de varias probetas de un mismo tipo de roca. A priori, esta situación en el Patrimonio Arquitectónico parece conducirnos a que cada monumento deba de ser analizado como un caso único, sometido a una extrema heterogeneidad y sobre el que no se puede extrapolar los resultados obtenidos en investigaciones previas de laboratorio o en otros monumentos. Sobre estas cuestiones se volverá repetidamente a lo largo de la ponencia aunque se puede apuntar que la metodología “round robin”, en este caso, cobra especial interés.

2 Concepto de creep

En los últimos años, se han generado en España una apreciable cantidad de proyectos de investigación financiados por el sistema de I+D, sobre diferentes cuestiones relacionadas con el Patrimonio Arquitectónico. Una parte de ellos se han relacionado con técnicas particulares de ensayo o caracterización (Georadar, Hole Drilling, etc...) y otro porcentaje elevado, está

relacionado con la identificación de fenómenos físico-químicos en los materiales. En todo caso, los grupos de investigación siempre han intentado entroncar con las líneas de investigación europeas sobre este campo de investigación. A juicio del ponente, existe en España un cierto “impasse” en la presentación de investigaciones novedosas sobre el comportamiento de fábricas bajo cargas de larga duración, acopladas con acciones cíclicas. En este campo se detecta una importante laguna. Desde principios de los años noventa y como consecuencia del colapso inesperado de la Torre de Pavía (Italia), en el año 1989, los grupos europeos de mayor prestigio se han visto abocados a investigar las causas de éste y de otros casos similares de colapso inesperado (Iglesia de Santa María Magdalena en Dusseldorf en el año 1992, la Catedral de Noto en Italia en el año 1996, etc...). Se ha identificado, que la causa de este tipo de colapsos es el fenómeno de “creep”, habitual en las investigaciones de la Ciencia de Mecánica de la Fractura en hormigón y acero, pero impensable de considerar en fábricas del Patrimonio Arquitectónico hasta esas fechas. El fenómeno de “creep”, del que no existe una traducción identificable en castellano, consiste en un aumento de la deformación bajo carga constante de larga duración, que puede dar lugar al colapso del elemento estructural. El proceso incluye tres etapas en el tiempo; el creep primario de gestación del fenómeno, el secundario que origina un aumento lento de la deformación y, por último, el terciario que conduce al colapso mediante un aumento rápido de la deformación. El “creep” se puede relacionar con el fenómeno de fluencia y/o con la aparición y progresión de un conjunto de fisuras en el seno del material. En las investigaciones llevadas a cabo por estos grupos europeos, el fenómeno de colapso por “creep” se asocia al número y tamaño de fisuras que presentan las fábricas. Alrededor del fenómeno de “creep” se encuentran comportamientos complejos de los materiales (comportamiento viscoelastoplástico, fenómenos de fatiga de baja y alta frecuencia, etc...) y, sobre todo, los conceptos clásicos de la Ciencia de la Mecánica de la Fractura con el objeto de predecir la “vida residual” o el “grado de seguridad” de una estructura, a través de parámetros tales como la Función Daño (Damage Function) u otros.

Este nuevo enfoque del análisis del grado de seguridad de una estructura o de su “cercanía” a colapso, parte de la existencia de un cuadro de fisuraciones en una fábrica. Estas fisuras pueden originarse por un fenómeno de “creep” puro (comportamiento viscoelastoplástico y/o fluencia), por nucleación de microfisuras a partir de las zonas de contacto de los mampuestos con el mortero, por nucleación a partir de defectos de los materiales y puede pensarse que, en general, su inicio puede estar potenciado por fenómenos cíclicos de carga provenientes del tráfico, sismología de fondo, ciclos térmicos y grandes sismos. Quizás todos los fenómenos ocurren conjuntamente en un Monumento, generando una sinergia entre ellos que conducen a potenciar el Daño del material o de una fábrica (ver fotografías al final). Dicho de otro modo, puede pensarse que el fenómeno de “creep” es la consecuencia de la presencia de un conjunto de fisuras originadas por la sinergia de una serie de fenómenos que tienen lugar a lo largo de los siglos sobre una estructura particular. En todos los casos, el fenómeno tiene un origen puramente mecánico habiéndose comprobado que la degradación química superficial del mortero no es susceptible de ser tenido en cuenta, como una causa de los colapsos producidos. Como muestra del interés que estas situaciones ha suscitado en la comunidad científica internacional, se pueden mencionar los trabajos previos o actuales que se desarrollan sobre el fenómeno de “creep” en construcciones del Patrimonio Arquitectónico, dirigidos por Luigia Binda et al., Claudio Modena et al. y G. Largomassino et al., Paulo Lourenço et al., L. Schueremans et al., entre otros. De entre los centenares de publicaciones sobre la cuestión, merece resaltar la siguiente publicación, que a su vez conduce a un elevado número de referencias:

Binda, L. Learning from Failure (Long-Term Behaviour of Heavy Masonry Structures), WITpress; Southampton, Boston (2008).

Como se puede observar del análisis de esta bibliografía, todos los trabajos que se mencionan, constituyen la línea de investigación actual más puntera en la comunidad científica internacional, originándose por colapsos producidos en monumentos ubicados fuera de España. Parece ser que

en nuestro país no ocurran estos fenómenos, que los monumentos españoles están a salvo de colapsos inesperados y consecuentemente, no están sujetos al fenómeno de “creep”. Nada más lejos de la realidad. Se tiene constancia de colapsos producidos en monumentos españoles en los siglos XIX y XX, pero se encuentran poco documentados. Por otra parte, en España existe una apreciable cantidad de monumentos cerrados al público debido a un alarmante estado estructural manifestado por grandes desplomes o destacados cuadros de fisuraciones. Estos monumentos, infrautilizados e inhábiles, han sufrido en algunas ocasiones colapsos parciales de ciertos elementos estructurales, con posterioridad a su cierre, que han sido justificados por una “falta de mantenimiento”. Pertenecientes a esta casuística se pueden mencionar, entre otros, la Catedral de Santa María de Vitoria, la Iglesia Fortaleza de Turégano, la Catedral de Tarazona y el conjunto monumental de Sasiola (Guipúzcoa) sobre los que a fecha de hoy, no se encuentra muy definido su destino final en algunos casos o su plan de intervención en otros. En el caso de que esta situación se dé sobre un edificio, el monumento permanece en este estado ruinoso hasta que la propiedad prevé un destino para un nuevo uso, elaborándose y ejecutándose el correspondiente proyecto de rehabilitación (Establecimiento hotelero, edificio de oficinas, etc...).

Debido al deterioro alcanzado por estos monumentos, el proceso de rehabilitación incluye una intervención estructural integral, probablemente necesaria, que altera su autenticidad y la pérdida de su carácter, aunque estéticamente pueda parecer que han sido recuperados. El vaciado interior de edificios históricos es buen ejemplo de ello. El daño sigue presente aunque sea en la piel del monumento, único elemento que permanece. A este respecto existen diversas investigaciones sobre el fenómeno de “creep” en un proceso convencional de rehabilitación. En demasiadas ocasiones, esta situación se reproduce sobre monumentos que presentan un estado alarmante estructural, según criterio de los profesionales a cargo de su mantenimiento, pero que están en uso. La tendencia a una intervención “masiva” es elevada aun cuando supone un daño irreparable sobre la autenticidad del monumento y además es posible que no se desactive el proceso de deterioro por “creep”. Este proceso vicioso entra en grave conflicto con las cartas de Venecia y Cracovia y con otros documentos referentes a la conservación del Patrimonio Arquitectónico; es una pérdida de nuestro Patrimonio, no detectable en un primer momento pero dramática. Una de las razones de la ausencia de investigación en España, sobre la fenomenología descrita, puede ser la carencia en nuestro País de una actividad sísmica relevante, sumado a la inexistencia de elementos verticales exentos, tipo “campanille”.

Generalmente las torres en España están engarzadas con otros elementos (iglesias, edificios conventuales, claustros, etc...) que, de alguna manera, las arriostran. La torre es una parte no aislada de un conjunto estructural, presentando, no obstante, un alarmante deterioro en un elevado número de elementos. Un caso muy conocido por miembros del equipo proponente, es el alarmante pandeo y fisuración del camarín de la Reina bajo la torre de la iglesia de la Asunción del Monasterio de Yuso, en San Millán de la Cogolla (Patrimonio de la Humanidad). La parte inferior de la torre está vaciada, formando un hueco que constituye el camarín, por lo que los elementos resistentes son demasiado reducidos para soportar el enorme peso del elemento. Se puede intuir con cierta seguridad, que la torre no colapsa debido a que se encuentra arriostrada por la zona absidial de la iglesia de la Asunción. Sin embargo, el fenómeno de “creep” y/o la presencia de un conjunto elevado de fisuras se manifiestan claramente. En cuanto a los niveles de intensidad sísmica, es evidente la mayor actividad en diversas zonas de Italia. No obstante, en España existen diversas zonas de un cierto nivel de actividad (Andalucía oriental y todo el levante español en general) que no puede despreciarse.

En otros casos, ya se ha detectado un alarmante cuadro de fisuras en los pilares de la Colegiata de Toro (Zamora), ver fotografías al final de este Apartado, en los de la Iglesia Fortaleza de Turégano (Segovia), en los pilares torales de la Catedral de Tarazona (Zaragoza) y en, al menos, uno de la Catedral de Santa María del Mar (Barcelona). Esta situación ha sido citada claramente en las Memorias Finales de los Proyectos del Plan Nacional con referencia 2000-0069-P4-02 y BIA2004-05801. Posiblemente, estos Monumentos, y otros de similar o mayor repercusión, corren un serio peligro de colapso si se cumplen las previsiones planteadas por los grupos de investigación europeos anteriormente mencionados.

Una situación similar se puede detectar en la iglesia de Saint Jakobs en Lovaina y en el Altes Museo de Berlín, que fueron objeto de los dos Proyectos anteriormente mencionados, y así consta en su Memoria Final. El fenómeno de fisuraciones se apunta en las publicaciones elaboradas sobre todos estos monumentos. Estamos en una situación en la que una parte importante de nuestros monumentos, tiene un alto riesgo de colapso sin que por el momento se tenga consciencia de ello y, además, con sus Planes de Intervención en concurso público. Se presenta en esta ponencia, por tanto, un fenómeno no investigado en España hasta el momento y que se ha demostrado objetivamente, que tiene una capital importancia sobre la estabilidad de nuestros monumentos.

La aparición del fenómeno completo de “creep” depende de varios factores:

- 1 Nivel de cargas a las que está sometido el elemento portante.
- 2 Características mecánicas y leyes de comportamiento del material.
- 3 Tipología de las cargas cíclicas a las que está sometido el material.
- 4 Cantidad de “Daño” presente en el material, evaluable a través del número y tamaño de fisuras originadas en su seno.

Un proceso de investigación sobre este fenómeno debe de tener unas características muy acusadas. El primer factor ha sido profusamente analizado por grupos de investigación españoles y extranjeros mediante el empleo de técnicas experimentales (Hole Drilling y Flat Jacks) o analíticas (FEM, Estática gráfica). El segundo de los factores, que es doble, es de capital importancia y su deducción debe de ser sometido a un proceso de round robin con objeto de identificar dos cuestiones. La primera sería la deducción de las características mecánicas, bajo ensayos convencionales de carga monotónica (compresión uniaxial) a una velocidad relativamente alta de aplicación de la carga. La segunda, debería consistir en la obtención de una ley de comportamiento bajo ensayos de creep acelerado. Varios grupos de investigación deberían de ensayar el mismo tipo de probeta bajo las mismas condiciones de ensayo. Este sistema de experimentación ampliamente empleado en caracterización sobre hormigón y acero, no ha sido aplicado anteriormente en fábricas del Patrimonio Arquitectónico. El tercer parámetro dependería de los fenómenos que se pretenden identificar. Por último, el tamaño y la cantidad fisuras deberían ser identificados mediante los métodos convencionales de metalografía cuantitativa y otras técnicas de reciente desarrollo (métodos sónicos fundamentalmente). En este caso también debería de ser aplicada la metodología round robin sobre un conjunto de probetas elaboradas al efecto.

La susceptibilidad de una fábrica al colapso mediante creep debe de identificarse mediante una Función Daño que incluya los cuatro parámetros anteriormente mencionados. Como parte central de la investigación, un conjunto de probetas elaboradas al efecto deberían ser ensayadas bajo el tipo de carga cíclica que se decida, con el objeto de deducir su tiempo de rotura en función del número y tamaño de fisuras inicial presente en la fábrica. Este trabajo experimental debería contemplar una metodología round robin y constituiría la parte central de la investigación. Por último, los resultados obtenidos en la campaña experimental de laboratorio, deberían de comprobarse sobre varios casos reales.

Figura 1. Detalle del cimborrio de la Colegiata de Toro y de los cuatro pilares que lo sustentan.

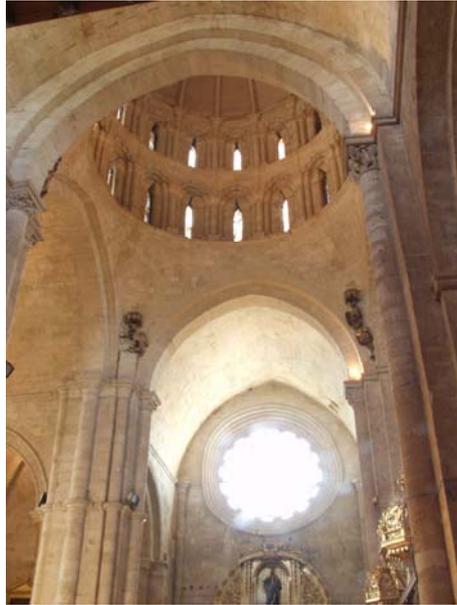


Figura 2. Parte de las fisuras, resaltadas, sobre uno de los cuatro pilares que sustentan el cimborrio de la Colegiata de Toro.



Absorción por capilaridad y consolidación de materiales pétreos del patrimonio histórico construido impermeabilizados y reforzados con productos hidrofugantes y consolidantes comerciales.

C. Thomas¹, I. Lombillo², J. Setién¹, J. A. Polanco¹, L. Villegas²

¹ Dpto. Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria (UC). Avda. Los Castros s/n, Santander 39005, España. E-mail: carlos.thomas@unican.es

² Dpto. Ingeniería Estructural y Mecánica. Universidad de Cantabria (UC). Avda. Los Castros s/n, Santander 39005, España. E-mail: ignacio.lombillo@unican.es

Abstract: This research, conducted by a multidisciplinary team of the Technical School of Civil Engineers of the University of Cantabria, has defined the guidelines proposed in the "Technical Specification of the preliminary study for execute the Project of the Rehabilitation of the Riva de Herrera palace" s. XVI, unique building, erected in Santander, Spain. Within the distribution of tasks envisaged, the group has been responsible for studies of physical and mechanical characterization of materials used in the original construction of the building, as well as analyzes the influence of certain surface treatments that, predictably, can be applied during the stage of rehabilitation with the aim of improving the durability of buildings.

1 Introducción

La presente investigación [1], llevada a cabo por un equipo multidisciplinar de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, ha definido las pautas propuestas en las "Prescripciones Técnicas en la realización de los Estudios Previos para la redacción del Proyecto de Rehabilitación del Palacio de Riva Herrera", edificio singular del siglo XVI, erigido en la ciudad de Santander, España.

Dentro de la distribución de tareas prevista, el grupo se ha encargado de los estudios de caracterización física y mecánica de los materiales utilizados en la construcción original del edificio, así como de analizar la influencia de determinados tratamientos superficiales que, previsiblemente, pueden ser aplicados durante la fase de restauración con el objetivo de mejorar la durabilidad de las edificaciones [2].

2 Materiales

Como resultado de la inspección visual previa llevada a cabo sobre la estructura del edificio, se han identificado tres tipos principales de piedra: la piedra dominante en cuanto a presencia, de naturaleza caliza por su color blanquecino y el aspecto de su fractura; menos abundante, pero predominante en algunas zonas concretas de los paramentos, una piedra mucho menos consolidada en cuanto a su estructura y mucho más afectada por fenómenos de meteorización, de tipo arenisca, habiéndose identificado dos calidades distintas en atención a las diferentes tonalidades bajo las que se presenta: una de ellas con tonalidad grisáceo – blanquecina, que se denominarán arenisca blanca, y la otra con predominancia de tonalidades rojizas u ocre y que será denominada arenisca roja. Finalmente, con una presencia poco significativa en el conjunto, aparece un tercer tipo de roca de naturaleza margosa, con tonalidad grisácea característica, la cual no ha sido considerada en los ensayos de impermeabilización y consolidación debido a que su presencia en la edificación es testimonial.

3 Programa experimental

Seguidamente, se describen en detalle las metodologías aplicadas en la ejecución de cada uno de los ensayos realizados [3] y [4], y se referencia la normativa consultada en cada caso.

3.1 Caracterización física

La caracterización física de las piedras objeto de estudio, ha comprendido la realización de ensayos para la determinación de las densidades aparente y relativa, la porosidad y la absorción de agua de cada una de ellas [5]. Para ello, se han seguido las directrices especificadas en la normativa española [6]. La metodología experimental utilizada ha consistido en el secado de las piedras en estufa a 105 °C hasta peso constante. Una vez alcanzado este estado, se pesan las muestras secas. A continuación, se introducen las muestras en una celda en la que se hace el vacío durante 24 horas con ayuda de una bomba, de tal forma que se extrae el aire del interior de la porosidad abierta del material. Seguidamente, se introduce lentamente agua en la celda hasta cubrir las muestras, de modo que la sobrepresión creada facilita la introducción del agua en sus poros accesibles; en este estado, se mantienen las muestras durante otras 24 horas. Finalmente, se coloca la celda de vacío a presión atmosférica y se mantienen las probetas sumergidas durante 24 horas más. Concluido el proceso, se seca rápidamente la superficie de las muestras con un paño y se pesan en condiciones de saturación.

Por otra parte, para determinar el volumen aparente de las muestras, se hace uso de una balanza hidrostática modificada; para ello se evalúa el peso de las muestras completamente sumergidas en agua, suspendidas de un hilo de nylon. Estas medidas proporcionan directamente el volumen de agua desplazado por las muestras (puesto que la densidad del agua es 1 g/cm³) y, consecuentemente, el volumen aparente (V_a) de la misma.

Con los resultados de estas medidas y la formulación que proporciona la normativa, se pueden calcular los distintos parámetros físicos de interés para las rocas analizadas, que en el caso que nos ocupa han sido: Volumen aparente, V_a (cm³); Porosidad accesible, h_a (cm³); Volumen relativo, V_r (cm³), equiparable en muestras poco porosas al volumen real; Densidad aparente, D_a (g/cm³); Densidad relativa, D_r (g/cm³), equiparable en muestras poco porosas a la densidad real; Coeficiente de absorción (% en peso); Porosidad (% en volumen).

3.2 Absorción por capilaridad

Se han llevado a cabo asimismo determinaciones de la absorción capilar, con el fin de evaluar el efecto que sobre esta propiedad pudieran ejercer los distintos tratamientos hidrofugantes a aplicar durante el proceso de rehabilitación del edificio [7], [8], [9], [10] y [11]. Para ello, se han seguido las directrices especificadas en la normativa española [7]. La metodología experimental consiste en determinar, en intervalos de tiempo bien definidos, la ganancia de masa que experimenta por absorción capilar una probeta completamente seca, parcialmente sumergida hasta unos 3 mm de profundidad, en un recipiente con agua [12]. En el caso que nos ocupa, el ensayo se ha llevado a cabo sobre testigos de piedra sin ningún tratamiento superficial y sobre el mismo material tras aplicar a la cara sumergida de los testigos tres tratamientos distintos de hidrofugación con productos comercialmente disponibles [13], [14] y [15]. La comparación, en todos los casos, se realiza a través del valor del coeficiente de absorción capilar, definido en la citada normativa [7] y [16]. Con estos ensayos, se pretenden evaluar posibles modificaciones de la escorrentía superficial y en el transporte de sales solubles a través del material [17] y [18].

3.3 Consolidación de las rocas

Asimismo, se han realizado pruebas con distintos consolidantes comerciales aplicados a las caras exteriores de los testigos. Para estudiar su efecto, se ha controlado la resistencia a compresión de los mismos tras aplicar los correspondientes tratamientos, comparando los resultados con los valores de referencia para testigos no tratados [19] y [20].

4 Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir de todos los ensayos realizados.

4.1 Caracterización física de las piedras

En la Tabla 1, se presentan los resultados correspondientes a la caracterización física de las piedras seleccionadas.

Tabla 1. Propiedades físicas de los 4 tipos de roca analizadas.

PROPIEDAD	CALIZA	MARGA	ARENISCA ROJA	ARENISCA BLANCA
Densidad aparente [g/cm ³]	2,65	2,50	2,25	2,09
Densidad relativa [g/cm ³]	2,69	2,64	2,44	2,50
Coef. de absorción [% peso]	0,56	2,05	3,49	7,81
Porosidad [% en volumen]	1,48	5,14	7,83	16,36

Como era previsible a partir de la observación macro y microestructural de las rocas, la mayor porosidad corresponde a la piedra arenisca (aunque hay notables diferencias entre los dos tipos de areniscas contemplados) y la menor a la caliza, situándose la marga en un valor intermedio entre ambas.

De acuerdo con la clasificación de las calizas de construcción [21] y [22] como ligeras, medias y pesadas en función de su densidad, absorción y resistencia, la caliza analizada corresponde al tipo pesado, dado que su densidad aparente es superior a 2,56 g/cm³ y su absorción de agua es inferior al 3%, siempre y cuando se compruebe que su resistencia a compresión supera los 56 MPa.

De igual forma, en las Figuras de 1 a 4 se incluyen los resultados obtenidos en los ensayos de absorción por capilaridad realizados sobre los distintos tipos de rocas considerados. En todos los casos, se ha mantenido una probeta de referencia (piedra natural), que no ha sido sometida a ningún tipo de tratamiento, mientras que otras tres probetas de cada tipo de roca fueron impermeabilizadas con diferentes hidrofugantes comercialmente disponibles y suministrados por diversas casas especializadas y que se denotarán: HC1; HC2 y HC3.

Los resultados presentados comprenden, para cada tipo de roca, los valores de agua absorbida en los intervalos de tiempo considerados y la representación gráfica comparativa de la masa de agua absorbida por unidad de superficie frente a la raíz cuadrada del tiempo transcurrido desde el inicio del ensayo, tal como prescribe la correspondiente normativa [7]. Estas curvas presentan dos tramos bien diferenciados: un tramo inicial de crecimiento cuasilíneo seguido de un plateau horizontal cuando se alcanza la saturación.

A partir de estos resultados, se han determinado los coeficientes de absorción por capilaridad como las pendientes de los tramos rectos iniciales en cada caso, si la correlación de los puntos experimentales con la recta de ajuste es superior a 0,90, o bien mediante ajuste exponencial linealizado cuando el gráfico que muestra la masa de agua absorbida en relación al área de la base sumergida de la probeta, en función de la raíz cuadrada del tiempo, no puede ser satisfactoriamente aproximado por dos líneas rectas.

Figura 1. Arenisca blanca. Absorción por capilaridad de 3 testigos de arenisca blanca de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales, y de un cuarto testigo de piedra natural sin tratamiento: Piedra natural, HC1, HC2 y HC3.

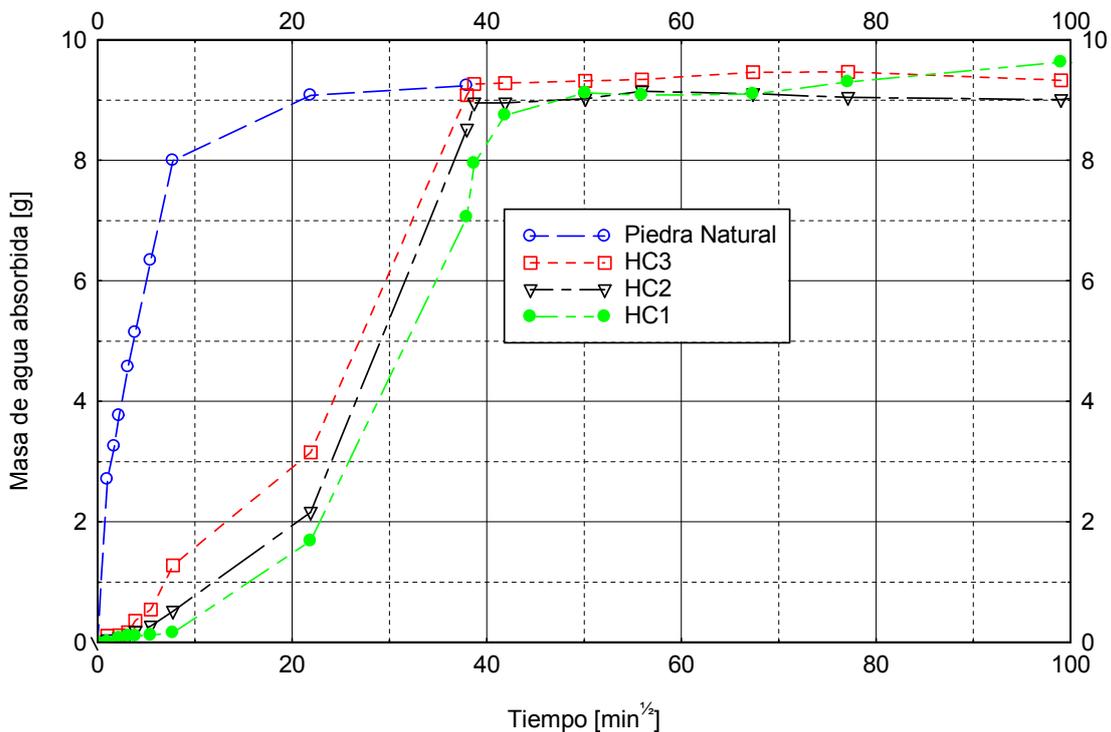


Figura 2. Arenisca roja. Absorción por capilaridad de 3 testigos de arenisca roja de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales, y de un cuarto testigo de piedra natural sin tratamiento: Piedra natural (—●—), HC1 (—■—), HC2 (—▲—) y HC3 (—◆—).

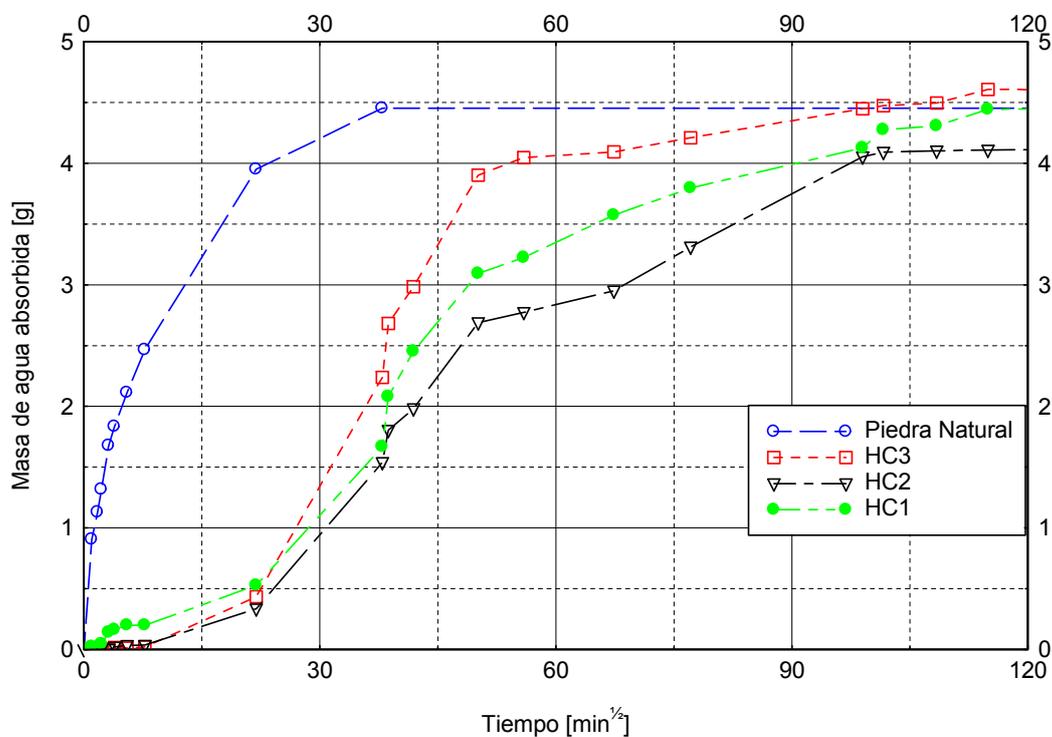
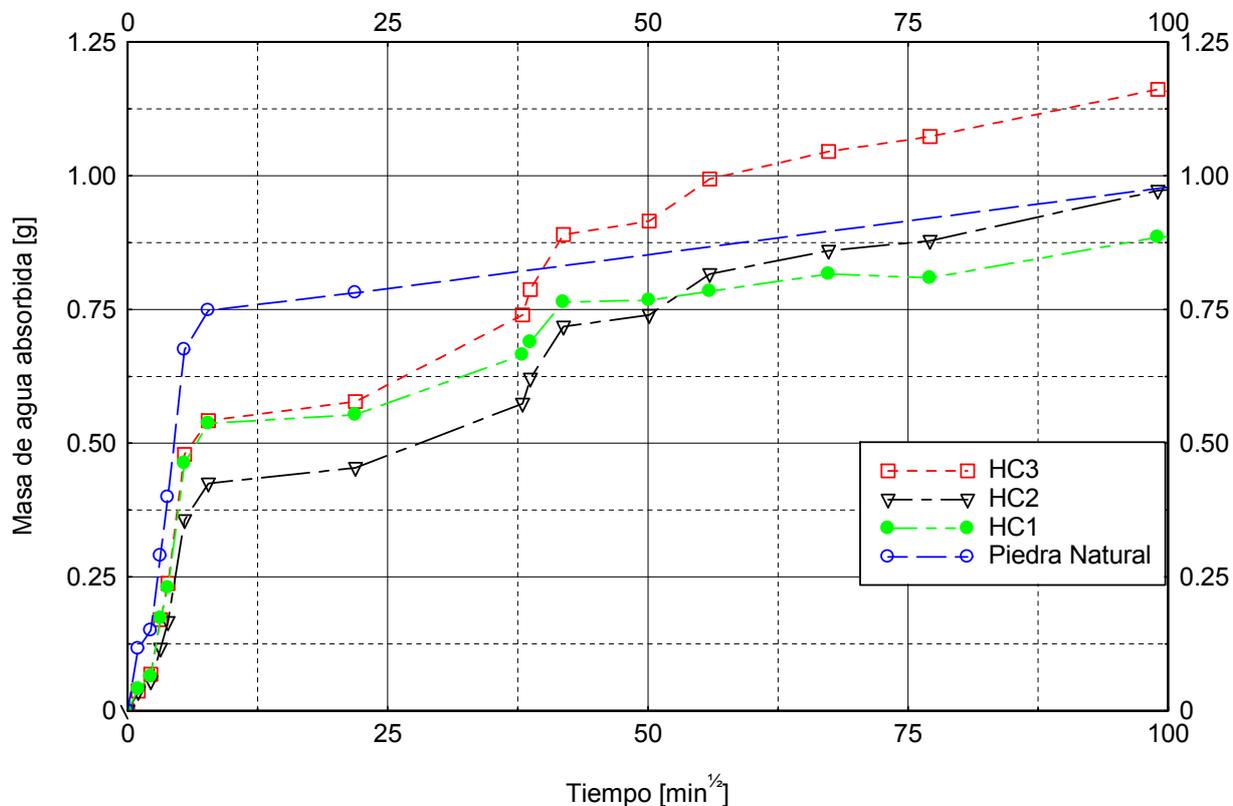


Figura 3. Roca caliza. Absorción por capilaridad de 3 testigos de piedra caliza de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales, y de un cuarto testigo de piedra natural sin tratamiento: Piedra natural, HC1, HC2 y HC3.



En la Figura 4, se muestran los ajustes realizados sobre las curvas de absorción capilar correspondientes a la roca de arenisca blanca, junto con los coeficientes de correlación asociados a cada uno de los tratamientos de impermeabilización aplicados. En los testigos sometidos a tales tratamientos de hidrofugación, se observa que existe un cierto tiempo inicial durante el cual la succión capilar es despreciable. Este tiempo muerto, está recogido en la Tabla 2 junto con los valores de los coeficientes de absorción calculados a partir de las pendientes dadas por los ajustes lineales. Asimismo, en dicha tabla se incluye también el valor del coeficiente de absorción capilar expresado como porcentaje, para lo cual se ha normalizado al 100% el valor del correspondiente a la piedra natural, sin tratamiento alguno de impermeabilización.

De igual forma, en la Figura 5 y en la Tabla 3 se presentan estos mismos resultados pero para los testigos de arenisca roja, mientras que la Figura 6 y la Tabla 4 muestran los resultados correspondientes a los ensayos de succión realizados sobre testigos de roca caliza.

Como era de esperar, existe una excelente correlación entre estos resultados y los datos de porosidad de los distintos tipos de roca considerados, correspondiendo los valores más altos del coeficiente de absorción capilar a los mayores valores de porosidad, y viceversa. Con respecto a la impermeabilización, todos los tratamientos aplicados son efectivos, en tanto en cuanto reducen sensiblemente los valores del coeficiente de absorción con relación a los testigos de referencia.

Figura 4. Arenisca blanca. Representación gráfica de las líneas de regresión correspondientes a la absorción por capilaridad de 3 testigos de arenisca blanca de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales: Piedra natural (—◆—), HC1 (—■—), HC2 (—▲—) y HC3 (—×—).

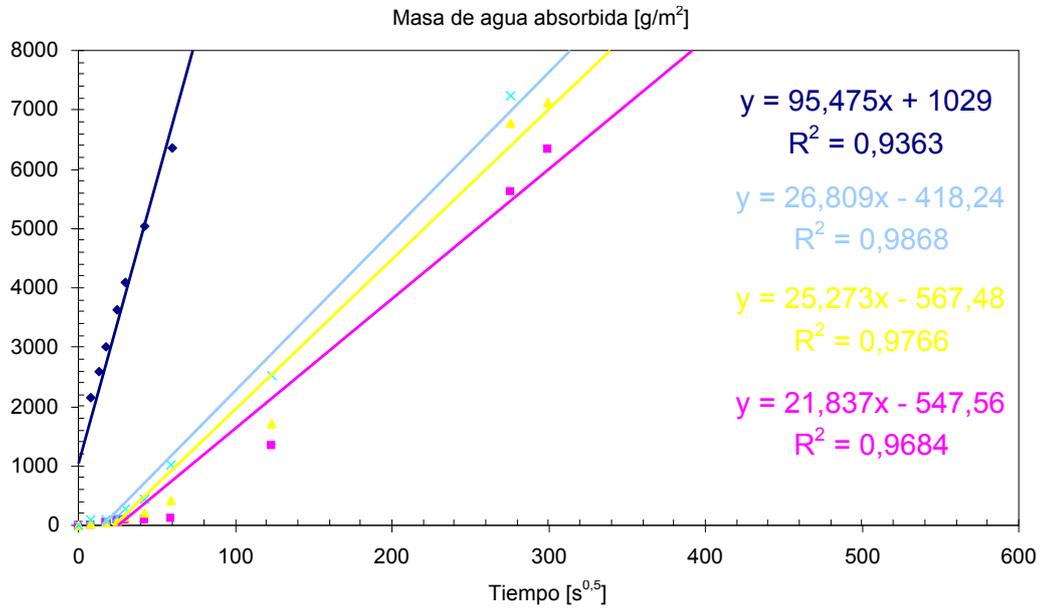


Tabla 2. Arenisca blanca. Datos de la absorción por capilaridad de 3 testigos de arenisca blanca de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales: Piedra natural, HC1, HC2 y HC3.

PROPIEDAD	PIEDRA NATURAL	HC3	HC2	HC1
Coefficiente de absorción [g/(m ² s ^{0,5})]	95,475	26,809	25,273	21,837
Coefficiente de absorción [%]	100	28,08	26,47	22,87
Coefficiente de correlación [R ²]	0,936	0,987	0,976	0,968
Tiempo muerto [min]	0	11,6	18,4	21,39

Figura 5. Arenisca roja. Representación gráfica de las líneas de regresión correspondientes a la absorción por capilaridad de 3 testigos de arenisca roja de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales: Piedra natural (\blacklozenge), HC1 (\blacksquare), HC2 (\blacktriangle) y HC3 (\blackcross).

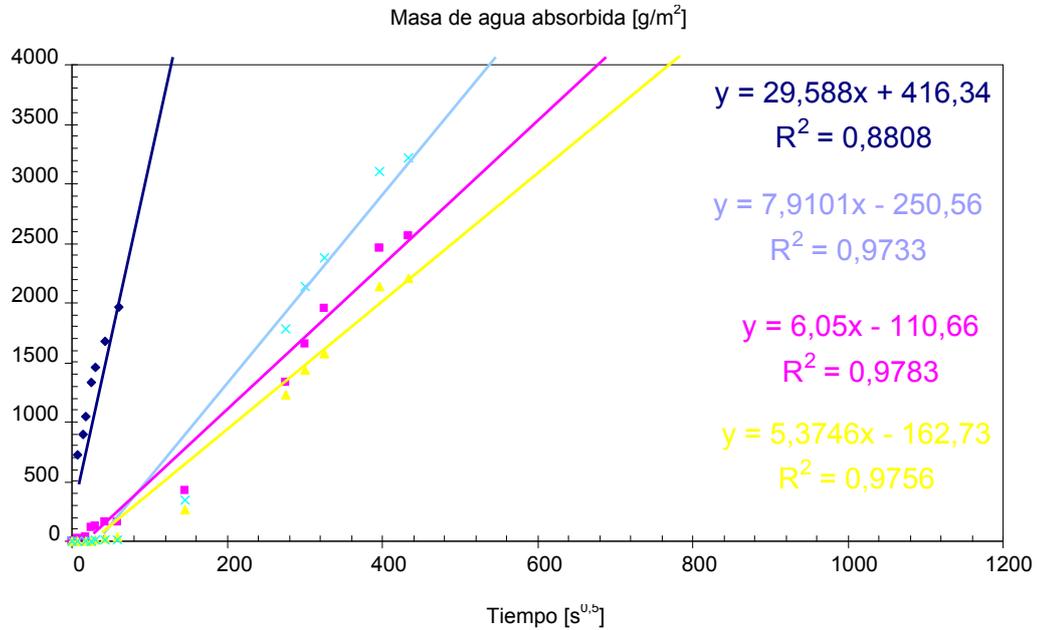


Tabla 3. Arenisca roja. Datos de la absorción por capilaridad de 3 testigos de arenisca roja de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales: Piedra natural, HC1, HC2 y HC3.

PROPIEDAD	PIEDRA NATURAL	HC3	HC2	HC1
Coefficiente de absorción [$\text{g}/(\text{m}^2 \text{ s}^{0.5})$]	29,59	7,91	6,05	5,37
Coefficiente de absorción [%]	100	26,73	20,45	18,16
Coefficiente de correlación [R^2]	0,88	0,973	0,978	0,975
Tiempo muerto [min]	0	34,87	17,45	32,78

Figura 6. Roca Caliza. Representación gráfica de las líneas de regresión correspondientes a la absorción por capilaridad de 3 testigos de caliza de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales: Piedra natural (—◆—), HC1 (—■—), HC2 (—▲—) y HC3 (—×—).

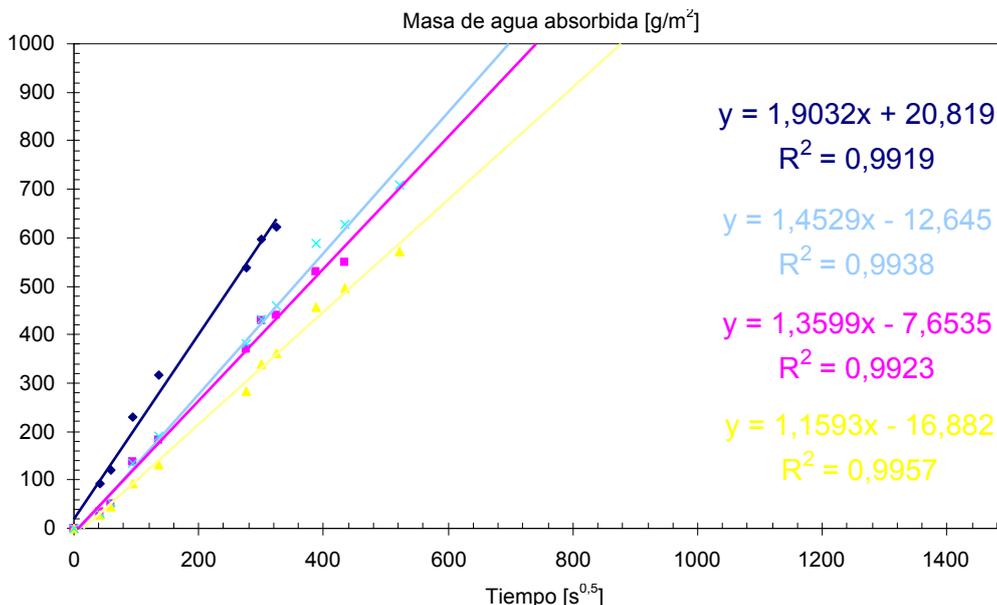


Tabla 4. Roca Caliza. Datos de la absorción por capilaridad de 3 testigos de caliza de $1,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ de base, impermeabilizados con productos comerciales: Piedra natural, HC1, HC2 y HC3.

PROPIEDAD	PIEDRA NATURAL	HC3	HC2	HC1
Coefficiente de absorción [g/(m ² s ^{0.5})]	1,9	1,45	1,36	1,16
Coefficiente de absorción [%]	100	76,34	71,45	60,91
Coefficiente de correlación [R ²]	0,991	0,993	0,992	0,996
Tiempo muerto [min]	0	6,43	4,57	10,84

Por su parte, en la Tabla 5 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a compresión sobre probetas que han estado sometidas a la acción de diferentes consolidantes comerciales, en comparación con los valores de resistencia a compresión considerados como de referencia.

Dado que la piedra caliza presenta un grado de integridad y cohesión suficientemente elevado, no se ha considerado necesaria la aplicación de consolidantes para este material. Sí se han aplicado, por el contrario, a las piedras de arenisca, tanto roja como blanca, cuya cohesividad es mucho más deficiente [23].

Los consolidantes empleados han sido de tres marcas comerciales distintas, todas ellas disponibles en el mercado bajo las siguientes denominaciones: consolidante C3, consolidante de piedra de la casa C2, y consolidante C1. Siguiendo las instrucciones de los fabricantes, tras la adecuada limpieza de la superficie de los testigos, se procede a la aplicación del consolidante mediante brocha. Teniendo en cuenta que, según las estimaciones de los catálogos de producto, las condiciones óptimas de la consolidación se alcanzan a partir del decimoquinto día posterior a la fecha de aplicación, los ensayos de resistencia a compresión [19] y [24] se han realizado garantizando el cumplimiento de este plazo de tiempo.

Tabla 5. Datos de las resistencias a compresión de testigos de piedra natural (Arenisca roja y Arenisca blanca) tras tratamiento con consolidantes comerciales y comparación con los valores de referencia sin tratamiento.

	Arenisca roja				Arenisca blanca			
	Patrón	C3	C1	C2	Patrón	C3	C1	C2
Φ [mm]	40	40	40	40	40	40	40	40
H [mm]	80	49	48	49	80	50	49	50
P [tons]	4,45	4,71	5,06	4,68	3,31	3,10	3,12	2,90
H / Φ	1,96	1,23	1,2	1,23	1,96	1,25	1,23	1,25
R	1,00	0,94	0,93	0,94	1,00	0,94	0,94	0,94
R_m [MPa]	34,7	34,58	36,75	34,35	25,8	22,76	22,95	21,29

Φ : diámetro de la probeta
H: altura de la probeta
P: carga de rotura

H/ Φ : relación altura/diámetro de la probeta
R: factor de corrección por esbeltez
 R_m : resistencia a compresión

Como puede comprobarse, no existe una mejora significativa en los valores de resistencia a compresión tras la acción del consolidante superficialmente aplicado. Posiblemente la razón de esta inactividad sea que el estado inicial de consolidación de las piedras de arenisca era suficientemente bueno, por lo que la acción supuestamente potenciadora del consolidante no se pone de manifiesto. No obstante, cabe suponer que su efectividad será mucho más relevante en el tratamiento de rocas que, inicialmente, presenten débil cohesión e integridad.

5 Conclusiones

A la vista de los resultados obtenidos, se pueden extraer las siguientes conclusiones de carácter general:

Se han identificado tres tipos principales de rocas en la mampostería del edificio: una roca caliza con presencia mayoritaria, alternada con algunos sillares poco numerosos de marga, y en algunas zonas concretas de los paramentos roca arenisca de dos calidades (blanca y roja, esta última con mayores contenidos de hierro y de feldespatos), mucho más alterada por la acción de los agentes atmosféricos circundantes.

La absorción de agua es muy acusada en los testigos extraídos a partir de la roca arenisca blanca, con porosidades que rondan el 16%, mientras que en la arenisca roja la porosidad desciende hasta el 8%. La absorción de agua es despreciable en la roca caliza, con porosidad que se mantiene por debajo del 1,5%. En el caso de la marga, la porosidad se mantiene en un valor intermedio, ligeramente superior al 5%.

En cuanto a la absorción capilar, los valores de los coeficientes de absorción revelan, como era de esperar, una perfecta correlación con los valores de la porosidad de los distintos tipos de roca considerados. Todos los tratamientos de impermeabilización son efectivos, al reducir notablemente los valores de la succión capilar con respecto a los testigos de referencia no sometidos a tratamientos de hidrofugación. Además, estos tratamientos inducen un cierto retardo en el inicio del fenómeno de capilaridad, lo cual es muy beneficioso sobre todo en aquellas situaciones en que el mojado de la roca en los paramentos no va ser continuado.

En lo referente a las resistencias mecánicas a compresión, las areniscas blanca y roja arrojan valores aceptables comprendidos entre los 30 y los 40 MPa, ligeramente superiores en promedio para la arenisca roja que para la blanca. En cuanto a la piedra caliza, su resistencia es excelente, con valores que superan los 100 MPa.

No se observan mejoras en la resistencia a compresión de testigos de areniscas blanca y roja sometidos a la acción de distintos consolidantes, aunque es previsible que se obtengan resultados más positivos sobre piedras cuyo estado inicial presente grados de cohesión mucho más deficientes.

Referencias

- [1] C. Thomas, J. Setién, J. A. Polanco; "Caracterización de materiales pétreos naturales procedentes del Palacio de Riba Herrera"; Informe Técnico, Laboratorio de Ciencia e Ingeniería de los Materiales, Universidad de Cantabria. 2006.
- [2] L. Villegas, I. Lombillo; «Los estudios previos en la rehabilitación de construcciones del patrimonio construido»; 1ª Jornada Nacional sobre Metodologías no Destructivas aplicadas a la Rehabilitación del Patrimonio Construido (2006); 7-26.
- [3] L. A. Alonso Ortiz et al.; «La rehabilitación del antiguo Seminario de la Universidad de Comillas»; Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido REHABEND (2007); 209-223.
- [4] M.R. Valluzzi, L. Binda and C. Modena, Experimental and analytical studies for the choice of repair techniques applied to historic buildings, Mater Struct 35 (249) (2002), pp. 285–292.
- [5] C. Thomas, J. Setién, J. A. Polanco; «Conservación del patrimonio construido: caracterización de los materiales pétreos originales del edificio de la Universidad Pontificia de Comillas»; Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido REHABEND (2007); 151-163.
- [6] Norma europea UNE – EN 1936: "Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la densidad real y aparente y de la porosidad abierta y total".
- [7] Norma europea UNE – EN 1925: "Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación del coeficiente de absorción de agua por capilaridad"
- [8] Tsakalof, A., Manoudis, P., Karapanagiotis, I., Chrissyoulakis, I., Panayiotou, C.; "Assessment of synthetic polymeric coatings for the protection and preservation of stone monuments"; 2007; Journal of Cultural Heritage 8 (1), pp. 69-72.
- [9] P. Rizzarelli, C. La Rosa and A. Torrisi, Testing a fluorinated compound as a protective material for calcarenite, J. Cult. Herit. 2 (2001), pp. 55–62.
- [10] F.E. Hénon, M. Camaiti, A.L.C. Burke, R.G. Carbonell, J.M. DeSimone and F. Piacenti, Supercritical CO₂ as a solvent for polymeric stone protective materials, J. Supercrit. Fluids 15 (1999), pp. 173–179.
- [11] F. Ciardelli, M. Aglietto, V. Castelvetro, O. Chiantore and L. Toniolo, Fluorinated polymeric materials for the protection of monumental buildings, Macromol. Symp. 152 (2000), pp. 211–222.
- [12] Vacchiano, C.D., Incarnato, L., Scarfato, P., Acierno, D., Conservation of tuff-stone with polymeric resins, 2008 Construction and Building Materials 22 (5), pp. 855-865.
- [13] S. Vicini, S. Margutti, E. Princi, G. Moggi and E. Pedemonte, In situ copolymerization for the consolidation of stone artefacts, Macromol. Chem. Phys. 203 (2002), pp. 1413–1419.
- [14] C.M. Hansen, Water transport and condensation in fluoropolymer films, Prog. Org. Coat. 42 (2001), pp. 167–178.
- [15] Ling, H., Maiqian, N., Guozheng, L., Preparation and feasibility analysis of fluoropolymer to the sandstone protection, 2008 Progress in Organic Coatings 62 (2), pp. 206-213.
- [16] Germany DIN 52615, Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Bau- und Dämmstoffen, Teil 1, Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung, 1975.
- [17] G.C. Borgia, M. Camaiti, F. Cerri, P. Fantazzini and F. Piacenti, Study of water penetration in rock materials by NMR: hydrophobic treatment effects, J Cult Herit 1 (2000), pp. 127–132.
- [18] G.W. Scherer, R. Flatt and G. Wheeler, Materials science research for the conservation of sculpture and monuments, MRS Bull 26 (1) (2001), pp. 44–50.
- [19] Norma europea UNE-EN 1936. "Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a compresión."
- [20] J. Díez de Güemes; «Refuerzo de estructuras de fábrica»; Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido REHABEND (2007); 311-318.
- [21] ASTM C568-99 Standard Specification for Limestone Dimension Stone.
- [22] ASTM C503-05 Standard Specification for Marble Dimension Stone.
- [23] I. Lombillo, L. Villegas; «Metodología para el análisis de las estructuras de fábrica del patrimonio construido»; Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido REHABEND (2007); 69-90.
- [24] S. Sánchez Beitía, P. Roca, J. Barrallo; «Análisis de cargas en la Basílica de Santa María del Mar de Barcelona»; Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido REHABEND (2007); 33-44.

BLOQUE 3
Gestión del Patrimonio
Construido

Conservation of Historical City Centres: a Knowledge-Based Method for the Interpretation of Urban Fabrics

Giorgio Monti ^a, Giuseppe Scalora ^b

^a Dip. di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma, Italy

^b Engineering Research Office, Siracusa, Italy

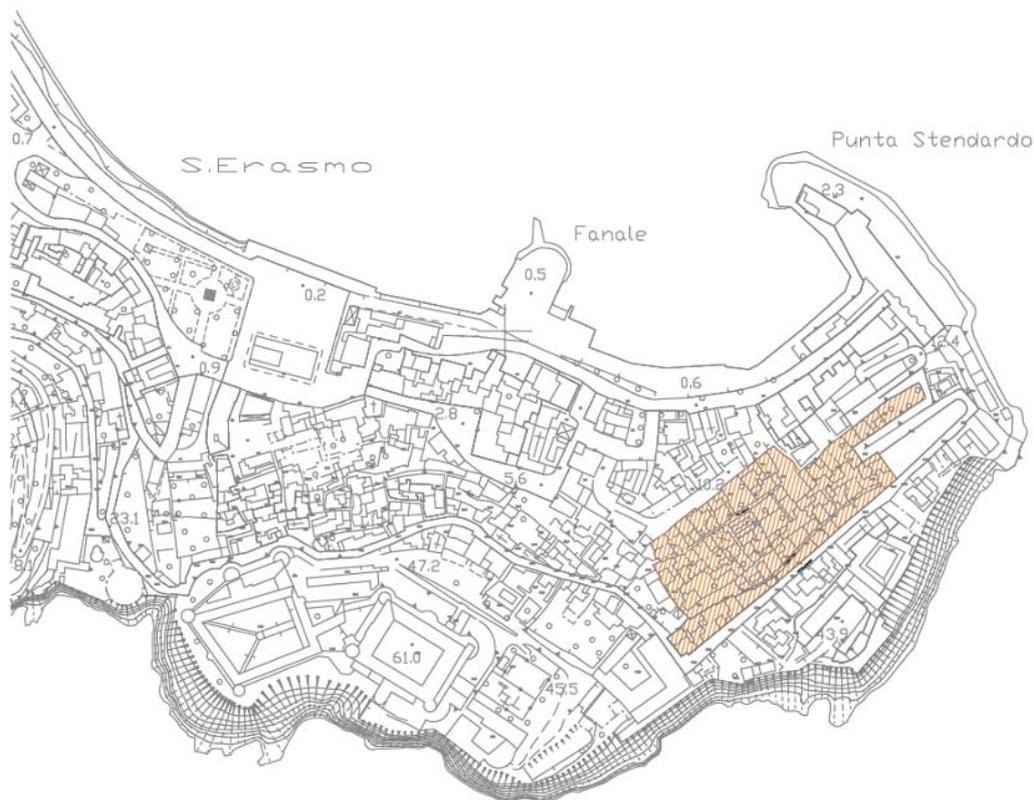
Abstract: The objective of this study is to develop a project for the regeneration of the partially abandoned historic center of the town of Gaeta, located south of Rome in Italy, in the Province of Latina, not far from the cities of Formia and Cassino. Gaeta and its peninsula, with its historic center, represent important urban structures, partly ruined, but rich in ancient buildings that characterize the entire urban system (Figure 1). Gaeta's territory is particularly attractive from the touristic point of view, and thus represents a strategic area due both to its central position in Italy, and to the condition of being a coastal city located on the Tyrrhenian shore.

This is essentially a study of urban preservation with a strong multidisciplinary character, that has brought together – and has profited from – different skills pertinent to restoration, be they of historical-critical nature, of urban-planning, architectural, archaeological, and technical-scientific.

The process of understanding the urban fabrics in any historical town is a particularly demanding and challenging task, due to the richness and multiplicity of its urban image. This is generally determined, starting from its founding act, by a continuous evolutionary development process, also in the presence of traumatic events, with a stratification of historical phases that were particularly complex and are still partly unknown.

Thus, when treating historical buildings, primary interest is that of relying on modalities of 'critical-conservative restoration' and 'anti-seismic amelioration', such as to maintain and deliver to future generations, in their authenticity, shapes, figures, materials, aggregates, types, paths, and, essentially, a poor yet valuable cultural heritage.

Figure 1: The historical center of Gaeta and, shaded, the Roman historic fabric (VII-IX c.).



1 Introduction

In European Countries there is a growing awareness of the necessity to consistently operate on the cultural heritage represented by our historical centers, in order to invert the current trend that brings them down to an unavoidable physical degradation. Intervention strategies that aim at healing these situations must cope with a series of requirements that, appearing as antagonist, render the task particularly arduous. One should think, for example, of the urgent necessity of improving the overall safety of an urban fabric, and to the equally irrevocable desire to recover and to respect the cultural heritage that every urban fabric brings in itself, as material testimony of a unique and unrepeatable history. Whichever operation of restoration is undertaken, even if local, on a single building unit, it must be balanced between multiple requirements, of structural, formal, architectonic and functional nature, in order to arrive at producing “possible” design actions, respectful of the authenticity and the identity of the places, at the same time satisfying the safety requirements.

Thus, if one wants to proceed in this direction, it is not admissible anymore to concentrate one’s design efforts on just a single portion of the historical urban fabric, as it happens through the usual professional bids dealing with single real estate units, since the same concept of identity of the place sends back to a value diffused over the entire fabric. The designer should be able to capture exactly this, in order to integrate his/her own interventions within the fabric. An awareness should be developed, by which every part of the fabric cohabits and interacts with the others, in a dialectic exchange that is not only structural (the flow of earthquake forces within the resisting walls), but is also and above all of formal and spatial nature, tied to the modalities of development and transformation in the course of the centuries.

Ancient masonry buildings are very often complex and stratified entities, seldom built in synchronic manner, in which original portions, rebuilt or added parts, different conservation levels, different static concepts live together. It is therefore the designer’s task to reconstruct such mosaic in all of its articulation and complexity, while maintaining as much as possible an approach that be flexible and permeable to information of different nature: historical, documental, architectonical, technological, mechanical, trying at the same time to make the effort of widening our horizon and of extending the study, if not to the whole fabric (a task for urban planners), at least to the context neighboring the unit of interest.

The designer has to look at each building in the historical centre, not only as an existing artifact to be studied *hic et nunc* in its current configuration through a purely scientific method (survey, measurements of the properties and design of restoration and strengthening), but also as the result of a series of constructive/destructive processes, of a sequence of modifications occurred in an often very long time, which should be dealt with a knowledge-based approach fully respectful of its historical/documental value.

Here, a remarkable interpretative effort is required to the practitioner, even better if supported by interdisciplinary competences, as well as a capacity of collecting different information sources, in order to place them into a homogeneous vision. Though complex, such a study is always worth pursuing, because its outcomes are always a wealth of information. For example, a consequence of mechanical nature often disregarded by the professionals, is that, from the data collected from an historic/documental survey and/or an appropriate “morphanalysis” on site, it is possible to reconstruct the aggregation modalities of the building in the sequence they developed in time. This allows to distinguish, among all the masonry walls constituting the building aggregate, those whose mutual constraint is one of full connection (synchronic walls, i.e., built at the same time) from those in which the constraint is of simple closeness/adjacency (diachronic walls, i.e., built at different times). It is immediately understood how this information, obtained in a fully non-destructive manner, has a fundamental effect in the structural modeling of the building, because it allows to place the constraints in a correct way.

After all, the usual hierarchic progression of knowledge (geometry → details → materials), underlines that, in masonry buildings, the interpretation of the structural behavior cannot close the eyes to an accurate description of its form, that is, the geometry of its parts and the way they are

interconnected and collaborate through the constructive details. The morphological-structural organization of masonry walls determines the seismic behavior of the building. Only in a second phase is the information collected relative to the matter they are made of.

It goes without saying that these observations, shared by the wisest professionals, very often clash with the economical limitations proportional to the extension of the dwelling unit at hand, therefore, one is often obliged to deal with a local assessment of the single real estate unit, which, as such, is less representative and effective. Not to speak about the strengthening intervention in itself, which, if realized in the only portion of interest, would result in alterations of the behavior of the aggregate, with possibly negative consequences. As a matter of fact, it is well known that a local strengthening or stiffening of masonry elements tends to alter the global strength and stiffness distribution of the whole aggregate, modifying the whole earthquake behavior and amplifying the demand (either force or displacement) on the surrounding masonry elements.

An ideal way out of this apparently unsolvable problem could be that the competent Authorities issue high-definition performance-based Detailed Plans derived from multidisciplinary studies and from a methodic-systematic research, which each single professional should refer to, and which identifies the various portions of the urban fabric and the relations among them. In this way, the professionals would be forced to operate within a predefined framework, derived from a higher level study, which dictates operative criteria (and then objectives to pursue), rules and languages that all professional should follow. Thus, even if operating at different times on different portions of the aggregate, the single professional would design following a path previously traced by a coherent and consistent study.

In this way it will be possible to manage the events – characterized by parceled out interventions on single portions of the aggregate – with the ideal vision of a coordinated design action extended to an entire aggregate section – within which the single professional will implicitly share manners, methods and goals. Hence, even if operating in different times and with different individuals, under the common guide of such a Detailed Plan, after the last intervention will be realized, the whole aggregate shall be endowed with a critically controlled architectural quality and with a uniform seismic resistance over its extension. The objective of the study here presented is exactly this: formulate a methodological proposal that should guide the professionals in the interpretation of the urban fabrics of historical centers. The work method looks at the form of the fabrics and on the historical and spatial correlations among the different existing signs.

2 A critical line for restoration

The space of an ancient town is dense with lines, angles and crossings – walls leaping forward and elongating their axis, walls bending at different angles and creating new intersections, walls sliding forward and causing misalignments – that together create closely knit connections among the building cells. But what determined the inclination of a wall or the changing direction of a staircase? Or alignments or misalignments, or the offsets and setbacks of buildings' fronts? Or the discontinuity of elevations, the openings and infills on the façades, the longitudinal and transversal walls' recurrences, the shape and sequence of the different elements, the persistence of courtyards and paths? In short, how is it possible to understand such a complex conundrum of phenomena?

To answer this crucial questions, we tried to change the usual viewpoint: in this method, the study is carried out neither by looking at the matter needed for them physical reality (the attentive scrutiny of materials!), nor by enumerating each single segment of the urban fabric (e.g., all block's cells or the single dwelling typologies), but by critically interpreting, in a coherent vision, how the city developed starting from its establishment – its founding act – and how it continuously evolved in a complex development process, also in the presence of traumatic events, with a stratification of historical phases.

To achieve this, we search for those physical signs that connect the 'founding' (which expresses the long period "structural permanencies" provided with great inertia, such as the foundation walls

which show the block size, or the ancient street pattern) to the 'founded' (the city 'above', as we see it today). The 'founding' transmits to the surface some characters, observable on the 'founded', such as: frontality, elongation, obliquity, rotation, translation, sliding, setback. Therefore, a critical reading of the fabrics looks for those physical signs connecting the "founding" to the "founded".

Then, the urban fabric is not analyzed anymore as the sum (the total) of single elements or parts, but as "dynamic unity", to be interpreted in its context and its space-time dimension. Each element of the architectonic space is treated as belonging to an integral structure, rather than as a determined, abstract, isolated portion of it: the object to be understood and interpreted is the form.

In such perspective, the knowledge of the urban form and of its developing processes is not obtained by directly observing the physical reality or by analyzing the separate segments of the urban fabrics, such as the cadastral units or the single housing types, but by critically interpreting – in an organic vision – how the city has developed since its foundation, paying particular attention to meanings and values of context and time.

3 The "form"

We mean by 'form' the result of a shaping and development process, which, being dynamic, includes the time of production (in the long term) and the transformation action (in the short term). (The meaning of form is not to be mistaken for the aesthetic (outward) one of 'aspect'). The concepts of layer and of underlying history are therefore a constant reference in the study of an urban context settled over time.

Transferring to the urban fabric scale the critical distinction, originally proposed in Brandi (1977), between "matter as aspect" and "matter as structure", one can stress that the specific and determining character of an urban fabric is the spatial and formal one, which of course needs a matter acting as a constituent mean for the form to exist.

The form is born and develops through a complex net of transformations that arrive at a product – which is essentially unique – whose content expresses the relationships between the 'founding' and the 'founded', between the unity (the historic center) and the multiplicity (all objects in it).

4 Authenticity and Identity

Every building, even a ruin, refers to an origin, be it a place, a time or a maker. This idea of an origin (and of the relative criterion of preservation of the original) leads to the notion of authenticity (and to the corresponding principle of respect of authenticity, which inspires preservation and restoration).

Authenticity should be looked for through objective and rationally verifiable methods (e.g., through scientific analyses, historical studies, archival/documentary searches, etc.).

From the technical standpoint, authenticity is meant to identify either the effective conservation state of the object or how much of the original material structure still survives. This makes precise points in time and space participate to a wider order.

Differently to authenticity, when speaking of **identity** of an object one refers to an ensemble of characters that, though linking the thing's intrinsic value to an origin, express the condition and the measure of time. Thus, the foundation is not allotted to the indisputable and to the "being forever", but to the alterability of its content. As a consequence, the formation of the identity of historical cities constitutes a long process that initiates in the first phases of the urban development, settles in the long duration time, then remains relatively stable (unless traumatic changes occur).

If **authenticity**, traditionally, implies a concept of truth related to either a standard, a type, a category, a process, or a program (aesthetic, functional, signifying, etc.), **identity**, rather, leads to a concept related to the **dynamics of things** and to their interconnections.

5 A Methodology for Urban Restoration and its Application to the Sant'Erasmus District in Gaeta

5.1 Recognizing the Continuous Building System (CBS)

The *Continuous Building System* is an aggregation of buildings characterized by the formal structure of vertical walls. The CBS usually coincides with the block and is the result of the historical dialectic between the system of routes, the special building types and the residential building types.

The formal structuring and evolution of the fabrics is recognizable and noticeable through the identification of different levels of information, integrated and organized in themselves, within an associative structure, and in particular:

The relationships between the **processes of aggregation** and organization of urban fabrics (organized through the distribution of lots and building types) and the **evolution of the street system** (obtainable through archaeological and stratigraphical studies);

The **main events** (or sequences of events: earthquakes, plagues, wars, invasions, laws, rules, etc.) that have had an impact of the morphological aspects of the historical built environment (obtainable through historical and document sources);

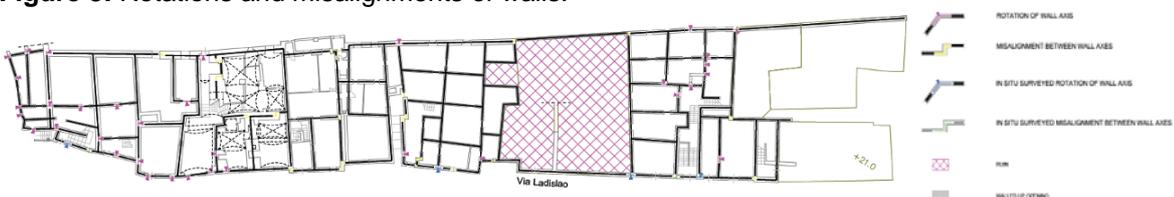
The **relationships of the system of routes and empty spaces**: analysis of street morphology (course, width, turning point in the layout, and misalignments of the building fronts), identification of the characteristics as to the arrangement, dimensions and hierarchy of the courtyards (next to street or internal, with direct entrance or through a lobby, in a lateral or central position with respect to the lot front), location of the stairs within the courtyard. This study favors the comprehension of the creation and transformation process of blocks, lots, built parts and free portions with respect to the phases of their use (refer to exemplification on Gaeta, see Figure 2);

Figure 2: Urban features.



The level of **walls**. Wall system: alignment of walls; verification of orthogonality with respect to the street course; identification of prolongations, rotations, intersections and sliding of the wall axes. This helps in identifying the walls as to their construction synchrony and then to define their degree of connection; and in identifying probable damage mechanisms, as in the case of two misaligned fronts (refer to exemplification on Gaeta, see Figure 3);

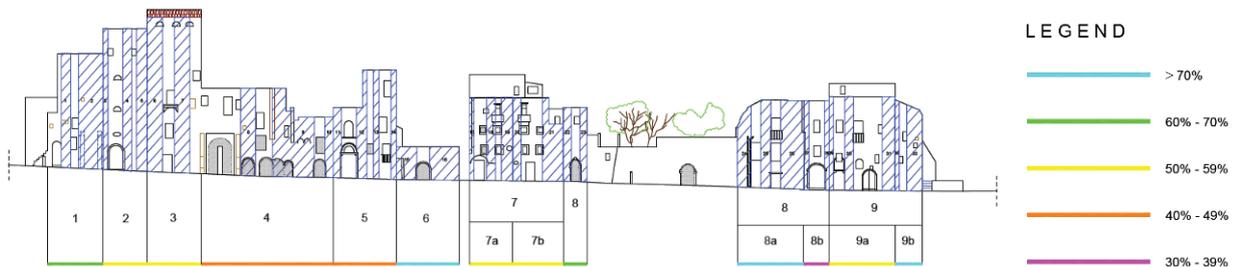
Figure 3: Rotations and misalignments of walls.



The **cells**. Cell system: for each level, spatial analysis of the single masonry cell: regularity ratios, repetition, modularity, and so on. That allows to distinguish cells with respect to the saturation processes of the open settlement spaces;

The **linguistic characteristics**. Formal coherence of the fronts: form and position of the holes on the front walls (axiality, symmetry, repetition and rhythm). The analysis of the shape and position of the holes on the fronts allows to determine the weak areas in the transmission path of stresses, as well as to detect the changes over time (refer to exemplification on Gaeta, see Figure 4);

Figure 4: Fronts analysis (vulnerability of fronts in the legend is defined as piers/façade area ratio).



The **type structuring**. The critical-processive reading of the building types allows to recognize the type characters and the distributional and spatial relationships recurring within the urban fabrics, as well as to detect the formal structures persistent at the various layers of the building. This funnels the understanding of the system of historical structuring of building aggregates, of the plot of spatial connections among the single building cells, of the logic and chronology of their stratification;

The **construction lacks** and the **seismic weaknesses**: misalignments and tapering of walls, thin walls or hanging walls, and so on. Such informative layer provides indications both to detect the presence of building violations and unauthorized developments and to look for possible damage sources related to vertical and horizontal (earthquake induced) loads;

The **identification of stair type**. The reading of the different placement of stairs in the urban fabric, within the single cell walls and outdoors in the collective space of the courtyard, contributes to identify the relationship between the built environment, the street front and the courtyard (or the pertaining area) of the buildings (refer to exemplification on Gaeta, see

Figure 5);

The **formal interpretation of the fabric**, and therefore the historical-morphological recognition of the individual building units in the structure/entirety of the settlement space and the identification of the ties each building establishes with the others (refer to exemplification on Gaeta, see Figure 6). The identification of the reciprocal relationships that each building establishes with the others makes up the methodological moment of the urban fabric recognition in terms of aggregative procedures between single building units.

Figure 5: Dwelling unit access and stairs systems.

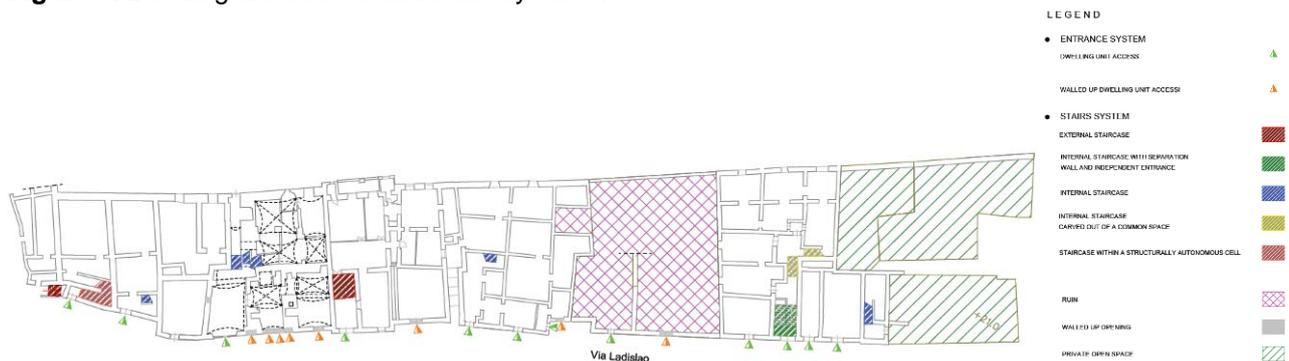


Figure 6: Identification of Building Units (BU) and Structural Units (SU).



5.2 Real Estate Unit (REU), Building Unit (BU) and Structural Unit (SU)

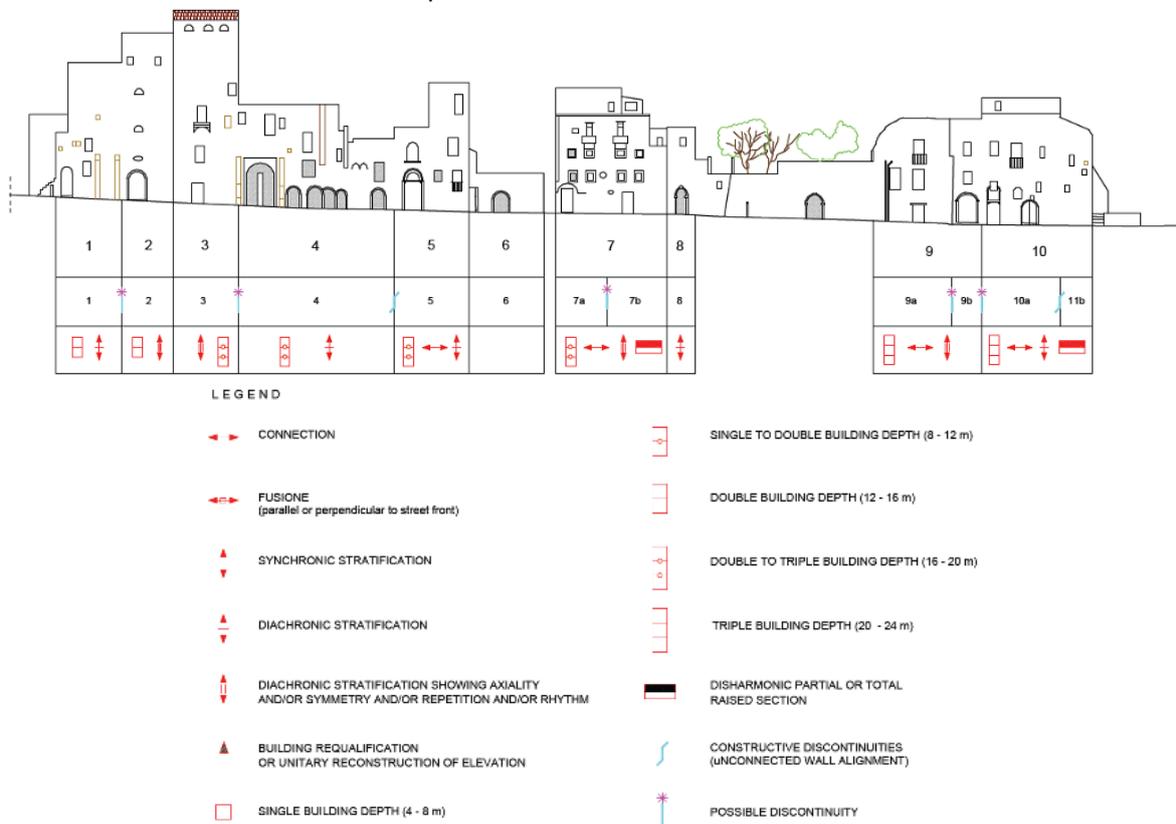
The REU may coincide with a dwelling unit, a shop, a warehouse, and so on.

The BU expresses the physical and formal result of the relationship between the urban context and the building type. The morphological richness of the historical built environment arises from their multiple combinations through time and space. In such a perspective the type characterizing the built entity is overcome by the form it gets in the 'slow' production of the architecture.

Each BU is then characterized by its present level of structuring and formal evolution in relation both to the morphology and architectural coherence of its figure (the façades) and to its form (the geometric-building structuring developed in a place through time in the three spatial directions).

A BU is recognizable "case by case" on the basis of its original configuration, typically coincident with an elementary single-cell type for the serial buildings, and of the critical interpretation of its process mechanisms of growth and transformation (refer to exemplification on Gaeta, see Figure 7).

Figure 7: Formation and transformation process.



The knowledge of the architectural and formal characters of the BUs (and of the pertaining processive movement of “long term” production) must always come first and direct the structural and earthquake-resistant design of the building systems, in an inseparable connection between geometrical/spatial configurations and physical/structural ones, between preservation of the morphological and constructive characters and performance of the materials (refer to exemplification on Gaeta, see Figure 8).

The identification of the characters and of the behavior of the SU takes place through the recognition of, respectively: a) the form of the BU and of its relative position in the continuous building system (morphogenesis); b) the quality and the effectiveness of the spatial connections between adjoining cells, with special care to the context and juxtaposition/overlapping mechanisms.

Figure 8: Site structure - Criticality Level identification of Building Units and Structural Units.



Each SU expresses physically in the space the mediation between BU structural and architectural needs. The former are related to the essential of meeting the through time actions on the BU. The latter are related to the necessity of developing the BU with reference to the type, form and structure features of the respective CBS.

The SU has gravity loads flow, more or less direct, from sky to ground, and mechanical behavior characterized by a more or less marked connection. Such connection may have been achieved deliberately bearing into mind causes or more easily effects of static (e.g., foundation settlement) or dynamic (e.g., earthquakes) phenomena, or due to observance of the rule of art (walls connection, rotation of floor orientation, spreading of the roof pressure on the top of the wall), and the resorting to special solutions (iron ties, wall anchors connected to floor beams, wall anchors connected to iron or timber ties embedded in the masonry transverse walls).

The historical analysis of the BU, thanks to the archaeological, archive-literature, and morphological-structural tools, shall recognize the building phases, in order to estimate the load changes on the SU, the efficacy of the connections between walls, and in order to highlight the main building interventions performed on the edifice.

As a rule, the structural unit shall be bounded by adjoining buildings identifiable by aggregation/arrangement rules on the scale of the continuous building system or by their morphological and formal characters, or by construction bodies built according to different constructive and structural types or at different times, or finally by open spaces and structural joints.

Further elements to consider for the qualification of the SU concern respectively: a) the overall evaluation of the spatial-formal and technological-constructive aspects of the BU; b) the survey of the conservation state of materials; c) the historical analysis of the crack pattern and the evolutionary study of displacements and deformations; d) the survey of material decay status.

A BU may be recognizable as: a) single SU (e.g., house in line produced by aggregating elementary bordering rows - or pseudo-rows - and by subsequent synchronous stratifications; building obtained by complete refurbishing of adjoining and individual BUs, and then with a substantial change of the original structural configurations; single architecturally closed BU, expression of a unitary design and realization unchanged over time also from the constructive and structural viewpoint); b) made up by a number of mainly individual SUs distinguishable within the building by their development and morphogenetic mechanisms on the scale of the continuous building system or by their type and constructive characters or by their building age (e.g., aggregation of mature serial houses through holes on the common wall, with a number of floors equal to the present one, and keeping the original elevation of floors, and architectural, formal and techno-constructive characters).

5.3 *The Minimal Intervention System (MIS)*

The MIS has to be determined based on the BU, on the quality and size of the foreseen interventions, the criterion minimizing the fragmentation of the direct interventions, especially in the case of those designs aiming to the environmental (and thus town planning) regeneration, to the improvement of the earthquake-resistance and to the renovation of building services.

As for earthquake performance, the identification of a more extended aggregation system, allowing for simultaneous interventions with a system approach on a number of buildings which are individual but structurally interdependent, is necessary. This represents the most effective operating dimension to develop and qualify the formal, constructive, and structural relationships of the buildings both between them and with the open areas.

The MIS may concern the single REU or the BU it belongs to, or a more or less extended portion of a building aggregate.

In any case, the verification and the unitary check of the design forecast will refer the direct interventions to the comprehensive size of the BU

Following this approach in governing the conservation processes of the historical built environments, the identification of the MIS cannot be indicated a priori, but has to be determined, "case by case", by the designer in charge, based on the contingent system and, the degree of spatial and relational complexity of the building in the urban fabric, of the BU within the CBS.

This approach considers two different situations:

a) the synchronic intervention, from sky to ground, on the set of REUs

making up the BU or on larger portions of the CBS, e.g. in the case of a earthquake-resistance improvement project;

b) the partial intervention on single REUs, and in this latter case interventions are allowed that are coherent with the morphological, architectural and constructive characters of the BU, e.g. in the case of planned maintenance interventions.

5.4 *General criteria for the building intervention*

Interventions on the staircase and corridor system of the real estate unit shall avoid unifications and joinings between different BUs, especially if these were built in different epochs. If this is the only possibility to achieve minimal dwelling levels, it is necessary to refer the design to the CBS portion recognizable on the base of the spatial configuration of the REU, preserving the iconic features of the whole.

The unification of horizontally and vertically adjacent REUs, belonging to the same BU, is allowed only if the intervention aims to put again together the vertical communication features, in agreement with the more mature architectural and formal structure attained by the built system, without erecting new stairs or moving those already existing.

The splitting up of existing REUs is not permitted, unless such process is purposeful to the redefinition of contiguous BUs, which in the past have been unified.

6 Conclusions

Following these general concepts the Italian group has developed a methodology: a strategy which enhances positive economic tendencies, respect historical and architectural reality, social and natural attractions, and the existing potentialities of the town of Gaeta.

The aim is to develop an organization which can recognize and define different levels of transformability of the historical built environment, at the urban scale. Given this specific character, the objective is to introduce a precise (but flexible) strategy at the scale of building microdesign.

In a coherent interpretation, city or town analysis start from the moment of the settlement's establishment. This means that the environment cannot be reduced to an empiric description, but must be subjected to a critical interpretation of the physical reality. Under such a perspective the project and the restoration program cannot only be concerned with individual buildings or monuments, but must deal with the fabrics in a unitary way, implying the integration of planning, political and financial aspects of the transformation processes with the principles that determine the form of the buildings. Since the results are not merely aesthetic answers, the action is oriented towards the operation of controlling/monitoring the relationships between old and new structures.

Some fundamental issues that emerged from the study are:

- the complex spatial articulation of the continuous building systems of historical towns needs, where possible, unitary and synchronous actions on homogeneous portions of the fabric, e.g. compartments or entire blocks, especially if highly vulnerable to future damage.
- in order to activate an effective process of repopulation of the spaces, the building interventions must be inserted in an environmental requalification project, and be therefore of a planning nature, including integrated and cross-actions: projects concerning the land (routes and public and private spaces) and the town decoration, insertion and/or integration of services and functions, restoration of architectural landmarks (churches, palaces, convents, etc.), integration with the overall urban system of transportation and mobility, etc.
- the particular characters of the urban form requires, in the case of direct building interventions pertaining to the single building system, specific prescriptive and performance rules. These should control the system of internal and external relationships configuring the building system in the environmental reference context and control the formal, constructive and mechanical results of the intervention.
- the preservation of the historical centers, due to the complexity of their meanings and to the stratification of their values, cannot be obtained without the participation and the multilateral support of the local community and administration.

References

- Braga F., Monti G., Scalora G. (2006). A method for urban restoration applied to Ortigia (Sicily, Italy). FACH Conference on the Construction Aspects of Built Heritage Protection, Cavtat, Croatia, 14-17 October.
- Braga F, Monti G, Scalora G 2006. A conservation plan method for historical city centres. 5th International Seminar Structural Analysis of Historical Construction (SAHC), New Delhi, 6-8 November 2006, 151-158.
- Braga F., Monti G., Liberatore D., Scalora G. (2006). Survey and restoration: the case of the block between Vicolo II and Vicolo III at the Giudecca of Ortigia, Sicily. Conference Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC 2006), New Delhi, India, Nov.
- Brandi C 1977. Teoria del restauro. Einaudi, Torino.
- Caniggia G 1981. Strutture dello spazio antropico. Alinea, Firenze.
- Caniggia G., Maffei G.L. (1979). Lettura dell'edilizia di base. Marsilio, Venezia.
- Giuffrè A 1993. Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia. Laterza, Bari.

Liistro M, Scalora G 2006. Il nuovo Piano Particolareggiato di Ortigia. Schema di Massima. Siracusa.

Monti G, Scalora G, Sorrentino L 2007. Conservazione dei centri storici: un'esperienza ad Ortigia Wondermasonry 2. Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures, Lacco Ameno, 11-12 Ottobre 2007, in press.

Scalora G 2003. I tessuti urbani di Ortigia. Un metodo per il progetto di conservazione. Ente Scuola Edile Siracusana, Siracusa.

Sorrentino, L., Kunnath, S., Monti, G., Scalora, G. (2007). Non-linear static and dynamic analyses of one-sided rocking of unreinforced masonry façades. USNCCM9 Mini-symposium on Computational Mechanics of Masonry Structures, San Francisco, 23-26 July.

Sorrentino, L., Kunnath, S., Monti, G., Scalora, G. (2008). Seismically induced one-sided rocking response of unreinforced masonry façades. Engineering Structures, 30, Elsevier.

La Fundación Santa María: una Trayectoria que une Patrimonio y Desarrollo

J.C. Prieto

Fundación Sta. María La Real – Palencia

Resumen: Numerosos territorios tradicionalmente aislados y deprimidos, presentan sin embargo una rica variedad de espacios naturales y bienes culturales que constituyen un recurso de primer orden para el desarrollo local, muchas veces mal aprovechado.

Desde la Fundación Santa María la Real entendemos que su adecuada conservación, gestión y fomento mediante iniciativas originales puede convertirse en catalizador de un marco de crecimiento sostenible. Por ello, desde hace más de treinta años, todas las personas que forman la Fundación Santa María la Real trabajan, con una estrecha vinculación en los distintos territorios en los que estamos presentes, sobre los tres pilares que entendemos básicos para cumplir el objetivo de devolverle al patrimonio su papel dinamizador: la investigación, la conservación y la difusión. Todo ello a través de distintos programas y actividades que se materializan en la creación de empresas, una ingente labor editorial y de restauración, y una voluntad de servicio a los habitantes de los territorios en los que trabajamos.

1 LA FUNDACIÓN SANTA MARÍA LA REAL: UNA TRAYECTORIA QUE UNE PATRIMONIO Y DESARROLLO

Todas las iniciativas de la Fundación Santa María la Real han estado enfocadas desde sus inicios a lograr el desarrollo socioeconómico de territorios tradicionalmente deprimidos, potenciando para ello lo que consideramos son los principales activos de un territorio: sus gentes, su patrimonio cultural y su paisaje.

No en vano, el germen de lo que hoy es la Fundación Santa María la Real está estrechamente ligado a la recuperación de un arruinado monasterio premonstratense, que se llevó a cabo a partir de 1977 gracias a un extraordinario movimiento asociativo promovido por nuestro presidente José María Pérez 'Peridis'. Él fue quien supo despertar el interés por un patrimonio dormido, pero increíblemente rico, que se materializaba en la enorme concentración de edificios románicos en el área que circunda Aguilar de Campoo, y que, por esas fechas, era muy poco conocido y valorado.

El objetivo de 'Peridis' y de todos aquellos que laboriosamente trabajaron en su recuperación parecía en esos días una quimera: restaurar el monasterio para convertirlo en un gran centro cultural que sirviera de catalizador del desarrollo de Aguilar de Campoo y su entorno. Sin embargo, después de treinta años podemos decir que este sueño se ha convertido en realidad, pues el monasterio, amén de haberse convertido en un inestimable recurso turístico para la localidad, acoge hoy cursos de verano especializados en historia y patrimonio, un centro de educación secundaria, el centro expositivo Rom: románico y territorio, una Posada Real, la sede comarcal de la UNED, una Biblioteca y, por supuesto, la sede de la Fundación Santa María la Real.

Y es que, al calor de la restauración del monasterio, que conllevó una casi febril actividad de conocimiento del arte románico, fueron dándose cita historiadores, arqueólogos, arquitectos y delineantes en la realización de distintas iniciativas lo que motivó la conversión de la asociación en fundación cultural en el año 1993 con unos marcados objetivos, ligados al desarrollo cultural (estudio, protección y restauración del Patrimonio), social (Residencia Tercera Actividad) y económico (empresas) de una comarca.

Tras muchos años de una incesante actividad, el territorio en que principalmente ha desarrollado su labor la Fundación, muestra hoy claros signos de un renacer en el que el patrimonio toma el papel protagonista como generador de riqueza, como dinamizador social y también como seña

compartida de identidad. Este arduo trabajo, realizado en concurso con los vecinos (en quienes entendemos que deben revertir en último término los beneficios de todas las iniciativas), nos ha permitido forjar para este tipo de territorios un nuevo modelo de desarrollo sostenido y sostenible.

De este modo, con este bagaje de experiencia y resultados obtenidos, se acerca hoy en día la Fundación Santa María la Real a distintas comarcas que reúnen las mismas condiciones que se daban en la Montaña Palentina en el momento de su formación: fuerte emigración juvenil, envejecimiento de población, escasísimo tejido social, ausencia de iniciativas originales, declive de los sistemas económicos tradicionales... pero donde a la vez existe un rico legado cultural (tangibles e intangibles), un exuberante paisaje, una amabilidad natural de sus gentes, pueblos llenos de tradición y también una buena disponibilidad de las administraciones. En definitiva: lugares donde hay mucho por hacer. En este sentido, en los últimos años se han iniciado incluso distintos proyectos de cooperación al desarrollo fuera de nuestras fronteras, gracias por ejemplo a la aplicación de la figura de las Escuelas Taller, que con tanto acierto ideó el propio 'Peridis' para la restauración del monasterio.

Y es que, desde la Fundación Santa María la Real estamos convencidos de que el desarrollo económico local depende de la capacidad de integrar el aprovechamiento sostenible de los recursos de un territorio, y en este sentido consideramos que el patrimonio cultural, lejos de ser una carga, supone una riqueza indiscutible, que si es acompañada de una buena gestión, puede ser movilizada hacia la satisfacción de las necesidades de la población local.

Es, por tanto, en esa buena gestión donde debe ponerse el acento para poder descubrir las ventajas que cada ámbito territorial ofrece y aprovechar sus recursos propios. De hecho, en muchas áreas rurales, el patrimonio cultural en su integración con el natural constituye el mejor de los recursos y su adecuada gestión es capaz de proporcionar nuevas posibilidades de progreso, tanto a partir de los recursos propios como por su capacidad de atraer otros exógenos. Por esta razón, los fines de la Fundación Santa María la Real se han ido adaptando a lo largo del tiempo, con el objetivo de encontrar los modos de gestión más innovadores y adecuados para devolver al patrimonio histórico y natural su papel dinamizador. De este modo se ha llegado a elaborar un modelo piloto de ecodesarrollo con fuerte contenido cultural y participativo en torno al patrimonio y a la naturaleza que puede ser aplicado en las zonas rurales con abundante patrimonio cultural y natural de las que hablábamos más arriba.

La aplicación de este modelo dentro y fuera de los límites tradicionales de actividad de la Fundación Santa María la Real, supone también la expansión de la institución, especialmente visible en los últimos años. Gracias a la colaboración con la Administración, se han venido redactando distintos planes y programas de ecodesarrollo endógeno y sostenible, que canalizan las actuaciones e inversiones tanto públicas como privadas. Estos proyectos son, además, muchas veces gestionados por la propia Fundación Santa María la Real, y siempre llevan aparejadas tareas de índole social que faciliten el mantenimiento de la población y el crecimiento de la misma, asumiendo programas de formación y empleo.

Pero el modelo que pregona la Fundación para trabajar en cualquiera de los territorios donde interviene no es el de su propia expansión, como suele ocurrir en el mundo empresarial, sino simplemente trasladar la forma de trabajar adaptándola a las circunstancias particulares de este territorio y sobre todo con el compromiso –derivado de la vinculación al territorio que siempre propone– de que deben ser los propios habitantes los agentes de ese desarrollo, puesto que sin duda son ellos los primeros interesados en la proyección futura de su tierra.

2 PROYECTOS IMPLICADOS CON EL DESARROLLO TERRITORIAL

2.1 Los programas de formación y empleo: Escuelas Taller, Casas de Oficios, Talleres de Empleo y Unidades de Promoción y Desarrollo.

La Fundación Santa María la Real-Centro de Estudios del Románico, en cualquiera de sus diversos ámbitos de actividad, defiende un alto compromiso con los territorios en que trabaja y con sus gentes, que deben ser los principales actores y receptores de sus proyectos, según se recoge en su misión, que no es otra que “crear desarrollo a partir de la valorización del patrimonio cultural, natural y humano”. Con estos fundamentos, que han estado presentes desde sus orígenes, ha puesto en marcha diversos proyectos, entre los que cabe destacar la primera Escuela-Taller surgida en España.

Un programa cuyos planteamientos, tal como comentábamos más arriba, fueron ideados también en Aguilar de Campoo, siguiendo el modelo de trabajo que ya se estaba poniendo en práctica en el monasterio de Santa María la Real. Han sido numerosas las Escuelas-Taller, Casas de Oficio, Talleres de Empleo y Unidades de Promoción y Desarrollo que ha tutelado la Fundación, muchas de ellas puestas en marcha por primera vez aquí de forma experimental, y que con el devenir de los años han derivado en proyectos de capital importancia para la entidad, así como en distintas empresas, además de que hoy buen número de sus antiguos alumnos son la base de la estructura laboral y directiva de la institución.

Este tipo de iniciativas, ligadas desde un inicio a nuestra institución, siguen teniendo gran vigencia en la actualidad, como demuestra la reciente apertura de la Unidad de Promoción y Desarrollo ‘Terras de Galicia’, que ha supuesto la entrada de la Fundación Santa María la Real en la comunidad gallega, o el Taller de Empleo de Conservación y Archivo del Patrimonio Fotográfico, un programa interregional de formación y empleo promovido por la Fundación Santa María la Real, que desde diciembre de 2007 forma a 18 alumnos-trabajadores en el uso de las nuevas tecnologías para la conservación y valorización del patrimonio, en este caso de las fotografías pertenecientes a los fondos de distintas instituciones. Así, su labor consiste en la digitalización, catalogación en bases de datos accesibles para el usuario y preservación de estos documentos. Como un ejemplo más de la capacidad de estas iniciativas para la generación de empleo y de nuevos proyectos en la Fundación Santa María la Real, este taller sienta las bases del futuro Centro de Documentación del Arte Románico.

2.2 *Proyectos Culturales*

Al margen de esta estrecha vinculación con los programas de formación y empleo, los proyectos ideados y desarrollados han sido y siguen siendo numerosos, desde la creación de una residencia de ancianos convirtiendo el factor negativo del envejecimiento de la población que sufre la comarca, en un recurso laboral para que los jóvenes no emigren; pasando por proyectos de investigación de la cultura medieval (como son la ambiciosa obra de la Enciclopedia del Románico en España, de la que se han editado ya 28 volúmenes) y su divulgación a partir de diversos cursos, seminarios, guías o del centro expositivo ROM, Románico y Territorio.

Atención especial merecen los proyectos integrales de intervención en amplios territorios, redactados y llevados a cabo con el objetivo de reactivar socio-económicamente amplias áreas deprimidas, a través de su patrimonio cultural y natural. En este tipo de planes plurianuales, siempre desarrollados con la colaboración de distintas entidades públicas y privadas, se aborda el patrimonio desde una óptica territorial. Es decir, concibiendo cada elemento, cada monumento, como parte de un todo, como las señas de identidad de una tierra, de unas gentes y pueblos.

Por ello, las labores de conservación y restauración del patrimonio construido (base del proyecto) siempre se abordan de manera integral, incluyéndose en las mismas los bienes muebles y los entornos rurales de los templos.

Además todas y cada una de las intervenciones realizadas dentro de estos Planes de Gestión se ven acompañadas de distintas acciones e iniciativas culturales y de comunicación (charlas, señalización, difusión, digitalización, iniciativas culturales...), así como un plan de desarrollo turístico cuyo objetivo es buscar un acercamiento a la sociedad para que, más allá de la

restauración propiamente dicha, se produzca un avance socioeconómico en las comarcas implicadas en el área de Intervención.

En este tipo de iniciativas se pretende que las intervenciones que se lleven a cabo en cada una de las localidades se conozcan en sus diversas facetas, atendiendo a tres ideas primordiales:

- Informar de los distintos pasos que se van tomando a lo largo de la intervención en cada edificio, desde los estudios previos hasta la conclusión.
- Queremos que la propia intervención sirva para que algunas de estas localidades, en muchos casos al borde de la despoblación, se conozcan a partir de una propuesta cultural de calidad.
- Del mismo modo, se pretende que la población de estos pequeños núcleos rurales conozca con exactitud el alcance de las obras que se realizan en sus edificios más queridos, muchas veces verdadero santo y seña de algunas poblaciones y generalmente veneración y orgullo por parte de sus vecinos.

En los últimos años, la Fundación Santa María la Real ha gestionado distintos planes de este tipo, como el Plan de Intervención 'Románico Norte', que supone la actuación sobre 54 templos románicos del norte de las provincias de Palencia y Burgos, o el Plan de Intervención en la Antigua Merindad de Aguilar de Campoo en Cantabria, que afectó a 27 iglesias del área sur de Cantabria. Además, son numerosos los proyectos de este tipo redactados por la Fundación: en Guadalajara, Zamora, Soria y próximamente en Galicia, siempre abordando todas las perspectivas posibles: gestión, investigación, redacción de proyectos, ejecución de obras, difusión, implicación social...

2.3 *Proyectos Socio-empresariales*

A esta labor directa de la Fundación Santa María la Real sobre el patrimonio, se unen diferentes iniciativas sociales tendentes a dinamizar el territorio desde otros puntos de vista: dinamización turística, fomento de iniciativas inversoras, residencias de ancianos

y por supuesto otras actividades más netamente empresariales pero de marcado carácter especializado (restauración de monumentos, maquetismo y réplicas a escala de arquitectura y escultura), establecimientos turísticos (como la Posada Santa María la Real), investigación tecnológica (con el Centro Tecnológico del Patrimonio), coordinación de Escuelas-Taller de España e Iberoamérica (a través del programa Red de Oficios), producciones de eventos culturales y audiovisuales (destacando el canal temático por internet denominado Canal Patrimonio) y un largo etcétera de colaboraciones con distintas empresas, fundaciones, entidades diversas y administraciones, siendo en estos momentos también asesora del Ministerio de Trabajo para la implantación del programa de Escuelas-Taller en África Occidental.

Conclusión

Este conjunto de trabajos ha sido fundamental para la evolución de la comarca donde se encuentra Aguilar de Campoo, la Montaña Palentina, donde la Fundación Santa María la Real ha conseguido no sólo ser la tercera fuerza empleadora (por detrás de las tradicionales fábricas de galletas), sino que ha sido un referente para la atracción de nuevos pobladores, para la concienciación general de una sensibilidad hacia el Patrimonio, para la asunción por parte de la población de sus valores autóctonos y no sólo por su valor sentimental sino también económico, y especialmente por haber dado lugar a un modelo de desarrollo bien contrastado que ahora se convierte en esperanza y referencia para otras tierras.

Gestión digital de inventarios. Una herramienta para innovar la memoria.

M.A. Fernández-Matrán

CICOP –Sta. Cruz de Tenerife

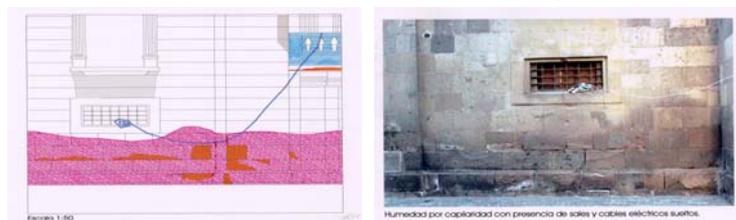
La elaboración de un sistema de inventarios para el nuevo milenio requiere una participación multidisciplinar y especializada con numerosos medios materiales y humanos.

El Centro Internacional para la Conservación del Patrimonio (CICOP) ha creado un gestor de inventarios de Patrimonio Cultural bajo la denominación UTIC-DATA que responde a la Unidad Técnica de Inventarios y Catalogación de esta organización, con el objeto de poner en marcha un sistema funcional, dinámico y versátil de forma que se mantengan continuamente actualizados los distintos inventarios sobre el Patrimonio Cultural.

Los objetivos teniendo en cuenta las necesidades de información que la sociedad demanda en la actualidad son los siguientes:

- 1.- Perfeccionar un sistema de control y gestión de los inventarios que se realicen sobre el Patrimonio Cultural (Arquitectónico, Arqueológico, Etnográfico, Histórico-Artístico, Bienes Documentales etc.) con sistemas informáticos de gran precisión, que puedan ser consultados desde el exterior por investigadores, estudiantes y usuarios en general, proporcionando una herramienta útil a las distintas administraciones implicadas.
- 2.-Homogeneizar toda la estructura de datos de los inventarios de acuerdo con las directrices comunitarias e internacionales , consiguiendo que la Administración esté al día en cuanto a técnicas y métodos de catalogación e inventarios a través de los sistemas de información adecuados a las nuevas tecnologías, con grandes posibilidades en cuanto a importación y exportación de datos.
- 3.- Asesorar a las diversas administraciones, museos, propietarios de grandes colecciones etc., en los sistemas más idóneos de difusión de los catálogos y mantenimiento actualizado de los inventarios que se realicen por los medios antes descritos, coordinando actividades y resultados con otros organismos afines en el ámbito regional, nacional e internacional.
- 4.- Creación de una gran base de datos que contengan y gestionen las imágenes que requieren los distintos inventarios, generando una producción propia que contemplen no solo los datos de carácter general sino los dedicados a las medidas de conservación, técnicas de diagnóstico recomendadas, mapas de daños y medidas de actuación que clarifiquen en gran medida el estado del Bien Cultural cara a futuras intervenciones.
- 5.-Optimizar los Medios Materiales y Humanos: La Unidad Técnica de Inventario se basa en una arquitectura informática constituida por varias redes locales del CICOP especializada en el tratamiento de grandes cantidades de datos combinados con imágenes que a su vez pueden ser obtenidas por el usuario con gran versatilidad de tamaños y resolución, tanto en formato papel como en pantalla.

Figura 1 y 2: Mapas de daños realizados en la Catedral de Santa Ana (Las Palmas de Gran Canaria)



El equipo humano lo constituyen historiadores, geógrafos, geólogos, arquitectos, ingenieros, arqueólogos, arquitectos técnicos, expertos en informática, restauradores y licenciados en Bellas Artes a través de una coordinación general que abarca las diversas áreas que comprenden los catálogos e inventarios.

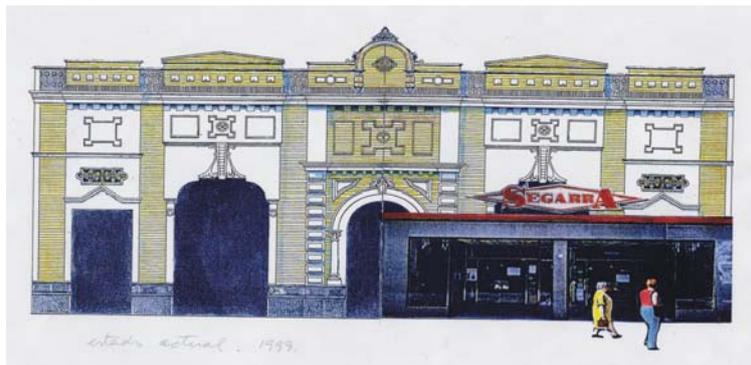
En definitiva la multidisciplina como filosofía del trabajo y como herramienta de calidad para alcanzar el nivel que precisa un trabajo complejo y de visión de futuro como son los inventarios y catálogos, que por su naturaleza nunca finalizan una vez concluidos, manteniéndolos al día con una adecuada infraestructura que permita difundir, publicar resultados y servir a la comunidad heredera de nuestro Patrimonio Cultural.

La Gestión de los inventarios permite innovar introduciendo como parte de la información la Fotogrametría Digital, consciente de que esta técnica es una herramienta cada vez más utilizada en la arquitectura.

La facilidad con la que se elaboran planos de edificaciones existentes, así como la aparición de procedimientos digitales modernos de gran eficacia y reducido costo, hacen de esta técnica una herramienta útil y asequible que unida a la información general proporciona una herramienta de autentica comunicación social tecnológicamente aprovechable para múltiples aplicaciones como guías digitales y guías en Red.

En este sentido el gestor de inventarios que propone el CICOP está basado en esta filosofía, ya que la información de los distintos inventarios es aprovechada tecnológicamente en la elaboración de guías, rutas y otros productos de comunicación social.

Figura 3: Levantamiento fotogramétrico realizado en La Casa Segarra (Lanzarote)



A través de la técnica de Fotogrametría Digital se permiten rectificar imágenes para obtener rápidamente los detalles de un edificio o monumento cuando las superficies son aproximadamente planas. Esas imágenes rectificadas se pueden digitalizar o utilizar directamente para ilustrar eficazmente catálogos e inventarios, al mismo tiempo que se pueden combinar imágenes horizontales y verticales para formar el conjunto deseado.

Otra de las innovaciones introducidas en la gestión de los inventarios ha sido incluir técnicas de animación en tres dimensiones con aplicación en Ordenador o en Vídeo sobre los edificios históricos del Patrimonio Arquitectónico.

Estas técnicas consisten en la restitución infográfica partiendo del estado actual del monumento incluso desde su información arqueológica.

Esta restitución permite visualizar el contenedor histórico en tres dimensiones, aplicando texturas de los materiales originales y consiguiendo un programa interactivo de grandes efectos didácticos para el usuario.

Para la restitución infográfica se parte de una información planimétrica, gráfica y documental lo más exhaustiva posible de cuya exactitud dependerán los resultados de todo el programa.

El usuario podrá interactuar recorriendo el contenedor histórico, deteniéndose donde desee y conocer información sobre cualquier detalle del monumento.

Todo el programa se puede volcar a vídeo para usuarios que lo utilicen en grupos numerosos, pudiendo tener un fondo musical y comentarios en off.

Figuras 4 y 5: Infografía efectuada sobre el Exconvento de San Francisco (Santa Cruz de La Palma)



La incorporación en los inventarios y catálogos en tecnología digital en lo que se refiere a la arquitectura vernácula o arquitectura popular surge por la oportunidad creada ante la publicación de un gran número de decretos en el ámbito de diversas comunidades autónomas, que amparan las actuaciones de recuperación del patrimonio edificado en el medio rural, lo que ha activado un hecho trascendental como es el reglar las peculiaridades de la arquitectura popular para dar alternativas y soluciones al lógico y natural desarrollo que deben tener los lugares y sitios históricos, núcleos aislados y contenedores a través de medios que produzcan un mantenimiento sostenible y que a su vez influyan en el desarrollo del lugar entre los que se encuentran el turismo rural.

Todas estas soluciones pasan por el conocimiento de los materiales, técnicas constructivas tradicionales, sistemas constructivos y equilibrios con el medio. Solo así se estará en condiciones de abordar el reciclaje, rehabilitación, restauración e incluso la sustitución de edificaciones que en definitiva son contenedores en fases avanzadas de su existencia, todo ello con criterios respetuosos y fundamentados.

Consciente de ello se ha incorporado en el gestor de inventarios de patrimonio cultural una información que adecuándola a distintas aplicaciones genera un procedimiento auténticamente “comunicador” de los valores significativos de la arquitectura y de lo que debe preservarse evitando su desaparición.

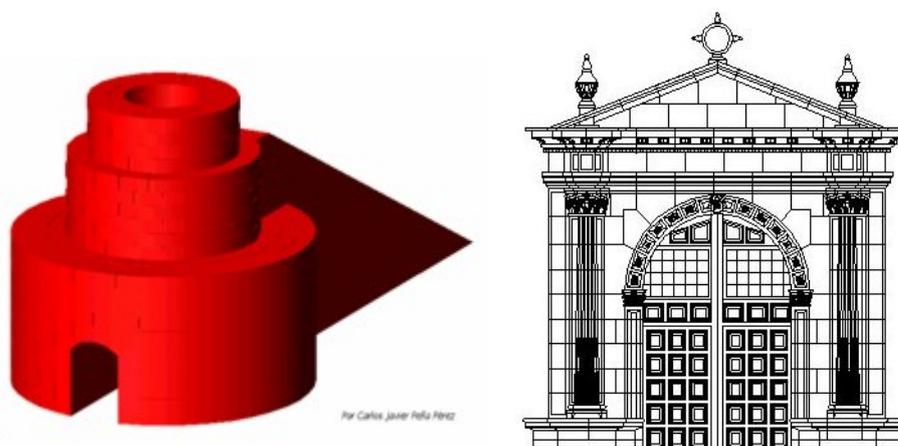
Figura 6



Para que la información generada tenga una objetividad que se adapte a las singularidades de cada zona, se desarrollan estudios pormenorizados de estas, estudios que contemplen una serie de campos entre los que se encuentran el croquizado y planos in situ, mapas de daños, fotografías de la edificación y del medio donde se inserta, datos esenciales de la arquitectura, antecedentes históricos, sistemas constructivos utilizados en la construcción, materiales utilizados, localización e historial de intervenciones.

Esta fase es completada con la investigación bibliográfica, fuentes consultadas tanto de archivos como de personas vinculadas al bien cultural, terminando con los medios utilizados en la realización del trabajo, disponiendo para ello de las unidades de Arqueología, Infografía, Inventarios y Catalogación, así como de la unidad de documentación. Toda esta información se completa con el tipo de intervención recomendada en función de todos los datos obtenidos. Intervención que bajo ningún concepto debe poner en peligro ni la materia ni la forma, así como alterar los espacios vinculados a la arquitectura tradicional, arquitectura que por la propia naturaleza de los materiales de que está hecha, y por la dinámica especulativa sobre todo del turismo, ponen en peligro las señas de identidad y la autenticidad de estas manifestaciones de nuestra cultura a través de la arquitectura.

Figuras 7 y 8



El fundamento utilizado ha sido la Carta Europea de Patrimonio aprobada en 1975, que supuso una importante llamada de atención hacia la conservación de la arquitectura «no monumental». Este documento sobre patrimonio arquitectónico y su conservación fue uno de los primeros en ampliar el concepto de monumento o bien «arquitectura a proteger».

La sustitución de la noción de «Bien de Interés Cultural» en las nuevas leyes de patrimonio de las diversas naciones europeas ha sido la manera inteligente de legitimar un proceso encaminado a la conservación y a ampliar conceptualmente el reconocimiento hacia bienes culturales que no responden a la noción tradicional de monumento como es nuestra arquitectura vernácula o popular.

Con este sistema innovador de información se puede contribuir a la divulgación y valoración del Patrimonio Cultural, como instrumento para la identificación de la sociedad en cada comunidad con su propia cultura, teniendo en cuenta que la consideración de ese patrimonio como señas de identidad de una colectividad es el medio más eficaz de protección y defensa del Patrimonio Cultural de los pueblos.

La divulgación del Patrimonio Cultural en su conjunto, es una tarea prioritaria dentro de este gestor de inventarios organizado por el CICOP que contribuirá al acercamiento de los Bienes Culturales a la sociedad que los alberga, haciéndolos accesibles al resto de la población.

Entre estos objetivos prioritarios también se encuentran:

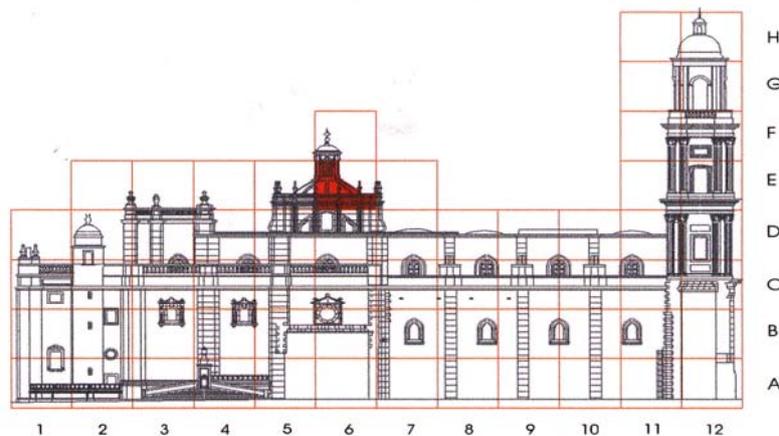
-El fomento de la tolerancia hacia otras culturas históricas o actuales relacionadas con España en general, incidiendo en la necesidad de su consideración y defensa.

-Desarrollar y fomentar colaboraciones en los campos afines con las instituciones gubernamentales, no gubernamentales y las universidades tanto en lo que se refiere a actividades propias como a las generadas en colaboración a través de convenios de colaboración.

-Creación de una línea propia de publicaciones periódicas y monográficas con difusión nacional e internacional con página web propia, que propicie la divulgación de los trabajos de investigación y propuestas de intercambio a escala internacional.

-Creación de una gran base de datos sobre el Patrimonio Cultural que pueda ser difundida y consultada vía Internet por expertos y usuarios en general, conectada a las bases de datos que actualmente desarrollan los CICOP de cada país, Fórum UNESCO y otros organismos afines nacionales e internacionales.

Figura 9



2. CATEDRAL
2.2. ALZADO NORTE
2.2.8. MAPEO DE DAÑOS 6 E

CONCLUSIONES

La gestión de los inventarios en patrimonio cultural debe incluir “todas” las demandas que la sociedad actual desde la innovación tiene el derecho y la obligación de proporcionar a todos los ciudadanos es decir:

-Libre acceso a la información.

-Proporcionar unas herramientas más cómodas sobre la investigación, la comunicación y la educación en torno al patrimonio cultural.

Inclusión de estudios y mecanismos que proporcionen a las distintas administraciones más datos a la hora de intervenir y encargar proyectos de restauración.

En definitiva gestionar los inventarios y los catálogos de una forma más democrática, sin trabas a los investigadores y estudiosos, facilitando el conocimiento del bien cultural para su transmisión de generación en generación. Esto es en consecuencia lo que intenta el gestor de inventarios en patrimonio cultural propuesto por el CICOP.

Patrimonio accesible: I+D+i para una cultura sin barreras

Aitziber Egusquiza ¹, Igone Revilla ¹, Lucía Iñigo ², Fernando Alonso ³

¹ Labein-Tecnalia, ² Geocisa, ³ Aceplan

Resumen: El proyecto "Patrimonio Accesible: I+D+i para una cultura sin barreras" arrancó en 2007, cuando se aprobó como uno de los Proyectos Singulares y Estratégicos del Ministerio de Educación y Ciencia. La idea del proyecto PATRAC surgió de las necesidades identificadas por la línea estratégica de patrimonio cultural de la Plataforma Tecnológica Española de la Construcción y su objetivo global es el desarrollo de estrategias, productos y metodologías para facilitar el acceso, contemplación y captación de contenidos del Patrimonio Cultural Español de forma no discriminatoria y que resulten compatibles con las exigencias del monumento. Todo ello partiendo de una estrategia de intervención en la edificación y el Patrimonio para su rehabilitación, conservación y explotación bajo el marco común del Diseño para Todos.

1 El concepto de accesibilidad

La accesibilidad es un concepto amplio e integral que ha evolucionado en los últimos años más allá de la idea de supresión de barreras implícita en la normativa y en los instrumentos de aplicación municipales, pasando a concebirse como la condición que deben cumplir los espacios, servicios y equipamientos para garantizar su uso y disfrute a todos los ciudadanos en igualdad de condiciones. Esto implica contemplar la accesibilidad en relación a las libertades fundamentales, el derecho a llevar una vida autónoma y la calidad de vida de todos los ciudadanos.

El concepto de discapacidad puede responder a dos "modelos" diferenciados: el modelo médico y el modelo social¹. El enfoque médico considera la discapacidad como un giro del destino que debe tratarse con actuaciones individuales y de carácter médico-terapéutico y conlleva la asunción de que la persona con discapacidad es irremediamente una persona dependiente de otras. El modelo social, sin embargo, reconoce que la discapacidad no es únicamente resultado de una deficiencia personal, sino que está ampliamente influenciado por el entorno en el que la persona se desenvuelve y estos entornos no han sido diseñados y no se gestionan de forma que permitan la participación igualitaria.

La Accesibilidad Universal debe ser un objetivo compartido por todos los ciudadanos y en el que todos estén comprometidos. El marco de referencia nacional e internacional ya ha dado un paso clave, al cambiar el centro de interés para la acción de las políticas de discapacidad de la "persona discapacitada" a "los entornos discapacitantes".

2 Marco general de la accesibilidad en España

En España, actualmente, hay 3,5 millones de personas que sufren alguna discapacidad permanente, 4,4 millones se encuentran en edad avanzada y 8,1 millones sufren alguna discapacidad o disminución temporal, con lo cual el 40% de la población se enfrenta a barreras de accesibilidad de manera cotidiana. Este número puede ser aún mayor en las próximas décadas, si se considera el envejecimiento de la población que está sufriendo nuestro país.

¹ Bright, K. & Flanagan, S: "Buildings for all to use, Improving the accessibility of public buildings and environments", Ciria, London 2004

La Constitución Española, reconoce los mismos derechos fundamentales para todos los ciudadanos² y la Ley Integración Social de los Minusválidos (LISMI)³ y el Real Decreto 556/1989⁴ por el que se arbitran medidas mínimas sobre accesibilidad en los edificios, recogen y desarrollan estos derechos. Por otra parte, todas las Comunidades Autónomas disponen de normas en materia de accesibilidad, bien sean Decretos o Leyes de Accesibilidad, que, además, suelen ser bastante exhaustivas y detalladas a la hora de poner por escrito las condiciones exigibles en urbanismo, edificación, transporte y comunicación.

3 Accesibilidad y Patrimonio

A pesar de esta extensa y variada normativa, la aplicación de los criterios de accesibilidad, tanto en la edificación como en la comunicación, no está asumida en nuestra sociedad como un todo coherente, lo que tiene como resultado el bajo grado de accesibilidad existente actualmente en nuestro entorno construido y que se ve acentuado en los bienes patrimoniales. Esta situación podría estar en vías de solución, debido a que la Ley de Igualdad de Oportunidades, no Discriminación y Accesibilidad Universal para Personas con Discapacidad, que se encuentra en vigor desde finales del 2003, obligará, a partir del año 2011 a cumplir unas condiciones básicas de accesibilidad para todos aquellos productos y servicios existentes susceptibles de ajustes razonables.

Al plantear soluciones orientadas a la mejora de la accesibilidad se entra en conflicto en numerosas ocasiones con aspectos ligados a la preservación de las características formales y el valor histórico del edificio. En muchas ocasiones, la consecución del deseado nivel de accesibilidad del Patrimonio Construido no resulta sencillo, dado que sus posibilidades de adaptación y modificación morfológica están más limitadas, atendiendo a la preservación de su integridad, reflejada en la Ley del Patrimonio Histórico-Español de 1985.

Los principales retos que supone la accesibilidad del Patrimonio Cultural se derivan, por tanto, de la dificultad de compatibilizar, por una parte, la mejora de la accesibilidad de monumentos que fueron construidos hace varios siglos con criterios muy diferentes a los actuales, y por otra la exigencia de preservar la integridad estética y morfología del bien cultural. Estos retos deben de resolverse en un plazo de tiempo corto, pues el hito marcado para el año 2011 va a suponer la ejecución hasta esa fecha de un gran volumen de obra en concepto de mejora de la accesibilidad del Patrimonio, por lo que las estrategias, criterios y productos específicamente diseñados para facilitar el acceso al monumento para todos los ciudadanos, respetando la integridad del mismo, deberían estar desarrolladas con anterioridad.

La riqueza patrimonial que tiene España es enorme y muy variada, siendo el segundo país del mundo en número de monumentos, y el primero en número de lugares considerados como Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO⁶. La conservación del Patrimonio está comenzando a dar un importante giro hacia la gestión integral del patrimonio cultural y de su entorno, y la sostenibilidad social, económica y medioambiental de las intervenciones que se realicen en el mismo. Este cambio de tendencia conlleva que, además de las propias tecnologías que aseguren su correcta restauración y conservación, se ponga énfasis en la utilización futura del mismo y en

² La Constitución Española recoge en el artículo 19 que “los españoles tienen derecho a elegir libremente su residencia y a circular por el territorio nacional”

³ Ley 13/1982 de Integración Social de los Minusválidos (7/4/1982) LISMI

⁴ Real Decreto 556/1989 de 19 de mayo, por el que se arbitran medidas mínimas sobre accesibilidad en los edificios. BOE núm. 122 de 23 de mayo

⁵ Ley 16/1985, de 25 de Junio, del Patrimonio Histórico Español

⁶ <http://whc.unesco.org/en/list/>

su puesta en valor en todas sus dimensiones (social-económica-medioambiental) y en todas las escalas (edificio-ciudad-territorio)⁷.

4 El Proyecto Patrac

La resolución de estos conflictos que plantea la accesibilidad del Patrimonio Cultural únicamente puede llevarse a cabo desde una perspectiva de innovación y desarrollo de tecnologías que permitan el diseño y adaptación de nuevos sistemas y técnicas de accesibilidad al monumento y su entorno, respetando su estética e historia. Dentro de este marco se engloba el proyecto PATRAC, un proyecto en cooperación llevado a cabo por un consorcio de 22 entidades y que está dividido en siete subproyectos.

Las premisas de partida para el proyecto eran las siguientes:

- Es preciso incrementar la accesibilidad en la edificación y espacios públicos por las nuevas demandas, cambios demográficos, exigencias normativas o emergencias de las personas de elevada edad y discapacidad
- Para que el cambio sea efectivo, es necesario generar nuevo conocimiento en todo el proceso, que facilite a los sectores industriales y profesionales la realización de transformaciones necesarias, minimizando riesgo e inversión
- España es una de las primeras potencias mundiales en Patrimonio y en Turismo y somos de las sociedades en que la tasa de envejecimiento es mayor. Con tales antecedentes, no deberíamos importar la tecnología y el conocimiento de otros países y, por tanto, tenemos que desarrollar aquellos avances tecnológicos estratégicos para liderar las transformaciones en el sector de la construcción y en la puesta en valor del Patrimonio.
- Dados los cambios sociales, culturales, económicos y tecnológicos de nuestros días, resulta una oportunidad convertir la accesibilidad, necesidad ineludible de nuestro tiempo, en un elemento de dinamización tecnológica y económica en los subsectores vinculados a la conservación y explotación del Patrimonio, y con ello desarrollar su propia capacidad de I+D+i.

El objetivo global del proyecto, por tanto, es el desarrollo de estrategias, productos y metodologías para facilitar el acceso, contemplación y captación de contenidos del Patrimonio Cultural Español de forma no discriminatoria y que resulten compatibles con las exigencias del monumento. Para la consecución de este objetivo global se identificaron una serie de objetivos específicos:

- Establecimiento de criterios, metodologías y herramientas del diagnóstico integral del Patrimonio Construido.
- Desarrollo de herramientas de toma de decisiones, que permitan determinar el grado de intervención posible en cada monumento, y facilite su diseño, desde una concepción de la máxima accesibilidad con mínimo impacto sobre el Patrimonio
- Desarrollo de nuevos productos y sistemas para facilitar la accesibilidad al monumento, basados en criterios de accesibilidad integral y diseño universal, cuando sea posible, proponiendo actuaciones combinadas y complementarias, focalizadas en articular la cadena de accesibilidad, y que resulten compatibles estructural y estéticamente con el monumento.
- Implantación y validación de las innovaciones generadas a través de la aplicación de las mismas a casos reales de estudio

5 Establecimiento de una estrategia de accesibilidad

En el proyecto PATRAC se entiende por estrategia de accesibilidad al conjunto de medidas, protocolos y tecnologías de intervención sobre los Bienes de Interés Cultural orientados a proporcionar desde el origen de la actuación (rehabilitadora, conservadora o de preparación para su uso o visita) un diseño, servicio y gestión inclusivos para todas las personas.

⁷ Plataforma Tecnológica Española de Construcción. Documento de Visión 2030 y Agenda Estratégica de Investigación (2005)

La estrategia de accesibilidad que se pretende proponer mediante este proyecto, parte de la base de que las intervenciones que se efectúen deben de estar concebidas de forma que:

- • No resulten discriminatorias para ningún colectivo con problemas de accesibilidad
- • Sean compatibles con la herencia cultural del patrimonio
- • Adquieran la mayor funcionalidad desde el punto de vista de la visita: movilidad, usabilidad, captación de información, seguridad...
- • Contribuyan positivamente al mejor conocimiento y disfrute de todos los visitantes, así como a la eficiencia en la gestión y explotación del edificio/conjunto monumental

En todo proyecto de rehabilitación es importante que los trabajos de mejora de la accesibilidad no se ejecuten de forma aislada, postergada o residual, sino que se enmarquen dentro de un proceso que parte del conocimiento y toma en consideración las características “funcionales” de las personas que visitarán el edificio o conjunto monumental. Esto implica contemplar el ciclo de vida completo de las personas (niños, adultos, ancianos), sus limitaciones (temporales y discapacidades) y su diversidad (diferencia de fuerza, resistencia o destreza). Estos condicionantes inherentes a la diversidad humana deben ser tenidos en cuenta o interiorizados a lo largo del proceso de rehabilitación, preparación y diseño para la “visitabilidad” del edificio o conjunto monumental. La estrategia de accesibilidad no se puede simplificar como la incorporación de un conjunto de “rampas” y “plataformas” que permitan el acceso a algún colectivo de discapacitados. El objetivo es aplicar -hasta el máximo nivel posible- las posibilidades de diseño de soluciones no excluyentes, ni segregadoras hacia ningún colectivo, o lo que es lo mismo, maximizar el rango de usuarios y de posibilidades de disfrute del bien patrimonial. Su concepción es compatible con los criterios metodológicos del Enfoque del Marco Lógico.

Esta estrategia, que se está perfeccionando a lo largo del proyecto parte, por tanto, de un conocimiento exhaustivo tanto de las características funcionales de la persona, como de la intervención para conservación y rehabilitación del patrimonio, considerando que las limitaciones en este aspecto no deben impedir el disfrute del patrimonio en igualdad de condiciones. La citada estrategia se apoya en el análisis de las normativas que inciden sobre la rehabilitación del bien patrimonial, tanto desde el punto de vista de la conservación, como de las condiciones de edificación, seguridad y accesibilidad. Todo ello da pie al primer elemento de esta estrategia: la realización de una auditoria de accesibilidad del monumento que determine y documente las barreras existentes en el monumento y su entorno para distintos tipos de personas. Esta auditoria se debe realizar con anterioridad a cualquier propuesta de mejora de accesibilidad, y es complementaria a los estudios previos que determinan el estado de conservación del monumento y a las actuaciones precisas para dotarle de funcionalidad.

La auditoria comprenderá, en primer lugar, un estudio de las condiciones de accesibilidad necesarias y alcanzables para cada colectivo de usuarios o grupos funcionales citados. Se considerará con mayor detenimiento cuáles son las necesidades de las personas con discapacidades, tanto físicas, sensoriales y cognitivas. En un segundo nivel se realizará la identificación de barreras de acuerdo a las tipologías de caracterización del Patrimonio previamente establecidas, desarrollando posteriormente recomendaciones específicas para los subsectores empresariales involucrados en la rehabilitación, conservación, mantenimiento y exhibición del edificio. Este aspecto se está coordinando en la propia fase de diagnóstico con las empresas productoras participantes en el proyecto, de modo que el estudio y las recomendaciones de accesibilidad sean analizados y concebidos para su aplicación dentro del proceso de intervención realizado por las empresas del sector, y no como un elemento adicional o complementario.

Con tal motivo, en el marco del diagnóstico que contiene este proyecto, se han incluido el desarrollo de cuestionarios de consulta, encuentros y visitas presenciales para recabar de las empresas participantes (constructoras, restauradoras, de ingeniería, etc.) la información específica sobre sus distintas modalidades de intervención en el patrimonio, fases, técnica, etc., Los técnicos del equipo de Diagnóstico están analizando las respuestas y materiales gráficos recibidos a fin de desarrollar conjuntamente con sus observaciones y experiencia las propuestas de soluciones. Estas, junto con las buenas prácticas específicas recabadas serán incluidas en la

Guía Metodológica. En todo este proceso, se habrá considerado el conjunto de normativas que inciden en los distintos ámbitos de la intervención: desde las normas específicas de accesibilidad y no discriminación, a las de edificación (LOE, Código Técnico...), protección, evacuación y seguridad y otras, analizado específicamente los posibles conflictos entre las determinaciones de unas y otras normas a la hora de la aplicación.

Es importante destacar que, paralelamente a la auditoria de cada edificio o espacio monumental, la información obtenida en el proceso se incluirá en un Sistema de Información Geográfico que disponga, asimismo, de la información completa sobre el nivel de accesibilidad del entorno y de las infraestructuras urbanas, de modo que se permita establecer una estrategia de intervención global sobre el Patrimonio y entorno de la zona, evitando actuaciones puntuales, al objeto de aumentar la eficacia de las intervenciones y maximizar el impacto social y económico de las mismas.

Como resultado final se obtendrá una herramienta (sistema experto) para la toma de decisiones y ayuda en la fase de diseño, que puede permitir unificar los criterios que deberán considerarse para estas intervenciones basadas en el "Diseño para todos". Esta herramienta podrá incluir una estimación de costes de las intervenciones.

Una vez elaborado el diagnóstico, y considerando los criterios y protocolos de intervención específicos citados se conformará un Plan de Accesibilidad para el monumento. Para el diseño de este plan se partirá de los criterios ya citados (técnicos, protocolos y buenas prácticas), de modo que se de una respuesta realista y aplicable a la contradicción entre necesidades de accesibilidad y posibilidades de intervención.

Para la ejecución de las intervenciones de accesibilidad, deberán emplearse productos y técnicas específicamente diseñados para su aplicación en el Patrimonio Arquitectónico, pues la simple adaptación o utilización de otros medios existentes, que han sido diseñados para responder a requerimientos diferentes a los que exige el Patrimonio monumental, puede suponer daños o pérdidas irreversibles en nuestros monumentos.

Todas las intervenciones que se efectúen deberán de realizarse siguiendo la metodología y criterios de los códigos de buenas prácticas existentes, que se habrán diseñado atendiendo a las condiciones específicas del Patrimonio monumental.

Por último, deberá de considerarse la adecuada difusión de la información sobre el nivel de accesibilidad del Patrimonio, empleando sistemas y soportes que contengan la información necesaria para valorar el nivel de accesibilidad del monumento, rutas alternativas, establecimientos e infraestructuras que resulten accesibles, etc.

6 Resultados

De los casi dos años de actividad de PATRAC se pueden destacar los siguientes resultados resumidos:

- • La necesaria aproximación de los contextos y lenguajes característicos del ámbito de la accesibilidad y del patrimonio que se inicio con un seminario interno y que ha ido aumentando con el trabajo de todos los socios dentro del proyecto y que ha tenido como resultado un entregable sobre la aproximación y el encuentro de la accesibilidad y conservación del patrimonio histórico-cultural.
- • El informe: "La accesibilidad en el Patrimonio Cultural: necesidades funcionales, barreras y análisis de la intervención" dirigido hacia el análisis y la definición de modelos de intervención que integren la variable de accesibilidad en las tareas de conservación o restauración.
- • Un exhaustivo estudio de la normativa existente
- • El establecimiento de los factores que intervienen en la evaluación del nivel de accesibilidad del edificio o conjunto monumental que nos permitirán elaborar unos criterios de

accesibilidad para el patrimonio histórico adecuados a las necesidades de conservación y mantenimiento del mismo.

- Se ha llegado a un estado muy avanzado en el diseño y desarrollo de una plataforma informática basada en sistemas de información geográfica (SIG), para su aplicación a entornos urbanos, conjuntos monumentales y edificios singulares del patrimonio

- Una herramienta inteligente, todavía en fase de desarrollo, para el análisis y diagnóstico de accesibilidad orientado al monumento y su entorno, que posteriormente evolucionara hacia una herramienta para la toma de decisiones.

- Se ha realizado la evaluación de productos específicos de accesibilidad y ayudas técnicas existentes desde un enfoque en su aplicabilidad al caso del Patrimonio Cultural.

- Se han establecido las especificaciones y requisitos para los nuevos productos y sistemas, en base a la evaluación anterior y a través de un análisis matricial multicriterio.

- Se ha iniciado el desarrollo de la adaptación de un nuevo sistema activo de elevación vertical, íntimamente ligado a las conclusiones del equipo que ha establecido las especificaciones y requisitos y que se materializará en un prototipo de ascensor de mejores características para su aplicación al caso de la accesibilidad al Patrimonio Cultural.

Rehabilitación en los centros históricos. Ciudades latinoamericanas: gestión del entorno, usos y cambios

M. C. Schicchi

Programa de Máster en Urbanismo.
Universidad Pontificia Católica de Campinas.
E-Mail: schicchi@terra.com.br

1 Introducción

Las ciudades brasileñas pasaron por profundos cambios en la segunda mitad del siglo XX. Una aceleración del crecimiento ocurrió en los años 1950/60, entre otras causas, por el desarrollo industrial iniciado por São Paulo y Rio de Janeiro y el proceso de urbanización extensiva en las grandes ciudades, con surgimiento de nuevos barrios y avance de los perímetros urbanos.

Ese crecimiento continuó en los años siguientes, década de 1970/80, marcado por el período de dictadura militar y de intervención en todos los niveles de poder locales, cesando las libertades individuales, la elección democrática de liderazgos en todas las instancias políticas. Los municipios y las provincias perdieron autonomía delante de la centralización política y administrativa en nivel federal. Las ciudades fueron sometidas a una planificación abstracta por planes-modelo, aplicados sin distinción en todos los municipios, llevando a una distorsión de visión en los diagnósticos, apoyada solamente en estadísticas, con proyectos y programas que raramente se efectuaban al nivel del territorio concreto.

En los años 1980 los centros ya no eran más representativos para la población. A pesar de la abertura política iniciada a partir de 1985, de facto sólo en los últimos diez años hubo un involucramiento de los ayuntamientos brasileños con la cuestión de la rehabilitación de las áreas centrales. Más particularmente los centros históricos tienen funcionado como elementos "anclas" de procesos de planificación y en la obtención de financiaciones internacionales, delante de nuevas demandas de usos en las ciudades.

Entretanto, las experiencias de restauración y destinación de nuevos usos para grandes edificios, de valor arquitectónico y histórico, realizadas en muchas ciudades brasileñas, no resultaron en procesos de diseminación de mejorías, ni mismo de valoración de los entornos de los edificios como se tenía presupuesto o sí eso ocurrió fue acompañado de un proceso de ennoblecimiento de esas áreas, con la consecuente expulsión de usuarios y moradores originales, resbalando en problemas sociales estructurales.

Las razones para estos resultados son conocidas. En primer lugar, los modelos de que disponemos son de experiencias bien sucedidas en países ricos, que al contrario de nuestros gobiernos, tienen gran poder de inversiones en infraestructura y servicios públicos, elementos fundamentales para la adhesión de la iniciativa privada. El segundo aspecto es la dificultad de operar con una imagen subestimada de los centros históricos, difícil de revertir sin proyectos específicos en este sentido y que envuelvan garantías y compensaciones. Y lo tercer aspecto es decurrente de dificultades al nivel de la condición de propiedad de los inmuebles ubicados en sectores centrales deteriorados, constituidos por propietarios que no tienen interés en invertir y no tienen ningún vínculo con el área, y locatarios con pocos recursos para conservar.

En principio, pasado el período de construcción de un consenso en torno de la importancia en se recuperar el legado del pasado, en tomarlo como recurso para el desarrollo de áreas ya consolidadas - que marcó el inicio de la década de 1980 hasta mediados de la década de 1990 - son eses los elementos que prepararon las discusiones relativas a la preservación de edificios y conjuntos urbanos históricos.

La década de 1990 fue especialmente vigorosa en términos de experiencias de revitalización de centros y áreas históricas. En Rio de Janeiro y en São Paulo, contextos muy próximos a las ciudades del interior paulista, fueron varias las acciones de rehabilitación, con enfoques distintos, desde la constitución de conjuntos restaurados y rehabilitados, formando “pasillos culturales”, recuperación de áreas centrales de barrios (Programa Rio Cidade) y restauración de edificios y conjuntos urbanos (Conjunto da Luz, en São Paulo, Requalificação do Bairro da Lapa, en Rio) hasta intervenciones en áreas de protección ambiental y recuperación de “favelas” (Favela Bairro, no Rio)¹. La rehabilitación de centros históricos de grandes ciudades así como la recuperación de las ciudades históricas (Ouro Preto, Diamantina, Salvador, Recife), ganó una nueva perspectiva con la implementación de planes y programas de rehabilitación, creados en el final de la década, como el Programa MONUMENTA, en 1999, aplicado en varios contextos con éxito como Porto Alegre, São Paulo y casi la totalidad de las ciudades patrimonio de la humanidad y nacionales². En esas ciudades, la actuación del programa permitió la reglamentación para protección de esos contextos históricos, una vez que el control realizado por el Comité del Patrimonio Mundial en relación a las ciudades como Olinda, Salvador, Ouro Preto, Congonhas se limitó a uno diagnóstico de los problemas y, en el caso de São Luís, Diamantina y Goiás Velho, no adoptó soluciones efectivas de protección.³

Las historias recientes de la preservación urbana en Campinas y Santos empiezan, respectivamente, en 1987, a partir de la creación del CONDEPACC⁴ – “Conselho de Defesa do Patrimônio Cultural de Campinas” y, en 1991, cuando es creado el CONDEPASA⁵, “Conselho de Defesa do Patrimônio Cultural de Santos”. En los dos casos, la creación de esos consejos marcó un cambio en el enfoque sobre la preservación del patrimonio de esas ciudades.

En el caso de Santos, la preservación de los bienes por el órgano municipal ocurrió en el año 1989, totalizando 13 bienes, de los cuales, algunos habían sido ya preservados en las décadas de 1940/50 por los órganos provincial y federal. Igualmente, el conjunto configurado con los edificios preservados y sus entornos resultó en la configuración del propio casco histórico.

Figura 1: Foto aérea del centro histórico de Campinas. Al centro, el patio ferroviario de la Estación Central. Fuente: Google Earth Image 2007 Digital Globe, NASA.



Figura 2: Peatonal 13 de Maio, la principal calle del comercio en el centro. Fotos: M.C.Schicchi, 2006.



La demarcación de los momentos decisivos sobre la preservación de los centros históricos en las ciudades de Santos y de Campinas es ilustrativa de algunos aspectos de la génesis de la discusión sobre la delimitación de los centros históricos, en cuya descripción se encuadran perfectamente muchas de las ciudades brasileñas y, en particular, las paulistas.

Figura 4: Vista del centro de Santos desde el Monte Serrat (cerro) en dirección al puerto. Foto Carolina Gonçalves Bexiga, 2005.



La reglamentación de los entornos es la cuestión que tiene justificado en la práctica la existencia de los consejos municipales creados a partir del final de los años 1980, además de la conservación y preservación de los edificios que se hacen por la abertura de procesos. Gran parte del tiempo de reuniones de los consejos aún hoy es ocupada con discusiones para aprobación de pedidos de realización de obras, reformas, restauraciones, alteraciones y demoliciones en edificios ubicados en el perímetro del entorno de edificios preservados. Esas discusiones son hechas caso a caso, ya que las leyes de protección del entorno de los bienes, para el círculo con radio de 300 metros, no permite contemplar la diversidad constructiva existente, pues nuestras ciudades poseen morfología heterogénea, constituida por alteraciones constantes de legislación

de uso y ocupación del solo, heredadas de períodos en que la cuestión de la sustitución se colocaba como solución. Fue, por lo tanto, a partir de la discusión de los entornos que los ayuntamientos se enfrentaron con la necesidad de posicionamientos sobre el paisaje de la ciudad, sobre lo que se deseaba para los centros, sobre la necesidad de pensar el conjunto histórico, incluso para garantizar aspectos de la calidad ambiental. E el paso decisivo se dio de forma empírica, cuando la reglamentación para el edificio histórico ya no era el principal objetivo de la discusión y si la insuficiencia de la misma para reglamentar adecuadamente el entorno, al superarse definitivamente la idea de congelar esos últimos como medida preventiva.

Los casos de los centros de las ciudades de Campinas y Santos indican que la historia de sus edificios refleja los cambios ocurridos en sus contextos urbanos, perjudicados por la indefinición de usos por sucesivas gestiones públicas.

Fue lo que busqué evidenciar con los resultados de esa investigación que empezó en 2006. Para tanto, fueron analizados los procesos de preservación de 12 edificios (un histórico de veinte años), 6 en la ciudad de Campinas y 6 en la ciudad de Santos. Además, fueran analizadas las decisiones de programa, las propuestas arquitectónicas y urbanísticas implementadas en las áreas centrales, formas de gestión, participación de la población en las decisiones y uso de los espacios transformados en los centros históricos de esas ciudades.

2 La relación de los edificios históricos con los centros: Usos del suelo, alturas, estado de conservación, valor del suelo versus áreas del entorno.

Los documentos de preservación de los edificios históricos se mostraron importantes hoy para comprender las concepciones sobre los centros históricos. Dos cuestiones sobresalieron de las discusiones y de los pareceres técnicos: la cuestión del uso del edificio y de las áreas del entorno.

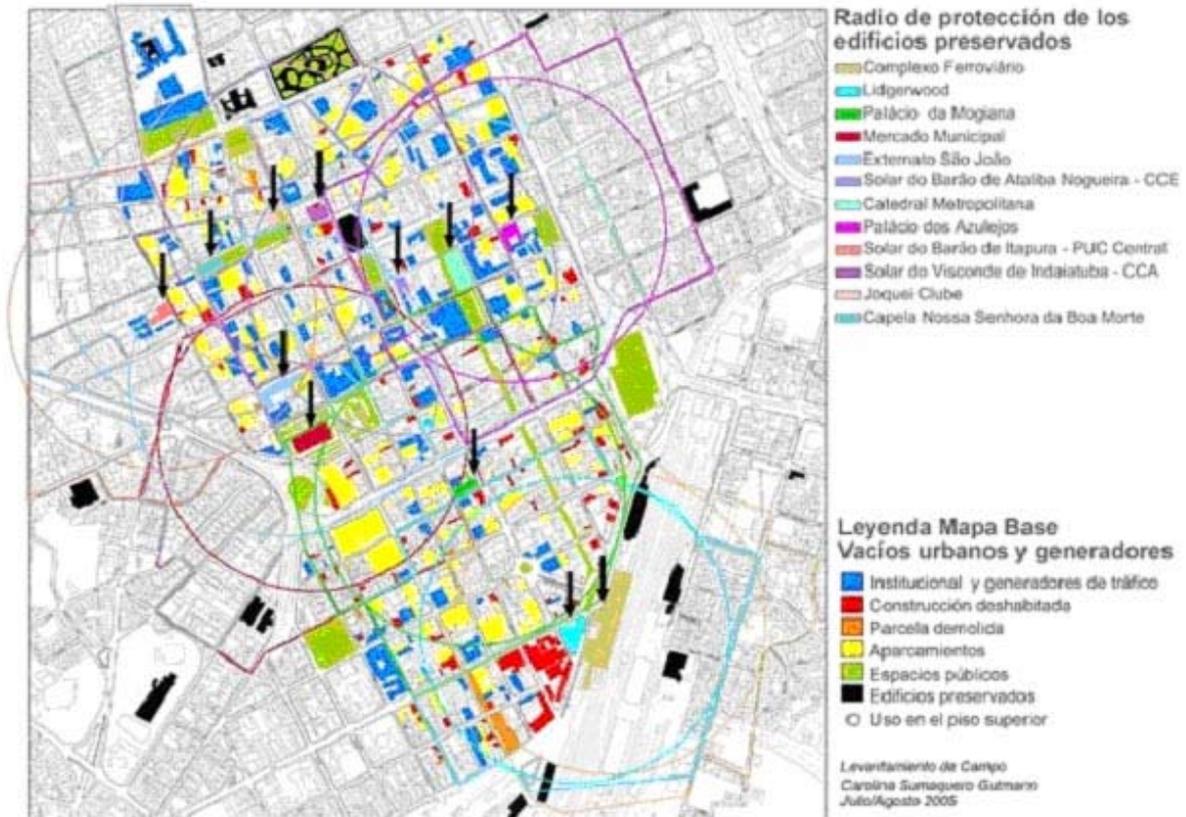
En Campinas, el proceso de discusión sobre el entorno evidenció que poco se sabía sobre los contextos en que los edificios estaban inseridos y aunque la preservación fuese pedida para el conjunto, eso se refería a un conjunto de monumentos cuya preservación de sus entornos era necesaria para garantizar sus “molduras”. La posibilidad de la definición de usos del análisis de sus entornos no aparece en ningún momento. Al contrario, ocurrió ajena a la valoración de esas áreas, ya que las sucesivas legislaciones permitirán cambios puntuales en la división en zonas.⁶

Figura 5: Campinas: Edificio Solar do Barão de Itatiba – Palácio dos Azulejos, 1878. Foto: M.C.Schicchi, 2008.

Figura 6: Campinas: Edificio Solar do Barão de Ataliba Nogueira, antiguo Hotel Vitória, construido 1894. Foto: M.C.Schicchi, 2005.



Mapa 1. Entornos de los edificios preservados en el centro de Campinas (2008) superpuestos a los datos de vacíos urbanos y usos generadores de tráfico (2004/2005).⁷



Por un lado, al preservarse, se ponía el centro todo en restricción, por otro, en la instancia política, se aprobaba la alteración del padrón de las construcciones que, al crearen la excepción también imponían nuevas reglas.

En el caso de Santos, la discusión sobre las áreas del entorno tuvo un abordaje más efectivo. De facto, la reciclaje propuesta para muchos edificios, como fue denominada en aquél momento, década de 1980, no es nada más do que la rehabilitación, tal y cual es concebida hoy, con una flexibilización del uso del edificio tiendo en cuenta su entorno y la dinámica urbana del centro.

Figura 7: Catedral Metropolitana de Campinas.,1804-1880. Foto: Alumnos de graduación de Urbanismo II, PUC-Campinas, 2007.

Figura 8: Estación Central del Compañía Paulista de Ferrocarriles de Campinas, 1872. Foto: M.C.Schicchi, 2007.



La exigencia de la preservación del uso original por parte de la población, en el caso del Teatro Coliseu, por ejemplo, en contraposición a la resistencia a su mantenimiento por el propietario, y la relación de esas dos posturas con la del consejo de preservación, que quería ordenar los usos a partir del conocimiento empírico y subjetivo del entorno, demuestra claramente las posiciones extremas encontradas en aquel momento, de las cuales transcurrieron más de diez años de tramitación de un proceso sin que se llegase a una definición final por esa vía.

Mapa 2: La superposición de los radios de 300 metros en el entorno de los edificios preservados en el centro histórico de Santos (2004/2005).⁸



Figuras 9 y 10: Área del Puerto de Santos. Foto: M.C.Schicchi, 2006.



Figura 11: Santos: Outeiro de Santa Catarina (1884) en el sitio donde se fundó la ciudad. Foto: M.C.Schicchi, 2007.

Figura 12: Santos: Casa de Camara e Cadeia de Santos (1839-1869). Foto: M.C.Schicchi, 2007.



Figura 13: Caserío en el centro de Santos. El segundo edificio desde la izquierda es la Casa de Frontaria Azulejada, construida en 1865 y restaurada en 2008. Foto: M.C.Schicchi, 2007

Figura 14: Santos: Teatro Coliseu (1909), restaurado en 2006. Foto: M.C.Schicchi, 2007.



En ambos centros, los trazados de los círculos de protección de cada bien preservado comprobaron que esta concepción de protección restricta a la moldura del bien acabó por resultar en la definición de un área de protección integral, cuando sumados todos los contornos, todavía no integrada, ya que la característica multifacética de los centros les impone la interrelación de una diversidad de usos, significados y formas. Esta condición hace con que el análisis de un contexto, mismo contiguo, no pueda servir de parámetro para su vecino, siendo por tanto inocuo establecer una única directriz para el perímetro de superposición de las áreas del entorno, como se pensó para el conjunto de Campinas (Resolución nº 001 de 19/12/1988).

Para ilustrar esta afirmación es posible constatar la amplitud de los perímetros formados a partir de la sumatoria de los entornos de los bienes preservados en los centros, como muestran los Mapas 1 y 2 (de Campinas y Santos) y la variedad de contextos formados cuando se estudia los usos presentes en los entornos específicos de cada edificio.

Finalmente, la lectura de los procesos de preservación de un conjunto de edificios de Santos y de Campinas posibilitó evidenciar cuestiones que afectan el cotidiano de la gestión y la vida útil de esos edificios, además de las cuestiones técnicas de conservación. La recuperación integral de ellos pasa necesariamente por el entendimiento de su nuevo papel en la dinámica urbana de la

ciudad y, sin embargo, demanda nuevas estrategias de promoción de la percepción de su importancia pues como fue posible detectar, la discusión en los consejos puede alcanzar un alto grado de cuestionamiento sobre la realidad urbana de los centros y sobre lo que se desea como modelo de ciudad, pero esa discusión aún está distante de los usuarios y ciudadanos.

El examen de la constitución y actuación de los consejos de preservación demostró que aún se busca una cohesión de pensamiento sobre la ciudad y sobre el papel de sus centros y que la práctica de actuar de forma puntual aún es bastante presente, como en el caso del centro de Campinas, cuyos proyectos parecen no hablar entre ellos, además de demandaren procedimientos a posteriori que deberían estar incorporados a los procesos metodológicos y de decisión de los programas urbanos, como es el caso del estudio que está siendo hecho para detectar y adelantar las consecuencias del cambio de uso del suelo y las actividades en el área del entorno del nuevo terminal de autobuses después de su implantación. Esa actuación desajustada de los consejos tiene como consecuencia para los edificios históricos, en su condición de propiedades públicas, la exigencia de cuidados durante años, porque sus destinos se mantienen vulnerables a las más diversas agresiones y equívocos de decisiones, sometidas a las políticas públicas de sucesivas gestiones.

3 Las ciudades latinoamericanas: similitudes, diferencias, aproximaciones necesarias.

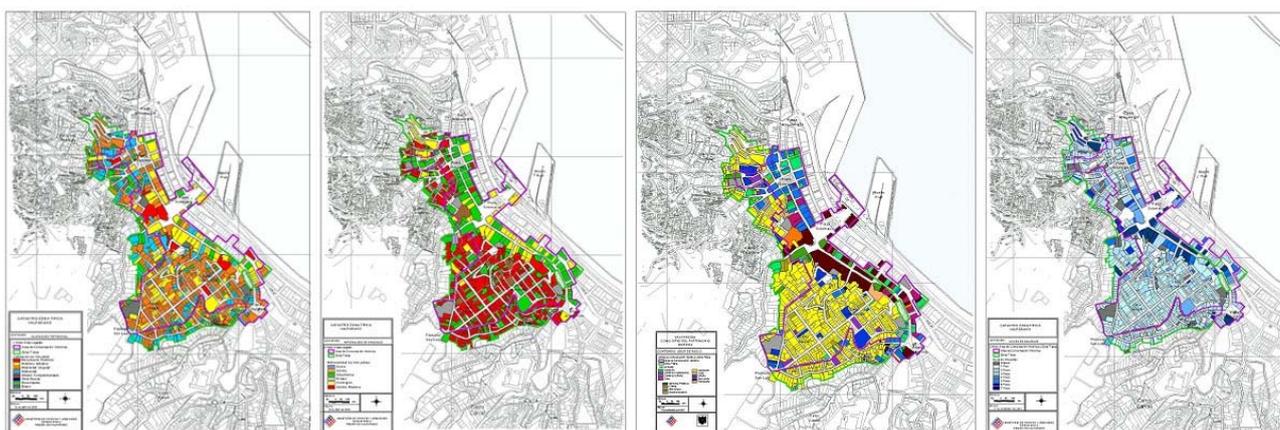
A partir de los resultados de la investigación sobre las ciudades de la Región Metropolitana de Campinas y Santos, emprendimos una línea de investigación que intenta analizar factores específicos que interfieren en la dinámica urbana de los centros históricos de un conjunto mayor de ciudades latinoamericanas, a partir del conocimiento de las transformaciones objetivas y mensurables del espacio urbano. El estudio empezó por las ciudades de Montevideo, Valparaíso y La Habana, por tener como horizonte detectar fenómenos que afectan de forma semejante la re-estructuración de los centros de las ciudades, y procuró se basar principalmente en el levantamiento de la condición contemporánea de ellos.

Las ciudades latino-americanas también pasaron por procesos de crecimiento a partir de mediados de la década de 1950, como se puede constatar en la investigación de sus procesos históricos de planificación. Entre mediados de la década de 1980 y 1990, casi todos los países de Latinoamérica pasarán por cambios en sus procesos de planificación y, especialmente, en este período se fortalecieron los procesos de preservación del patrimonio urbano y arquitectónico. Las que se asemejan en sus problemas y soluciones son principalmente las declaradas "Patrimonio de la Humanidad" por la UNESCO porque ciertas condiciones establecidas por la candidatura ya determinan algunas proximidades tales como la homogeneidad, integridad y relevancia del patrimonio construido que a pesar de encontrarse aún preservado en sus características originales no posee estructura para abrigar nuevas funciones urbanas pues su conservación resulta en alto costo, inaccesible a la población residente de ingresos menores y con poco poder de inversión. Las condiciones exigidas como contrapartida de los gobiernos locales para su inclusión en la lista del patrimonio mundial siguen el nivel de exigencia y el modelo de gestión propuesto por las Naciones Unidas (UNESCO), resguardadas y valorizadas las diferencias locales⁹. En el caso de las tres ciudades, por lo menos, hubo procesos y leyes anteriores de preservación que evolucionaran para procesos más complejos de inserción del patrimonio como recurso económico y como parte de la planificación urbana.

Figuras 15 y 16: Valparaíso: Pasajes peatonales aún sin tratamiento urbanístico en Cerro Concepción y, al lado, Plaza Echaurren en el centro. Fuente: Programa Urbal – Red 6 – Presentación Proyecto P.A.G.U.S., 2007. Municipalidad de Valparaíso.



Figura 17: Valparaíso: Base cartográfica del Oficina de Gestión Patrimonial. Los datos de uso del suelo, alturas, conservación y otros, cedidos por las municipalidades, serán las bases para el estudio comparativo que se intentará realizar. Fuente: Instructivos de Intervención Consejo de Monumentos Nacionales “ZONA TÍPICA ÁREA HISTÓRICA DE VALPARAÍSO”, Chile, 2001.



En ese sentido, se puede apuntar el proceso de Valparaíso en Chile. El casco antiguo de la ciudad y principalmente el sector portuario pasaran por un proceso de abandono durante un grande período que, en contrapartida contribuyó para la permanencia e integridad de su patrimonio construido que hace 5 años está siendo retomado para rehabilitación, pues el área encontrase bastante vaciada. La candidatura para su declaración como Patrimonio de la Humanidad en 2003 (Sector MN Área Histórica) obligó el Estado a desarrollar “Programas de Subvención” a las áreas históricas que, en ese caso, se desdoblaron en dos frentes: subvenciones para rehabilitación patrimonial, mejoría de espacios públicos y subsidios para renovaciones urbanas¹⁰.

Otra experiencia emblemática para estudio es el caso de la Ciudad de La Habana. Su casco histórico o el área de “Habana Vieja” que incluye también el área de la orla monumental que posee 242 manzanas y aproximadamente 4000 edificios. La declaración como ciudad Patrimonio de la Humanidad en 1982 empezó sucesivas propuestas de rehabilitación, desde el “Líneas Generales para la Recuperación del Centro Histórico” de 1985, pasando por la primera etapa del Plan Director Municipal, en 1991, hasta el decreto ley de 1993 que vinculó la gestión del Centro Histórico al Consejo de Estado, a través de la actuación de la Oficina del Historiador. Se creó aún la Habaguanex para la gestión del sistema hotelero, gastronómico y comercial con intuito de implantar un sistema de autofinanciación de la recuperación del Centro Histórico. Eso consolidó un enfoque contemporáneo y muy próximo al de ciudades capitalistas, al valorar la dimensión

económica de su recuperación y crear una forma de capitalizar el municipio para invertir en áreas sociales. Mientras, la centralización de decisiones y gestión implantadas, característica de regímenes de dictadura, estableció diferencias importantes en relación a las demás experiencias. Tratase de una operación que relaciona la restauración y rehabilitación de edificios patrimoniales más valiosos para el turismo, de forma que las inversiones efectuadas creen un excedente para ser invertido en la arquitectura doméstica que se encuentra en pésimo estado de conservación, decurrente del proceso de hacinamiento familiar, aunque por el patrón cuantitativo del fenómeno en otras ciudades, sus condiciones no sean tan alarmantes. La Oficina opera como una “Sociedad Anónima”¹¹, cuenta con un equipo interdisciplinario que resultó de la unión de todos los sectores que envuelven la planificación municipal y incluye áreas como la del medio ambiente, urbanismo, obras, finanzas, jurídica, económica/administrativa, cultural y de asistencia social, operando de forma única sobre la ciudad ¹².

Figuras 18, 19, 20 y 21: Plaza Vieja desde el mirante de la Cámara Oscura, Habana Vieja; dos fotos del interior de los patios de las casas ubicadas en el centro de La Habana; en secuencia, vista de la calle en el centro. Fotos: M.C.Schicchi, 2006.



Figura 22: Base Catastral de Habana Vieja. Oficina del Historiador. Datos del proyecto de intervención y otros. Fuente: *Viaje en la Memoria. Apuntes para un acercamiento a la Habana Vieja*. Plan Maestro/ Oficina del Historiador de la Ciudad de La Habana. /Colegio Oficial de Arquitectos Vasco Navarro. Habana/España, 1996.



Del mismo modo fue propuesto para el Plan de Ordenamiento Territorial de Montevideo 1998-2005 un proceso de “acción unificada” de las diversas áreas y instancias de decisiones - elaborado en la forma de gestión compartida entre los diversos sectores de administración municipal - donde bajo la Comisión Especial Permanente de la Ciudad Vieja se está implantando el “Plan Especial de Ordenación, Protección y Mejora de la Ciudad Vieja”¹³. Con el programa “Ciudad Vieja Renueva” se inició las actividades en el año 2003 en el marco del Programa Urbal de cooperación horizontal entre municipios de América Latina y de Europa por el que contó con el financiamiento de la Comisión Europea durante dos años. La propuesta implicó la implementación de programas de políticas sociales y desarrollo local centrados en tres ejes: Desarrollo socioeconómico de la zona, desarrollo de capacidades y destrezas de la población local para la inserción laboral y mejoramiento del entorno¹⁴.

Figuras 23, 24 y 25: Montevideo: Plaza de la Independencia. Foto: M.C.Schicchi, 2006; Dos números del periódico electrónico Ciudad Vieja Renueva, en 2003 y 2004, respectivamente. Es una publicación volcada a los habitantes del centro. Accesible en: <http://www.montevideo.gub.uy/ciudadvieja/>. Acceso en 06/09/2008.



Lo mismo está siendo discutido para el centro histórico de Valparaíso, aunque haya una visión antagónica de diferentes actores de la preservación del área histórica¹⁵.

Son esos aspectos que intentamos profundizar en esa investigación, o sea, los efectos decurrentes de las políticas de recuperación de los centros históricos, a partir de la definición del destino y usos de áreas, rehabilitación del patrimonio construido y de los espacios públicos y los conceptos o teorías que basaron esas intervenciones, ya que para sus definiciones, en general, contribuyeron actores comunes, como la UNESCO, el BID, y países como España y Italia. En ese sentido, algunos de los ejemplos apuntados implicaron, como resultado, en la revaloración inmobiliaria y visibilidad de las intervenciones, principalmente a través de las acciones volcadas al turismo y al consumo decurrentes de él, aunque también ejerzan un estímulo al desarrollo del comercio y servicios (volcados para el turismo y recreación) que resultan en aumento del número de empleos y valoración de las áreas centrales. El desarrollo económico y la recuperación de la calidad ambiental de los espacios públicos fueran incorporados en los planes, cuestión casi ausente en las intervenciones precedentes de rehabilitación puntual, representando un avance. Entretanto, en un primero momento esas intervenciones no permiten constatar aún una acción más efectiva sobre los problemas de las poblaciones que viven en esas áreas centrales de forma a garantizar su permanencia y atraer otras, para rescatar la diversidad y el acceso a los beneficios de las inversiones realizadas.

Eso puesto, pudimos establecer algunas matrices a partir de la premisa de que la influencia de modelos de rehabilitación de países más desarrollados y las exigencias de órganos internacionales sobre áreas consideradas patrimonios de la humanidad, pueden generar procedimientos y resultados similares en las diversas ciudades latinoamericanas.

En contrapartida, la lectura que se intentó en ese trabajo procuró identificar cuales las instancias locales más legítimas de definición de los usos de los edificios y de la apropiación de los espacios públicos, una vez comprendidos los reales efectos inductores de recalificación promovidos por el cambio y la respuesta de las poblaciones implicadas.

Por eso, otra cuestión que importa ser investigada aún son los procesos de conducción y sustentación de políticas de incremento y recuperación de las viviendas en esos centros, analizando la eficacia de los instrumentos adoptados, sea los que se basan en exenciones, incentivos, subsidios o compensaciones en forma de transferencias. En general, las financiaciones externas tienen un período determinado para implementación de los proyectos, y la continuidad de la gestión y mantenimiento es una responsabilidad de las municipalidades. Eso genera una dificultad adicional cuando los sucesivos gobiernos locales electos no mantienen el compromiso con las directrices trazadas en gestiones anteriores. Eso requiere una visión de la preservación de los centros históricos como cuestión permanente de urbanismo y de definición de políticas

urbanas. En Brasil, ese proceso ya empezó desde el año 2002 con la creación del Ministerio das Cidades.¹⁶

Referencias

- ¹ SCHICCHI, M.C., BENFATI, Dênio (Org.). *Urbanismo: Dossiê São Paulo-Rio de Janeiro*. Oculum Ensaios Especial. Campinas: PUC-Campinas/PROURB, 2003.
- ² VARGAS, Heliana Comin y CASTILHO, Ana Luisa Howard de. *Intervenções em Centros Urbanos: objetivos, estratégias e resultados*. Barueri, São Paulo: Manole, 2006.
- ³ SILVA, Fernando Fernandes da. *As Cidades Brasileiras e o Patrimônio Cultural da Humanidade*. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2003.
- ⁴ Accesible en <http://www.campinas.sp.gov.br/cultura/patrimonio> - Biblioteca Jurídica. Accedido en 06/01/2008.
- ⁵ Accesible en <http://www.santos.sp.gov.br/cultura/condepasa/oqueeh.html>. Accedido en 20/01/2008.
- ⁶ Bernardo, Rosana Guimarães, Histórico da Ocupação do Solo no Município de Campinas. Dissertação de Mestrado. São Paulo, FAU USP, 2002, p.269.
- ⁷ Derivado del "Mapa de vacíos urbanos" In GUTMANN, Carolina Sumaquero, SCHICCHI, Maria Cristina (Orient.). *Cidades Paulistas: Reabilitação de centros históricos para a habitação. Estudo de Caso de Campinas*. Relatório Final de Pesquisa Bolsa IC. Campinas, Fapesp, 2005.
- ⁸ Derivado del "Mapa de patrimônios históricos" In BEXIGA, Carolina Gonçalves, SCHICCHI, Maria Cristina (Orient.). *Cidades Paulistas: Reabilitação de centros históricos para a habitação. Estudo de Caso de Santos*. Relatório Final de Pesquisa Bolsa IC. Campinas, Fapesp, 2006.
- ⁹ DA SILVA, Fernando Fernandes. *As Cidades Brasileiras e o Patrimônio Cultural da Humanidade*. São Paulo: Edusp/Peirópolis, 2003.
- ¹⁰ Notaciones de exposición realizada en reunión científica en la Oficina Del Historiador de La Habana en 18 de mayo de 2006 por la Arquitecta de la Oficina de Gestión Patrimonial de la Municipalidad de Valparaíso, Chile, durante la Tercera Bienal de Arquitectura de La Habana, realizada en mayo de 2006.
- ¹¹ Las empresas que actúan en el área central de La Habana Vieja son mixtas con capital público-privado, siendo que el Estado detiene obligatoriamente lo mínimo de 51%, se tornando socio mayoritario y definiendo sobre el destino de las inversiones. Entrevista con abogado de la Oficina Del Historiador de La Habana, realizada en 17 de mayo de 2006 en la Ciudad de La Habana.
- ¹² *Viaje en la Memoria. Apuntes para un acercamiento a la Habana Vieja*. Plan Maestro/ Oficina del Historiador de la Ciudad de La Habana. /Colegio Oficial de Arquitectos Vasco Navarro. Habana/España, 1996
- ¹³ INTENDENCIA MUNICIPAL DE MONTEVIDEO. Plan Montevideo de Ordenamiento Territorial 1998-2005. Montevideo: Junta de Andalucía/Agencia Española de Cooperación Internacional, 1998.
- ¹⁴ Accesible en: <http://www.montevideo.gub.uy/ciudadvieja/> . Accedido en: 06/09/2008.
- ¹⁵ *Forum Internacional La Revitalización Urbana en América Latina y Europa. El caso de Montevideo*. CECCARELLI, Paolo, AVE, Gastone, BERVEJILLO Federico (coordinadores). ACTAS. Proyecto financiado por la Dirección General para la Cooperación al Desarrollo del Ministerio de Asuntos Exteriores de Italia. Roma, 2003, p. 234.
- ¹⁶ Accesible en: <http://www.cidades.gov.br/secretarias-nacionais/programas-urbanos/programas/programa-de-reabilitacao-de-areas-urbanas-centrais/programa-de-reabilitacao-de-areas-urbanas-centrais/>. Accedido en: 02/06/2008.

La rehabilitación del patrimonio histórico construido en Barcelona y su gestión desde la óptica de la arqueología

Montserrat Puges Dorca*, Ferran Puig Verdaguer**

* Restauradora. Responsable de intervenciones en el patrimonio. Servei d'Arqueologia(Museu d'Història de Barcelona). Plaça del Rei s/n 08002Barcelona. mpuges@bcn.cat

**Arqueólogo. Director del Servei d'Arqueologia- (Museu d'Història de Barcelona). Plaça del Rei s/n 08002 Barcelona. fpuigv@bcn.cat

Las intervenciones de rehabilitación y remodelación de los centros históricos han proliferado en los últimos años. Estos trabajos han comportado la afectación de edificios y espacios urbanos que, en el mejor de los casos, han sido objeto de algún estudio o proceso de documentación ligados a su reestructuración o desaparición. La desaparición de sectores urbanos ha sido un fenómeno basado en políticas de planificación de tipo urbanístico que han seguido unos criterios que no han tenido en cuenta aspectos inherentes a sus valores histórico-patrimoniales, llevándose a cabo sin un conocimiento físico previo que permita trabajar con una base científica coherente.

La aplicación de la metodología arqueológica para el conocimiento histórico, morfológico y evolutivo de un edificio o sector, se nos revela como una herramienta útil y de suma importancia para el conocimiento histórico. Pero también es imprescindible para poder proyectar, si es que se quiere una rehabilitación respetuosa y racional con los valores históricos que el edificio ofrezca. Los datos del trabajo arqueológico, juntamente con aquellos otros estudios pertinentes, por ejemplo de tipo artístico o técnico sobre el estado de conservación, estructurales y de materiales, deben ser el punto de arranque para cualquier proyecto de rehabilitación, constituyendo, a nuestro entender, en conjunto, el "conocimiento" del objeto.

El trabajo que presentamos pretende dar a conocer la experiencia que desde hace ya más de 10 años se lleva a cabo desde el Servicio de Arqueología del Ayuntamiento de Barcelona. Partiendo de la concepción de la ciudad como un yacimiento único que evoluciona y se transforma físicamente a través del tiempo, se han establecido unas directrices para la gestión de las intervenciones en el tejido construido, aglutinando e implicando a los diferentes agentes que intervienen en los procesos de rehabilitación: administración, promotores, ciudadanos, con el concurso de técnicos especializados.

1 La ciudad, un ente vivo en constante evolución

La gestión del patrimonio de cualquier ciudad histórica no es una empresa fácil. Al contrario, se trata sin duda de una experiencia que tiene tanto de compleja como de interesante para quienes entendemos que el estudio de la evolución histórica y el proceso de desarrollo del tejido y la sociedad urbana es una parte esencial y absolutamente indispensable para entender el paradigma por excelencia de nuestra civilización actual: la ciudad.

En primer lugar, y aunque parezca obvio, recordemos que una ciudad es, por definición, un ente artificial vivo y dinámico que nace y se desarrolla positiva o negativamente en un solar concreto, de una dimensión más o menos grande, dependiendo de múltiples factores. Esta transformación viene marcada por el elemento más importante que interviene en el proceso: la sociedad, que crea la ciudad, la habita y la adapta constantemente. Todos los que asistimos a estas Jornadas conocemos los diferentes parámetros que condicionan el hecho urbano: desde el más evidente relacionado con el entorno físico o morfológico, hasta aquellos donde intervienen factores de tipo socio-económico o político, que podemos calificar de modelo socio-funcional. Cómo se tiene que actuar en la planificación de la ciudad es un trabajo de muchos profesionales y es fruto de una voluntad política. Nosotros sólo haremos hincapié en aquello que tiene que ver con la herencia física del pasado conservada en su tejido urbano. Hablaremos, por lo tanto, desde nuestra visión como profesionales de la arqueología y la conservación-restauración, de algunos de los aspectos principales de aquello que podemos calificar de actuaciones urbanas. Es decir, cómo se actúa o se tendría que actuar en los procesos derivados de las actuaciones urbanísticas, en referencia a

la investigación, protección física y salvaguardia de la información histórica inherente al patrimonio histórico edificado contenido en la ciudad y su relación con los diferentes agentes urbanos.

Tendremos presente, para empezar, que los núcleos urbanos de largo desarrollo histórico, como es el caso de muchas de las poblaciones europeas, conservan en su tejido urbano y en su territorio inmediato una forma urbana que las identifica y que muestra diferentes pervivencias, trazas y cicatrices, fruto de su evolución como núcleos urbanos. El gran novelista y crítico italiano Italo Calvino (1994)¹, nos dice que la ciudad está hecha: *de las relaciones entre las medidas de su espacio y los acontecimientos de su pasado (...). Pero la ciudad no cuenta su pasado, lo contiene como las líneas de la mano, escrito en las esquinas de las calles...*

La ciudad, sus construcciones y su territorio, entendidos como expresión cultural, como paisaje humanizado consecuencia de continuas transformaciones antrópicas, son el reflejo de aquellas sociedades y procesos históricos que lo han configurado a lo largo de los tiempos. La ciudad, en tanto que elemento en constante transformación, requiere de estudios diacrónicos que permitan definir su dinámica de cambio. En este sentido, el estudio histórico-arqueológico del fenómeno urbano y de su territorio es una fuente de información imprescindible.

Es necesario, por lo tanto, tener presente que si bien la ciudad y su núcleo histórico es el gran archivo urbano, el contenedor de la información del pasado, los edificios y las calles, y el propio paisaje ciudadano en general, son los documentos. Unos documentos que hace falta saber leer y interpretar, ya que la mayoría de veces se nos presentan enmascarados por el paso del tiempo y las actuaciones humanas a lo largo de los diferentes momentos de su vida. Esta consideración se hace extensiva a los niveles de tierras del subsuelo y a los objetos que contienen, objeto tradicional de la investigación arqueológica.

2 La arqueología como método de estudio de la ciudad

La realidad no tiene tan solo una, sino muchas superficies que hace falta conocer para intentar entenderla. La realidad es la yuxtaposición de muchos estratos que el tiempo se ha encargado de confundir. Cada vez más hace falta utilizar, como hacen los arqueólogos, la recomposición de los estratos para entender el presente. Esta manera de actuar, con una busca imbricada del conocimiento del pasado y el presente es la labor del pensamiento contemporáneo.

Michel Foucault (1970)²

Cualquier núcleo urbano, tanto a nivel de espacio como de edificación, puede ser objeto de múltiples estudios, desde muchísimos puntos de vista. Pero siempre será necesario conocer y entender cómo, por qué y cuándo se produjeron los diferentes cambios que han configurado la ciudad hasta definirla de la manera que es en la actualidad. Este conocimiento es -o al menos tendría que ser- indispensable si se quiere actuar sobre ella con una base empírica y sólida, para modificarla sin cometer errores de difícil solución y reversibilidad.

Es de sobras constatable en la mayoría de nuestras ciudades, que la degradación urbanística afecta, sobre todo, al tejido urbano más envejecido. Esto, muchas veces equivale a decir que se trata de una afectación de los niveles con más carga de documento histórico y, a menudo, con un alto valor patrimonial. Esta afectación se produce tanto a nivel del subsuelo (nuevos aparcamientos y servicios, nuevas cimentaciones...) como del tejido construido (derribos totales o parciales, reurbanizaciones de viales, rehabilitaciones...)

Es necesaria una intervención arqueológica como actividad unida a las actuaciones de rehabilitación y renovación en el tejido urbano con alto contenido patrimonial. Es obvio que esta actuación arqueológica justificada puede ser comprendida y asumida globalmente por la sociedad, pero choca siempre con los intereses de los promotores particulares que piden lógicamente que la

¹ Calvino, I (1994): Las ciudades invisibles

² Foucault, M (1970): La arqueología del saber

administración competente lo asuma, o bien que les ofrezca mejoras o subvenciones para compensar su esfuerzo económico.

A menudo, demasiado a menudo, la arqueología se percibe como un impedimento, una traba para el desarrollo normal de la ciudad, sobre todo desde determinados sectores de la sociedad. Casi nunca las intervenciones urbanas están libres de polémica y difícilmente pueden pasar desapercibidas. Entendemos que la crítica social no necesariamente entraña un hecho negativo y creemos que, dejando de lado agrias polémicas muchas veces interesadas, que la sociedad muestra un gran interés y sensibilización hacia lo antiguo, hacia lo desconocido de su ciudad, hacia aquellos elementos que son percibidos como elemento de autoafirmación y de cohesión social. Será el esfuerzo de las administraciones y de los agentes y sectores sociales de la política cultural los que tienen que saber canalizar, con más información, ese interés hacia una mayor sensibilización en un entorno positivo de comprensión, protección y de revalorización del patrimonio.

Cada vez se hace más necesario profundizar en el conocimiento pluridisciplinar de los múltiples aspectos de nuestro patrimonio antiguo, y no sólo de aquel que se encuentra enterrado en el subsuelo. Por suerte y desde hace ya algunos años, se está produciendo el fenómeno de la creciente diversificación de las actuaciones arqueológicas, con trabajos que abarcan todos los períodos de la vida de nuestras ciudades, desde la prehistoria hasta la arqueología industrial.

Es necesario estudiar, hace falta documentar y, cuando es necesario y el sentido común lo aconseje, conservar y mostrar al público aquellos monumentos-documentos que han llegado a nuestros días, en el centro de la realidad urbana actual, aquellos que aún no han desaparecido. En definitiva, es imprescindible que los estudios arqueológicos se lleven a cabo teniendo en cuenta que las ciudades son yacimientos únicos y que el objetivo final será la comprensión unificada de sus procesos de cambio.

3 Barcelona, un único yacimiento

Barcelona ha sido una de las ciudades del estado español pioneras en el campo de la arqueología urbana. Su propia evolución urbana y la evolución de la investigación sobre su pasado generaron la necesidad de proceder al reconocimiento del patrimonio arqueológico urbano, evidentemente con las limitaciones metodológicas y conceptuales de cada época.

La investigación arqueológica en Barcelona se basa en el estudio y documentación del patrimonio histórico del territorio de la ciudad a partir de una metodología arqueológica, siguiendo los registros históricos. Tenemos que entender que el yacimiento común es la propia ciudad de Barcelona en toda su extensión; en consecuencia el objeto de la investigación será la ciudad construida y su base estratificada. En este espacio se localizan diversos focos donde las secuencias de ocupación son intensas o de raíz más antigua. Estos corresponden a las áreas de expectativa o riesgo arqueológico que merecen un tratamiento más profundo. Lógicamente, la estratificación más intensa dada su evolución en el espacio y en el tiempo corresponde al Distrito de Ciutat Vella, donde la conservación patrimonial, la superposición de momentos históricos y la yuxtaposición de la edificación de diferentes épocas crea un campo de investigación importantísimo que permite avanzar notablemente en el conocimiento de la evolución urbana de la ciudad durante milenios. Este distrito, esas más de 400 ha. de superficie urbana concentra más del 90% de las actuaciones arqueológicas de Barcelona.

4 La gestión del patrimonio de Barcelona

4.1 Marco legal

Para la protección del patrimonio histórico-arqueológico de la ciudad, a parte de la reglamentación general sobre patrimonio³ Barcelona cuenta, a parte de la, con una normativa local conocida como Plans Especials de Protecció del Patrimoni Històricartístic de la Ciutat de Barcelona, elaborados por distritos y aprobados el año 2000.

En fase de redacción en estos momentos está el Plan Especial de Protección del Patrimonio Arqueológico de Barcelona, el cual deberá servir como herramienta de protección no sólo de edificios concretos, sino también de áreas con un notable poso histórico.

4.2 Organización administrativa

El Ayuntamiento de Barcelona, a lo largo de los años de funcionamiento, se ha ido dotando al menos desde el primer cuarto del siglo XX, de diversos organismos destinados a la protección, intervención y estudio del patrimonio histórico, arquitectónico y arqueológico de la ciudad. Se trata de una organización compleja como lo es en general la de la propia ciudad.

Desde el área de Cultura, l'Institut de Cultura de Barcelona se dota de una Direcció de Patrimoni de la que depende el Museu d'Història de Barcelona – MuHBa- que cuenta con el Servei d'Arqueologia.

En general se trata de organismos que tienen como misión velar por la protección del patrimonio arquitectónico en el momento de llevar a cabo actuaciones que lo afecten, sean de promoción pública o privada. En cuanto al patrimonio arqueológico, es una competencia del Institut de Cultura pero que tiene, por razones obvias, una relación directa con los diferentes servicios de planeamiento y disciplina urbanística del área de urbanismo y los distritos.

5 El Museu d'Història de Barcelona y el patrimonio urbano

Desde su creación, el Museu d'Història de Barcelona ha sido concebido como un centro dinámico, con un objeto de trabajo: la ciudad en su conjunto. En este sentido, el MuHBa intenta explicar el fenómeno urbano en toda su complejidad, que en líneas generales podríamos decir que está formado por el patrimonio mueble, el patrimonio inmueble y el intangible (toponimia, tradiciones, oficios,...).

Sobre esta base, el Museu asume las tres funciones básicas que definen cualquier institución museística: la conservación, la investigación y la difusión, pero además asume otro compromiso social y cultural: el de llegar a ser un centro de servicios a la comunidad, colaborando y siendo capaz de ofrecer servicios que permitan un planeamiento equilibrado del territorio, de manera que la modernización de la ciudad se lleve a cabo a partir de un profundo conocimiento y respeto por el pasado. Uno de los ejes claves de esta función social es la arqueología. La investigación arqueológica es un instrumento esencial en las estrategias del conjunto del Museu d'Història en su doble vertiente de instrumento de gestión del territorio, y de herramienta de conocimiento del pasado.

El Museu a través del Servei d'Arqueologia vela por la integración del patrimonio arqueológico en la disciplina urbanística y en el conjunto de medidas y servicios de gestión del territorio en la ciudad de Barcelona. Esta acción se lleva a cabo a partir de dos instrumentos básicos: la arqueología preventiva y de intervención, y la incorporación de la dimensión arqueológica y patrimonial en los instrumentos del planeamiento y los estudios de impacto ambiental necesarios.

³ *Ley sobre el Patrimonio Histórico Español, 1985; Ley 6/1998 sobre el régimen de suelo y valoraciones y los decretos específicos de la Generalitat de Catalunya: Llei 7/1985, Reguladora de les Bases del Règim Local; Llei 114/1988, d'Avaluació d'Impacte Ambiental; Llei 9/93 del Patrimoni Cultural Català; Reglament 78/2002 de Protecció del Patrimoni Arqueològic i Paleontològic; Llei 10/2004, d'Urbanisme de Catalunya*

Actualmente la arqueología de intervención ocupa la mayor parte de los trabajos arqueológicos en la ciudad, y de hecho el Servei d'Arqueologia ejerce una función de control y intervención sobre las actuaciones que implican o pueden implicar la afectación de patrimonio arqueológico y histórico conocido o por descubrir. Pero esta función aún no está lo bastante regulada en la normativa administrativa relativa a las licencias de obras.

Las intervenciones arqueológicas en Barcelona son en su práctica totalidad de tipo preventivo derivadas de actuaciones urbanísticas, de acuerdo con la nomenclatura del decreto 78/2002 que reglamenta la arqueología en Catalunya. Estas son financiadas en su totalidad por los promotores, sean públicos o privados, si las obras se ubican en sectores de interés arqueológico. De acuerdo con los promotores, los técnicos del Servei de Arqueología son quienes redactan todos los Proyectos de Intervención Arqueológica, sean del tipo que sean: prospectivas, de excavación, de restauración,... En estos proyectos se especifican las razones de los trabajos a realizar, sus objetivos, metodología, calendarios, equipos de actuación, previsiones presupuestarias. Así mismo, contienen unos pliegos de condiciones técnicas que determinan la manera de actuar, de realizar la documentación, así como de los informes y memorias. El objetivo de estas especificaciones es la sistematización de la información que se extrae del conjunto de las intervenciones y tiene una relación directa con la configuración de un Centro de Documentación del patrimonio de la ciudad. Durante la ejecución de los trabajos, que son dirigidos y llevados a cabo por profesionales y empresas especializadas de arqueología y/o restauración, los técnicos municipales realizan el seguimiento y supervisión de los mismos, conjuntamente con los servicios de la Generalitat de Catalunya.

Desde hace ya unos años, sobre todo a partir de los procesos de renovación del casco antiguo de la ciudad - Distrito de Ciutat Vella - el Servei d'Arqueologia, realiza informes arqueológicos previos de todos aquellos solares y edificios donde se han previsto trabajos de renovación o nueva construcción. Estos informes, juntamente con los estudios y memorias de las intervenciones arqueológicas y de restauración, también se integran en el Centro de Documentación.

Una de las conclusiones básicas que extraemos de nuestra experiencia es la necesidad de una actuación arqueológica constante en los procesos que afectan al tejido urbano de carácter histórico. Esta acción se debe llevar a cabo siempre desde una óptica de prevención y de aportación al conocimiento de la historia de la ciudad y la preservación de los valores patrimoniales, convirtiéndose en un instrumento complementario para la planificación urbanística. Al igual que partimos de ensayos sobre el comportamiento de los materiales y de estudios de sus formas de alteración ante una operación de restauración, la documentación integral, histórica y arqueológica, también debe ser concebida entre los análisis iniciales y esenciales para el conocimiento, valoración e interpretación de un edificio en vías de intervención. El conjunto de estos y otros estudios evitaría, a menudo, actuaciones inapropiadas, sobretudo en estos momentos en que el trabajo desde la pluridisciplinariedad se presenta como única vía posible para acometer empresas tan comprometidas como la restauración. Es imprescindible la interrelación entre disciplinas aparentemente alejadas, entre tecnología y conocimiento humanístico para acometer con discreción y respeto, la compleja tarea de conservación de nuestro único e insustituible legado patrimonial.

BLOQUE 4
Intervenciones
relevantes en el
patrimonio construido

Estudios sobre la viabilidad técnica de la reconstrucción de la Isla Horadada en la bahía de Santander

I. Lombillo¹, L. Villegas¹, C. Thomas², J. A. Polanco², J. Setién²

¹ Dpto. Ingeniería Estructural y Mecánica. Universidad de Cantabria (UC). Avda. Los Castros s/n, Santander 39005, España. E-mail: ignacio.lombillo@unican.es

² Dpto. Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria (UC). Avda. Los Castros s/n, Santander 39005, España. E-mail: carlos.thomas@unican.es

Resumen: La isla o peña de “La Horadada” es una formación rocosa que emerge sobre la superficie del mar en la bahía de Santander frente a la península de “La Magdalena”. La isla ha estado expuesta a mareas y tempestades desde su origen, y seguramente haya sido este azote lo que ha labrado su arco. En el año 2005 y con ocasión de un fuerte temporal, por lo demás nada extraordinario, se produjo el colapso del arco y el derrumbamiento de sus fragmentos a los pies de la peña. La comunicación que se ofrece pasa revista a las diferentes tareas desarrolladas como paso previo a su reconstrucción.

Palabras-clave: Refuerzo, estructura pétreo marina, ambiente marino, mortero polimérico, acero inoxidable, acero superinoxidable, corrosión acelerada.

1 Introducción

La existencia de la isla o peña de “Horadada”, formación rocosa que emerge sobre la superficie del mar en la bahía de Santander, sería un hecho intrascendente de no ser por su emplazamiento a la entrada de la bahía y por su forma caprichosa de arco natural que la tradición ha relacionado con la leyenda de los Mártires San Emeterio y San Celedonio, patronos de la ciudad de Santander.

Figura 1. La “Horadada” previamente al colapso.

Figura 2. La “Horadada” con posterioridad al colapso



Tras su colapso el día 19 de Enero de 2005, el Excmo. Ayuntamiento de Santander mostró el interés de estudiar su posible reconstrucción, circunstancia que motivó el desarrollo de un proyecto de investigación, cuyas principales acciones van a ser objeto de exposición. En este sentido, se hará mención a los trabajos realizados para obtener la geometría antes de la rotura, al estudio de las sollicitaciones del oleaje sobre la misma, a la caracterización de las rocas constituyentes y de los materiales de refuerzo que se han investigado, así como el análisis estructural realizado y el diseño propuesto para reconstruir el arco pétreo.

2 Geometría y estudio morfológico

Una vez recuperados los fragmentos del fondo del mar, fue necesaria la descripción morfológica de las piezas recuperadas y de la zona afectada del islote, así como la del arco completo, para poder definir el encaje de los fragmentos para componer el conjunto.

En primer lugar fue necesario conocer la geometría tanto de las piedras rescatadas del fondo del mar, como de los apoyos de las mismas en la isla. Para ello se empleó la tecnología de levantamiento láser tridimensional.

Figura 3. Uno de los fragmentos recuperados.

Figura 4. Fase intermedia en el tratamiento de la geometría (Lfa-Davap).



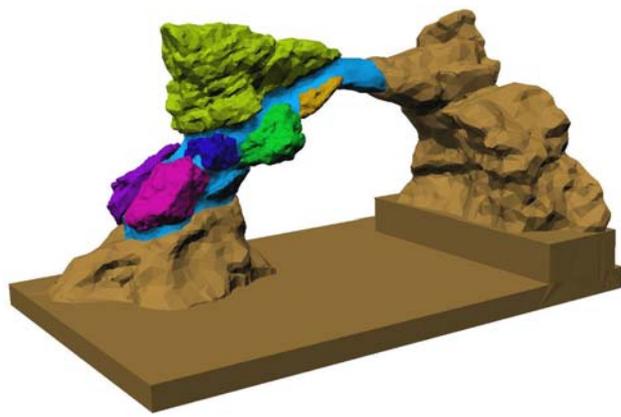
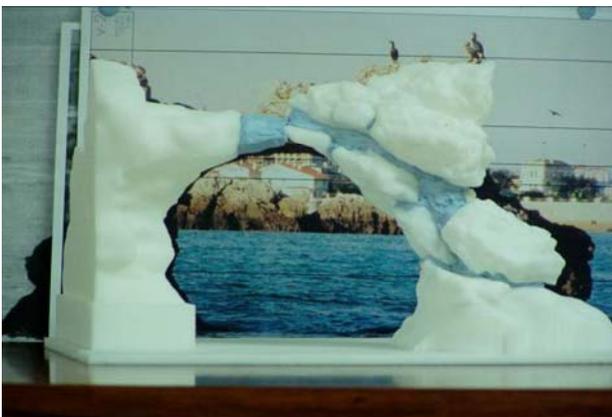
Una vez terminada la interpretación y depuración de los datos obtenidos mediante el escaneo de las piezas, se procedió a trabajar sobre esos datos para proporcionar una maqueta 3D (E: 1/40) de la isla y de los fragmentos para la reintegración de la morfología primitiva.

En base a fotografías existentes previas al colapso, único medio de conocimiento del estado anterior de la Horadada, y partiendo de la impresión tridimensional referida se realizan un total de 6 hipótesis de montaje de la isla, teniendo en cuenta la distribución de diaclasas y su adaptación a los contornos definidos por las fotografías referidas, tomadas desde diversos puntos de vista.

Finalmente, una vez decidida la hipótesis de montaje se procedió de nuevo al escaneado láser de la geometría definitiva, necesaria para la fase de cálculo estructural.

Figura 5. Hipótesis definitiva de montaje de los fragmentos (Rember).

Figura 6. Modelo geométrico tridimensional una vez escaneado (Lfa-Davap).



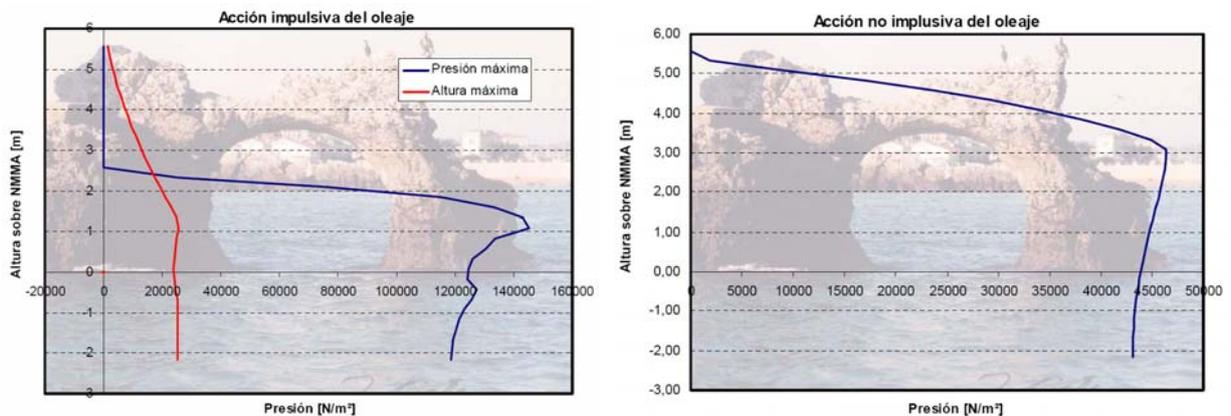
3 Estudio de solicitaciones de oleaje

Fue necesario analizar la morfología del fondo marino, mediante topobatimetría con ecosonda, y la dinámica marina en la zona de estudio, analizando para ello las variaciones del nivel del mar, la acción del viento y la del oleaje y estableciéndose que este último era el elemento determinante.

A fin de determinar el oleaje en las inmediaciones de la Isla de La Horadada, ha sido necesario propagar éste desde profundidades indefinidas hasta la entrada de la Bahía de Santander y, posteriormente, desde esta última zona hasta la zona adyacente a la Isla de La Horadada. Este proceso se ha realizado para los 44 años de datos de oleaje en profundidades indefinidas de la base de datos SIMAR-44 proporcionada por Puertos del Estado.

La presencia de rotura provoca la aparición de impactos violentos contra la isla de ahí que haya sido necesario distinguir entre solicitaciones impulsivas y no impulsivas. En las figuras siguientes se recogen ambas solicitaciones de forma gráfica, se indica, en el eje de abscisas, la presión relacionada con cada una: impulsivas (140 kN/m^2) y no impulsivas (50 kN/m^2), así como la superficie de aplicación de cada una sobre la estructura pétre.

Figuras 7 y 8. Acción impulsiva y no impulsiva del oleaje (Gioc-UC).



4 Caracterización de las rocas

La dificultad mayor fue la imposibilidad de acceder a la propia isla para toma de muestras y datos estructurales. En ese sentido, se planteó la alternativa de realizar esa investigación de campo en la Isla de La Torre, constituida por la misma formación geológica y situada en una zona cercana.

Figura 9. Extracción de muestras (Triax).

Figura 10. Ensayo de compresión.



Sobre las muestras se realizaron ensayos de identificación (ensayo petrográfico con láminas delgadas), resistentes y deformacionales (ensayos de compresión simple con galgas extensométricas, ensayos de tracción indirecta - Brasileño) y de alterabilidad o durabilidad (ensayos de absorción de agua y Slake Durability Test).

Igualmente, se llevó a cabo una estación geomecánica, con registro de datos estructurales de estratificación y juntas, y realización de determinaciones resistentes mediante martillo Schmidt.

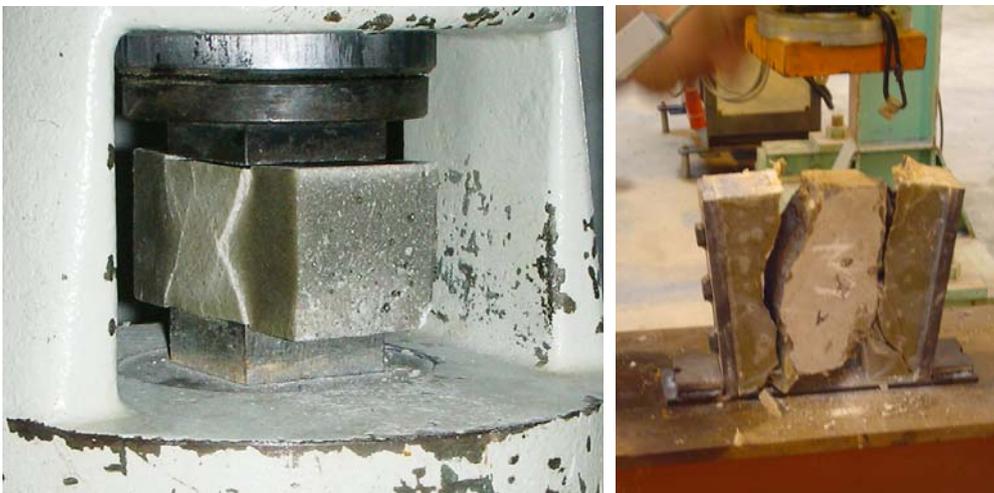
5 Caracterización de materiales de refuerzo

Las condiciones ambientales son de capital importancia en la selección de los materiales para estudiar la viabilidad técnica de la reconstrucción de la isla Horadada de Santander. Por ello que en primer lugar se realizase estudio de la bibliografía existente para seleccionar los materiales integrantes de las uniones adhesivas, es decir el adhesivo estructural y el material de anclaje, atendiendo a multitud de propiedades y con especial hincapié en la resistencia mecánica a los distintos estados tensionales que soporta una estructura sometida a la acción del oleaje, en particular resistencia a fatiga, y por otro, un excelente comportamiento o inmunidad total a los procesos de corrosión marina.

Se concluyó que la mejor opción era la constituida por un acero superinoxidable de estructura austenítica o dúplex, que penetre en la roca y estará embebido en una resina epoxy totalmente impermeable al agua y de excelente adherencia.

Figura 11. Ensayo de compresión de una probeta de mortero polimérico (Gted-Labest-UC).

Figura 12. Ensayo para determinar la tensión adherente a cortante entre la piedra natural de la Horadada y el mortero polimérico a emplear.



Se realizaron ensayos para evaluar la capacidad mecánica (resistencia a compresión y a tracción) de los posibles morteros, tanto poliméricos como cementicios, a emplear durante las tareas de reconstrucción (fundamentalmente como fase adhesiva de anclajes) y las propiedades mecánicas de los mismos (módulo de Elasticidad y Coeficiente de Poisson) pues constituyen, junto con el modelo geométrico relacionado, parámetros de entrada del modelo numérico a realizar para el cálculo de esfuerzos en la estructura pétreo frente las acciones del oleaje obtenidas.

De dichas campañas experimentales se dedujo que el mortero más adecuado era un mortero polimérico epoxy (1 kg resina + 2 kg árido sílice). Dicho mortero fue el empleado en los ensayos posteriores de refuerzo de materiales pétreos realizados en laboratorio.

Figura 13. Detalle de la rotura de un anclaje durante un ensayo a tracción (Gted-Labest-UC).

Figura 14. Instante de un ensayo a fatiga de un anclaje (Ladicim-UC).



Con posterioridad, se obtuvieron otros parámetros mecánicos (de la interfase piedra – mortero polimérico) información interesante de cara a la fase de diseño. También se evaluó la capacidad mecánica de los anclajes, frente a esfuerzos estáticos y frente a fatiga, teniendo en cuenta la influencia de la existencia de agua de mar en el correcto anclaje caso de emplear morteros poliméricos para dicha finalidad.

Finalmente, se ensayaron a flexión y “cortante” prismas de roca de caliza natural, similar a la de la “Isla Horadada”, para posteriormente repetir los mismos ensayos tras incorporar refuerzos tanto a flexión, a base de armado longitudinal, como inyecciones armadas para reforzar la estructura pétreo frente a mecanismos de cortante (el factor incremental de la carga media de rotura obtenido tras los refuerzos efectuados fue de 3,75).

Figura 15. Rotura a flexión de un prisma de roca natural (Gted-Labest-UC).

Figura 16. Perforación para inserción de anclajes.

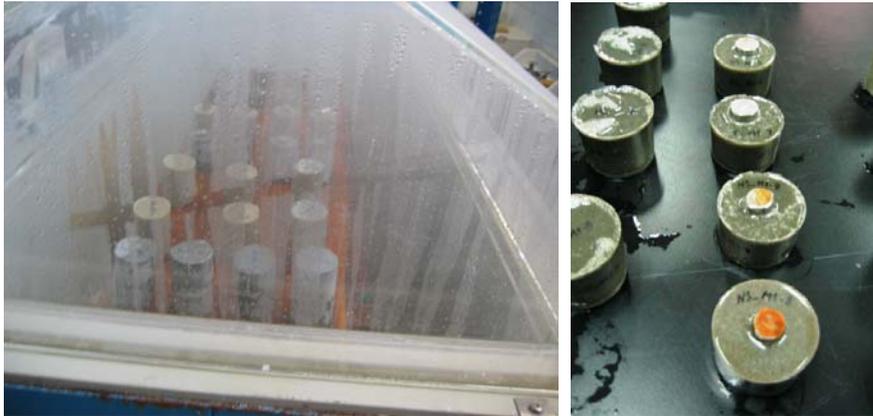
Figura 17. Detalle de la rotura a flexión del prisma de la figura 15 una vez reforzado.



Finalmente, se realizó una campaña experimental en laboratorio para determinar la compatibilidad, de la roca caliza matriz y de los materiales adhesivos y de refuerzo de la misma, susceptibles de ser utilizados en la reconstrucción, frente a ciclos de humedad sequedad y frente a gradientes térmicos. Igualmente se evaluó su durabilidad mediante ensayos de desgaste y de erosión de morteros poliméricos y cementosos, y mediante ensayo de corrosión acelerada en cámara de niebla salina de anclajes de acero inoxidable y superinoxidable, completa y parcialmente embebidos en morteros poliméricos y cementicios.

Figura 18. Instante durante el ensayo de corrosión acelerada.

Figura 19. Aspecto de parte de las probetas tras el ensayo de corrosión acelerada (Ladicim-UC).



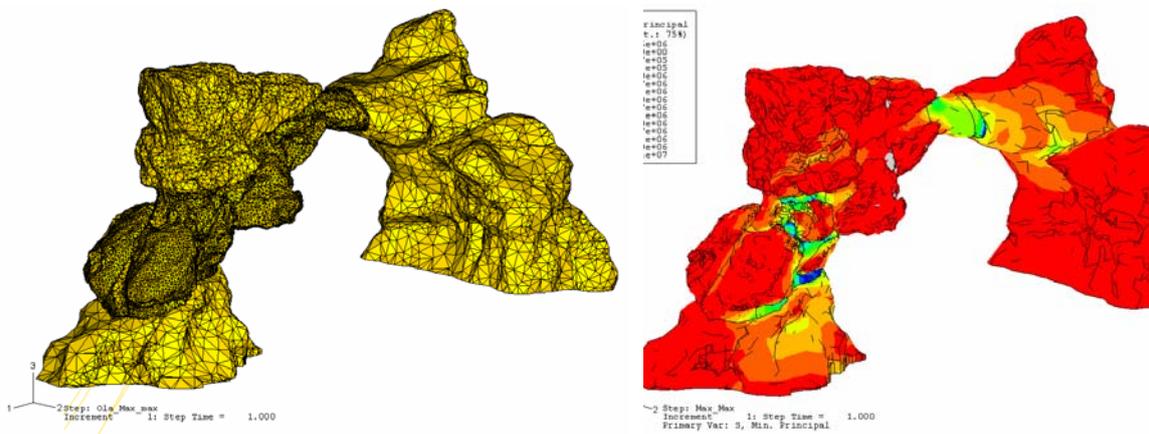
6 Cálculo estructural y diseño del refuerzo

En este sentido, en primer lugar, se realizó un cálculo numérico de la estructura. Para ello se empleó el programa de elementos finitos ABAQUS, recreando un modelo del arco con elementos finitos sólidos, igual a la geometría referida con anterioridad. Las cargas principales a aplicar al modelo fueron las de peso propio y la de acción del oleaje.

Se obtuvo la caracterización estructural del arco mediante la exposición de los modos y frecuencias de vibración natural, y la respuesta estructural a las cargas de peso propio y acción del oleaje, adjuntando gráficos de las deformadas y niveles tensionales motivados en cada hipótesis de carga y en las combinaciones de acciones.

Figura 20. Modelo de elementos finitos realizado (Gcae-UC).

Figura 21. Ejemplo de gráfico de distribución de niveles tensionales en la estructura.



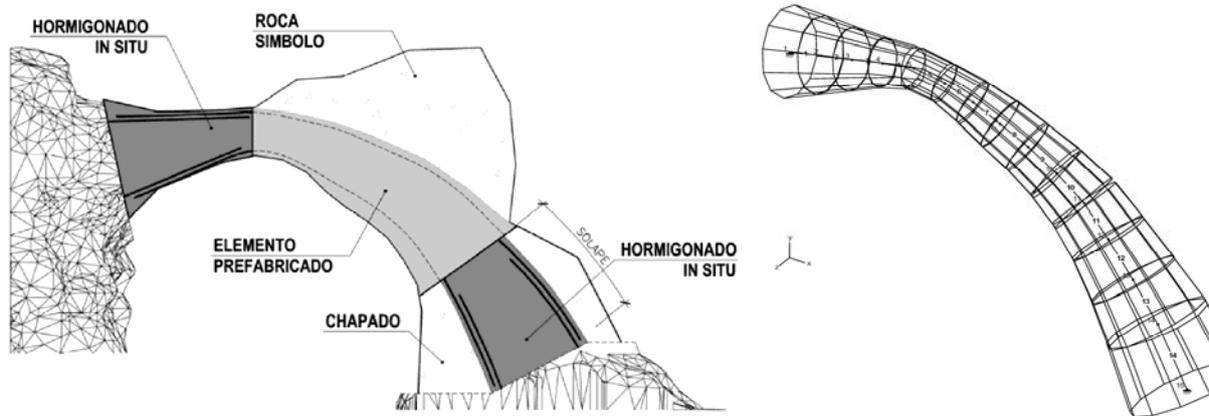
Finalmente, se estudiaron diferentes soluciones posibles a emplear para reconstruir la estructura rocosa:

- Recolocación de piedras, pegado, armado y reconstrucción de volúmenes primitivos con morteros especiales.
- Tallado de piedra caliza y reconstrucción del arco.
- Arco prefabricado de hormigón armado.
- Arco in situ de hormigón armado.
- Arco mixto prefabricado de hormigón y acero.

Tras analizarlas, se estimó que la solución más adecuada era la relacionada con la ejecución de un arco prefabricado de hormigón armado.

Figura 22. Descripción de la solución a base de un arco prefabricado de hormigón armado.

Figura 23. Modelo tridimensional de barras efectuado para proceder al dimensionamiento (RyC).



En relación con esta solución se diseñó un modelo tridimensional de barras con el que proceder al dimensionamiento del elemento estructural con la finalidad de obtener los elementos y cuantías de refuerzo (armado longitudinal, transversal y cercos) necesarios para garantizar un comportamiento adecuado de la estructura.

7 Agradecimientos

El Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria agradece al Excmo. Ayuntamiento de Santander el habernos confiado la realización de los estudios relacionados.

Igualmente, se refiere a que los trabajos expuestos han sido realizados, bajo la coordinación general del Grupo de Tecnología de la Edificación de la UC, por un equipo multidisciplinar, integrado por varios grupos de investigación tanto de la Universidad de Cantabria (Gted, Ladicim, Gioc, Labest, Gcae, Deterioro de materiales), como de la Universidad de Valladolid (Lfa-Davap), y por varias empresas (Rember Ibérica, OHL, Triax, RyC Proyectos y Servicios de Ingeniería).

Bibliografía

- [1] Varios Autores. Estudios sobre la viabilidad técnica de la reconstrucción de la isla “Horadada” en la bahía de Santander. Proyecto de investigación realizado a petición del Excmo. Ayuntamiento de Santander. Universidad de Cantabria, 2008.

Durabilidad en estructuras de hormigón armado de principios de siglo XX

R. San Mateos, J. Díez e I. Marcos

Unidad de Construcción
LABEIN – TECNALIA

1 Introducción

El Hormigón Armado es una técnica constructiva adoptada por Europa y América a principios del siglo XX, y que se ha utilizado incansablemente hasta hoy. Es una tecnología que ha evolucionado a lo largo de la historia, tanto desde el punto de vista de su concepción, diseño, puesta en obra, mantenimiento, control de calidad, etc. El parque de edificios construidos mediante esta técnica es muy extenso y comprende construcciones en el ámbito industrial, residencial, obra civil, etc.

Figuras 1 y 2: Edificio de desinfecciones en Bilbao con estructura de hormigón armado.



En la actualidad, lo habitual es identificar un edificio que pertenece al patrimonio histórico de una región, con un edificio construido en piedra, que en general se construyó mucho antes del siglo XX. Pero no se debe olvidar tal y como se recoge en la carta de Venecia que “un monumento comprende la creación arquitectónica que nos ofrece el testimonio de una civilización particular, de una fase representativa de la evolución, o de un proceso histórico”. Por lo tanto, algunas estructuras de hormigón armado de principios de siglo deberían tratarse como monumentos históricos, ya que la técnica empleada a principios del siglo XX comprende unos procesos constructivos que en su día fueron una gran revolución y que deberían conservarse en el tiempo.

A la hora de abordar las labores de restauración de un edificio de hormigón armado de principios de siglo XX, los técnicos se encuentran ante una estructura que teóricamente es conocida, ya que el hormigón armado es una técnica que es de gran vigencia en la actualidad. Sin embargo, hay que tener en cuenta que el diseño y construcción de estructuras de hormigón armado ha evolucionado en gran manera desde que se comenzó a utilizar de forma generalizada en Francia en la época de la Exposición Universal de Paris en 1900.

En aquella época, el hormigón armado se consideraba un material, que si se fabricaba con esmero, era un material impermeable, resistente e incombustible y algunos incluso se atrevían a decir que al cabo de cien o incluso mil años, una obra construida con hormigón armado tiene la misma resistencia y estabilidad que el día de las pruebas que se realizaban para dar por concluida una obra. No obstante, algunas de estas estructuras, a la hora de estudiarlas en la actualidad,

presentan una serie de daños y particularidades que no las hacen ser eternas, tal y como pensaban los primeros diseñadores de estructuras de hormigón armado.

En el presente artículo se realiza una aproximación de a los estudios de las construcciones de hormigón armado de principio del siglo XX que los técnicos del Área de Patología y Rehabilitación de Labein - Tecnalia han realizado en los últimos años en la zona del País Vasco. Los estudios se han realizado sobre edificios de hormigón armado hasta 1920.

Figuras 3 y 4: Vista general del Edificio de la Alhóndiga de Bilbao durante las labores de demolición de la estructura del edificio.



Dentro de todos los estudios previos que se pueden llevar a cabo en un edificio de este tipo, susceptible de ser rehabilitado, el presente artículo se centra en los análisis que se realizan para determinar la durabilidad de la estructura de hormigón armado objeto de análisis.

Asimismo se hace una reflexión ante los resultados obtenidos de los estudios realizados sobre edificios de hormigón armado de principios de siglo XX, donde se enfrenta la conservación del edificio y de la estructura como bien de interés cultural, y la adaptación a los nuevos usos que tienen que estar de acuerdo con la normativa de aplicación actual.

2 Los orígenes del hormigón armado

El hormigón armado es una técnica constructiva que ha evolucionado a lo largo de la historia y por tanto los edificios de principios de siglo XX construidos con esta técnica, en ocasiones presentan particularidades que es importante conocer para poder profundizar en su estudio.

A principio del siglo XIX el cemento se producía de forma local y a partir de la mitad de este siglo, se empezó a comercializar de forma generalizada en Europa desde Inglaterra, Francia y Alemania. En España la primera fábrica se construyó en 1898 en Tudela-Veguín (Asturias) y posteriormente las de Quino en Zaragoza, Añorga-txiki de Rezola en Donostia, Asland en Castellar de N'HUg (Barcelona) y en Olatzagutia (Navarra) que producía el cemento de "cangrejo".

La utilización del cemento comenzó en las obras de ingeniería civil en Europa en Inglaterra (1828) y en Francia (1837). En España se comenzó también con su utilización en los puentes sobre los ríos Lavalé y Lumbreras en la carretera de Soria a Logroño.

En edificación, el mortero se utilizó en los cimientos y pequeños elementos para la construcción como balaustradas, jambas, etc. que tradicionalmente se habían realizado en piedra y material cerámico.

Hacia la segunda mitad del siglo XIX se comenzó con la asociación del hierro y el cemento, ya que el hierro es el material por excelencia del siglo XIX. En un primer momento se asociaba principalmente con perfiles en vez de con redondos de acero y se utilizaba en forjados.

Cuando a partir de la última década del siglo XIX el uso del hormigón armado se empezó a generalizar, se comenzó con la creación de diferentes patentes de hormigón armado en el que se definían de forma detallada los diferentes sistemas constructivos. Estos sistemas son los que nos han llegado hasta nuestros días de forma detallada. A raíz de estas patentes se crearon dos grandes compañías, la Hennebique en Francia y la Wayss and Freytag en Alemania que elaboraba y desarrollaba la patente Monier.

La gran exposición de París en 1900 marcó un hito en el uso de las técnicas de construcción mediante hormigón armado, ya que la mayoría de los edificios se construyeron con esta técnica.

Figuras 5 y 6: Publicación del sistema Hennebique editado por Fort. Imágenes extraídas del libro “Los orígenes del hormigón armado y su introducción en Bizkaia-La fabrica Ceres de Bilbao” de Jaume Rosell Y Joaquín Cárcamo.



En España, el primer técnico que utilizó el hormigón armado fue el catalán Francesc Macia, capitán de ingenieros, que en 1893 adquirió los derechos de la patente Monier y la comenzó a utilizar en instalaciones auxiliares industriales y agrarias.

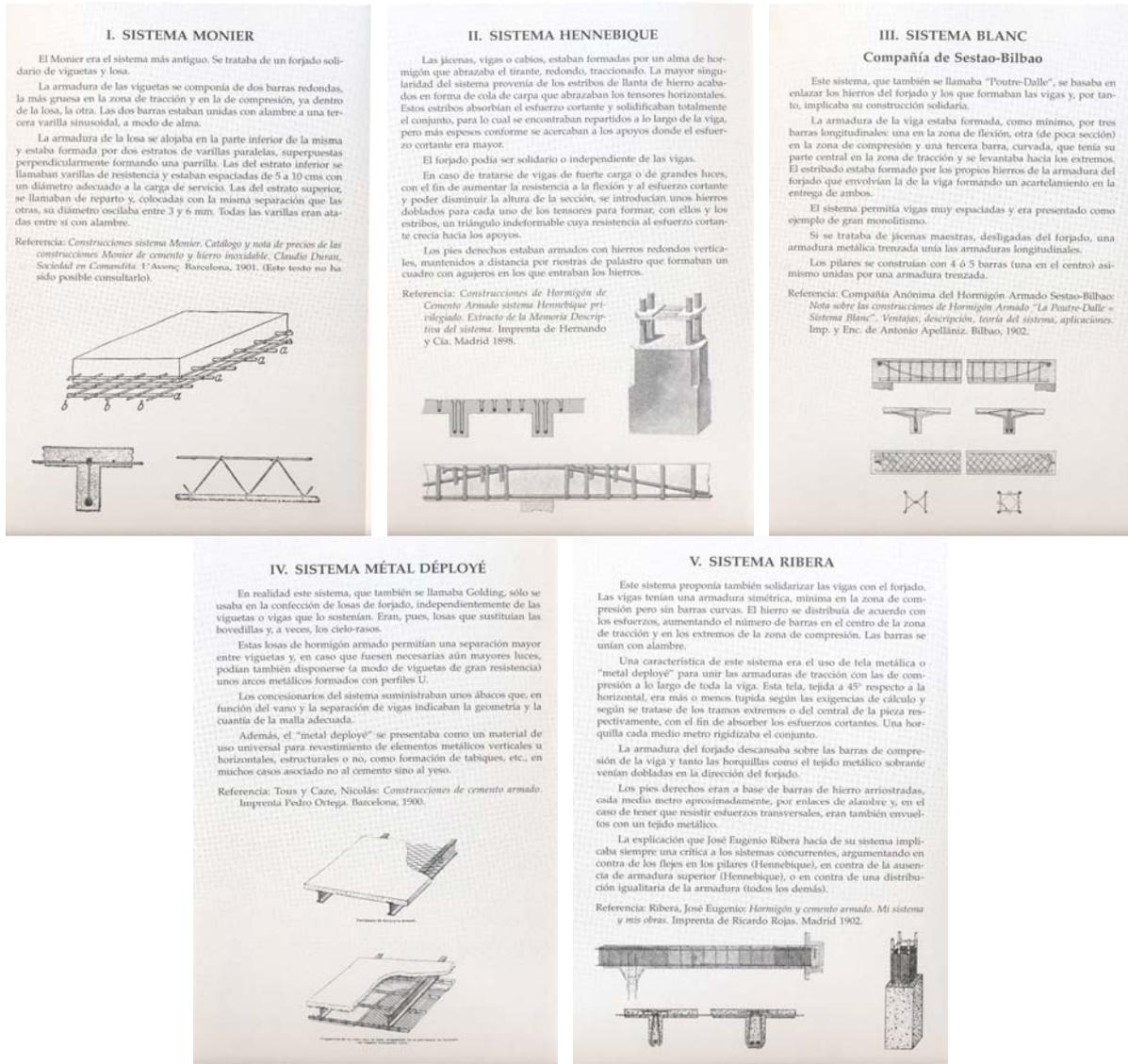
Casi coetáneamente se comenzaron a construir edificios de hormigón armado en España con la patente Henebique, que entró en 1898 a través del ingeniero José Eugenio Ribera.

En la zona del País Vasco y norte de la península, el uso del hormigón armado se generalizó en construcciones residenciales, industriales, obras públicas etc. De hecho en el País Vasco se encontraban algunas de las sedes de las principales patentes como:

- La Compañía Anónima del Hormigón Armado de Sestao. El sistema que utilizaba era el “Poutre Dalle” del francés Joseph Blanc.
- La patente Francesa “Metal Deploye” o Golding, inventada por John French Golding, que se fabricaba en Talleres de Zorroza y que se comercializaba desde Madrid y Barcelona.

Posteriormente José Eugenio Ribera, que introdujo el sistema Hennebique, desarrolló su propia patente, al igual que otros técnicos de la época.

Figuras 7, 8, 9, 10 y 11: Imágenes de diferentes patentes de hormigón armado utilizadas a principios del siglo XX en España. Imágenes extraídas del libro “Los orígenes del hormigón armado y su introducción en Bizkaia-La fabrica Ceres de Bilbao” de Jaume Rosell Y Joaquín Cárcamo.

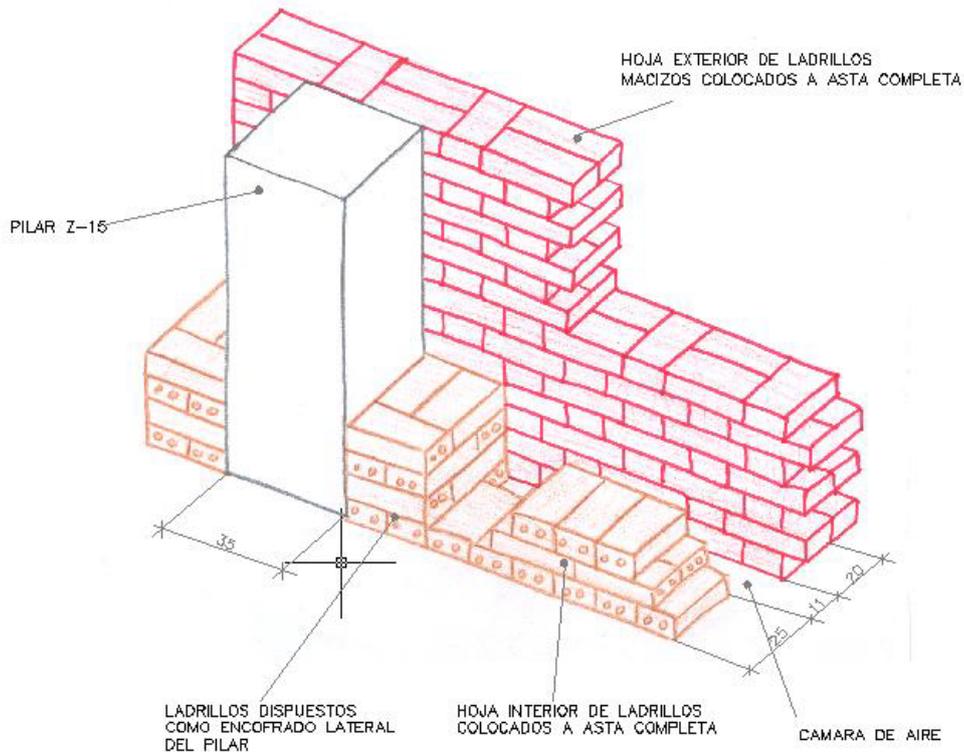


3 Particularidades de los edificios de hormigón armado de principios de siglo XX.

En los edificios considerados habitualmente como edificios históricos, las estructuras portantes en general son muros, arcos, bóvedas y pilares de fábrica, que además sirven en muchos casos incluso de envoltente del edificio. Pero con la aparición del hormigón armado como técnica constructiva, la estructura portante es una estructura que tiende a independizarse de la envoltente del edificio, aunque en los inicios de uso del hormigón armado, este aspecto no queda tan claramente definido ya que existe una combinación entre sistemas constructivos más tradicionales y este nuevo sistema constructivo.

Las estructuras de hormigón armado de los edificios de principios del siglo XX, por tanto, presentan algunas peculiaridades, tanto desde el punto de vista del diseño como de la construcción del edificio. Estas singularidades se presentan tanto con respecto a la construcción tradicional como con respecto a las estructuras de hormigón armado actuales.

Figuras 12, 13 y 14: Fotografías y croquis de la estructura de fachada del edificio de la Alhóndiga.

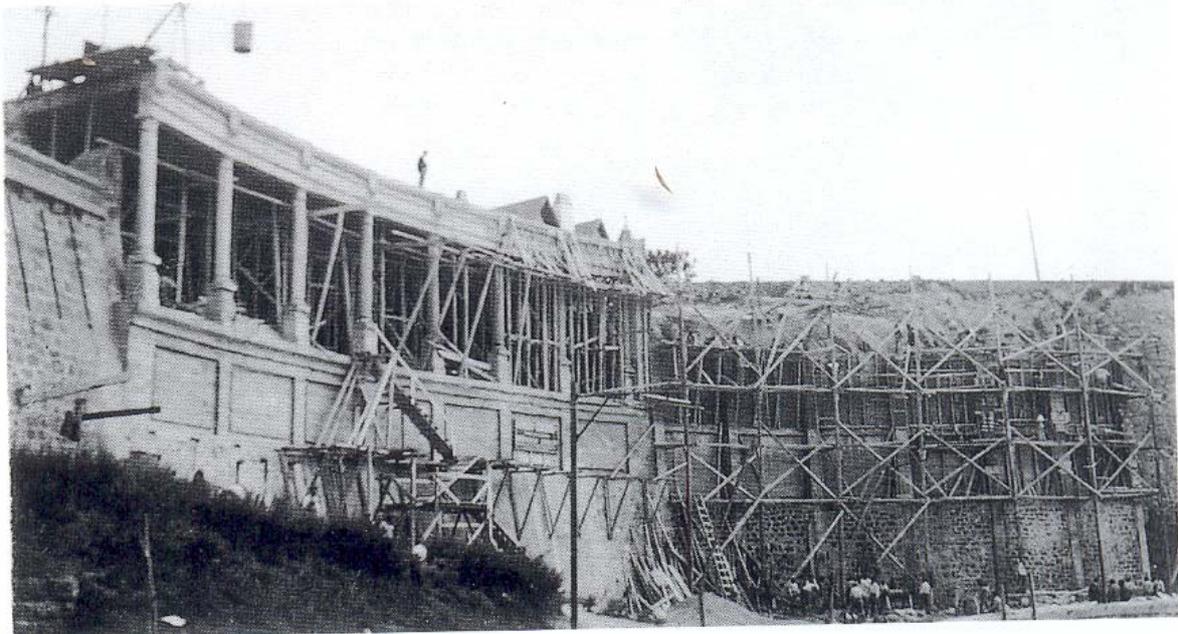


3.1 *Sistemas constructivos*

En primer lugar, cabe indicar que el uso de este nuevo material, a principios del Siglo XX, no se extiende a toda la estructura del edificio, sino que se emplea en algunos elementos y se combina con otros sistemas constructivos más conocidos y utilizados en la época. Según manuales de construcción de la época, se recomendaba el uso de la nueva técnica del hormigón armado en vigas, pilares, forjados, escaleras, armazón de cubierta, etc. pero se desecha para fachadas ya que se oscurecerían las construcciones. Sin embargo se recomienda el empleo de piedra, ladrillo y esmaltes para las fachadas. Asimismo se indica que si, por necesidad, es inevitable la construcción de fachadas de hormigón, éstas deberían ir revestidas de enfoscados, piedra ficticia, adornos de barro cocido o esmaltes.

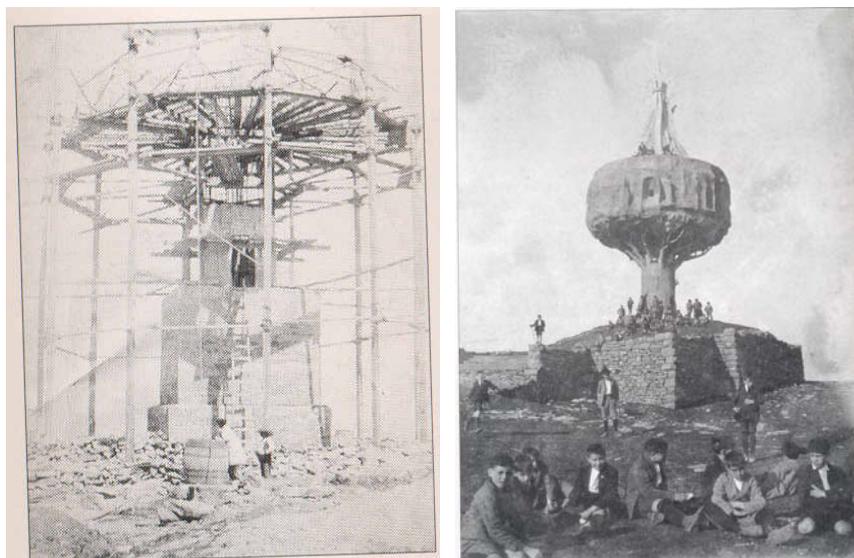
En algunos de los edificios estudiados, es muy común encontrar estructuras de pilares, vigas y forjados de hormigón armado en el interior de los edificios combinadas con fachadas más tradicionales de muros de carga de ladrillo, mampostería o sillería. En estas fachadas, es habitual encontrar en algunas ocasiones elementos de hormigón embebidos en ellas. Otros arquitectos, ingenieros y constructores de la época, no llegaban a utilizar el nuevo material en toda la estructura y en ocasiones es posible encontrar forjados de madera tradicionales combinados con estructura vertical y vigas principales de hormigón armado.

Figura 15: Galerías de Punta Begoña en Construcción. Fotografía obtenida del libro “Ricardo Bastida Arquitecto” editado por el Colegio oficial de Arquitectos Vasco Navarro



El hormigón armado era un nuevo material con el que se podían construir estructuras con formas curvas, en forma de placas, tal y como se puede comprobar en el monumento de la Virgen de Orduña (1904) donde se construye con este nuevo material un edificio cilíndrico que simula la copa y el ramaje de un árbol.

Figuras 16 y 17: Construcción del monumento de la Virgen de Orduña donde se utilizó la patente Monier, realizado por Claudio Duran y Ventosa. Imagen extraída del libro “Los orígenes del hormigón armado y su introducción en Bizkaia-La fabrica Ceres de Bilbao” de Jaume Rosell Y Joaquín Cárcamo.



3.2 Procedimiento constructivo

Otro aspecto destacable, es el proceso constructivo que se seguía en los edificios de hormigón armado a principios de siglo. En la actualidad, el esqueleto de la estructura de un edificio de hormigón armado se construye primero, y posteriormente se ejecutan los cerramientos de fachada. A principios de siglo lo habitual era levantar el edificio, tanto fachadas como estructuras a la vez. De hecho es frecuente que los forjados y vigas se apoyen en la estructura de fachada que habitualmente es un muro de fábrica. Este proceso constructivo utilizado a principios de siglo, tiene más en común con el sistema tradicional que con el que se utiliza en la actualidad.

Con respecto a la construcción de los elementos estructurales, se ha comprobado en algunas de las estructuras estudiadas que tal y como se indica en la bibliografía consultada, se construían con moldes de madera o chapa o en algunos casos con materiales que servían de encofrados perdidos que finalmente quedaban como parte de la construcción. Los elementos que servían de encofrados perdidos en algunos casos eran planchas o pequeñas piezas de mortero de cemento, que se decoraban con diferentes motivos más o menos elaborados de forma que la parte decorada constituía parte de la fachada exterior y en el interior se colocaba el encofrado que posteriormente se retiraría.

Figuras 18 y 19: Elementos verticales construidos mediante el uso de algunos elementos prefabricados y vertido del hormigón en tongadas.



En otros casos, los elementos de encofrado de los elementos estructurales quedaban embebidos dentro de la propia fábrica. En estos casos se fabricaba un encofrado de ladrillo tipo hueco gafas, y en el interior del mismo se vertía el hormigón. En algunos casos el armado de los mismos era muy pequeño en función de las necesidades de cálculo. En lo referente a la construcción de los elementos estructurales, es probable que se realizase en tongadas sucesivas de varios centímetros, que se apisonaban, tal y como se ha comprobado en algunas de las obras estudiadas.

Los acabados de estas estructuras en general son de calidad, sobre todo si la estructura queda vista y se emplea el uso de berenjenos en las esquinas de las vigas y pilares que le dan elegancia a la construcción. Probablemente este tipo de detalles es propio de los constructores y arquitectos de la época pero al menos en los edificios estudiados es un hecho que se repite.

Otra de las peculiaridades de los primeros edificios de hormigón armado era la ausencia de juntas de dilatación en los edificios. En algunos casos en el esquema de estabilización de la estructura frente a empujes debidos a los cambios térmicos, se utilizaban contrafuertes de hormigón armado, elementos utilizados habitualmente en la construcción medieval.

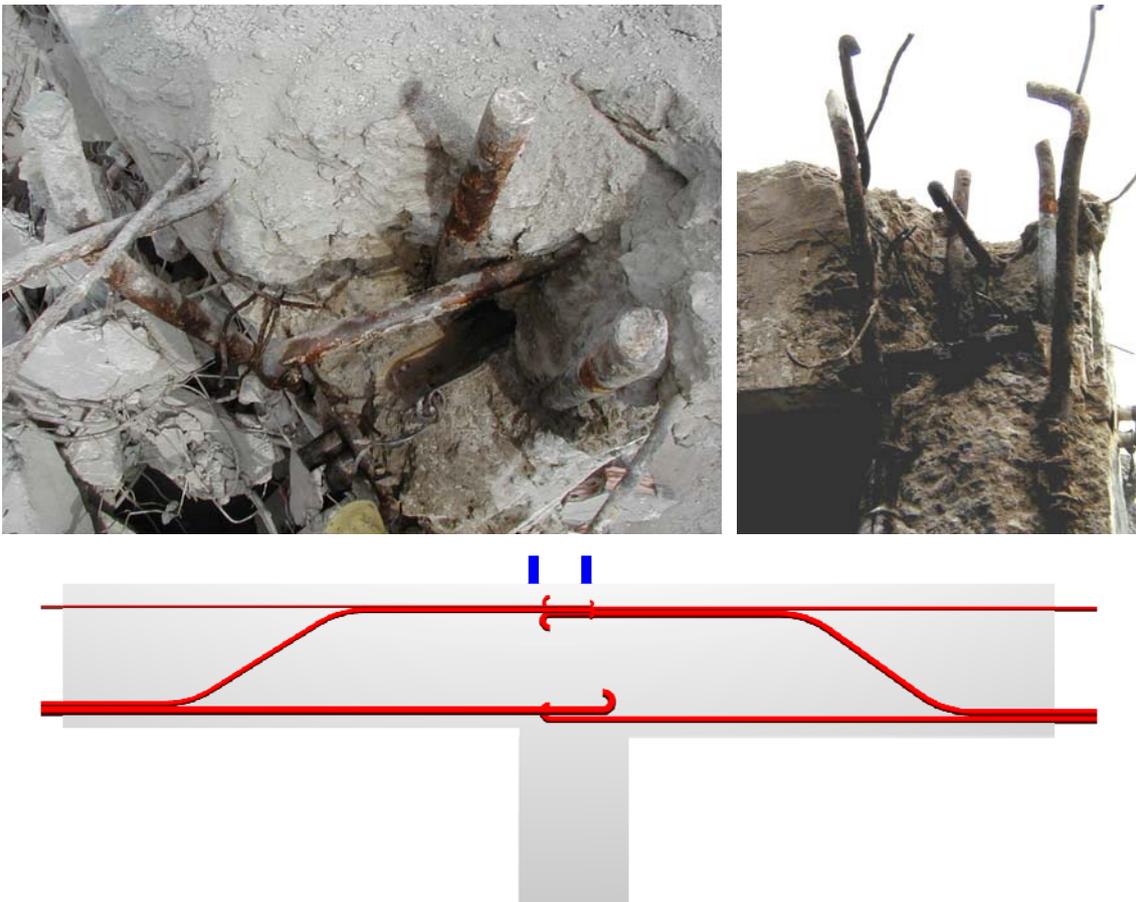
3.3 *Diseño y dimensionamiento*

En cuanto al dimensionamiento de las estructuras, en la documentación consultada, se hacía de acuerdo a las fórmulas de N.Tedesco y V. Forestier, que se deducen de la circular francesa, tal y como se recoge en la documentación encontrada de las justificaciones de cálculo de edificios de la zona del País Vasco.

La primera instrucción de proyectos y obras de hormigón armado editado por el Ministerio de Obras Publicas en España es de febrero de 1939. En ella se especifican las dosificaciones, propiedades de los materiales, recomendaciones de ejecución, control de calidad, dimensionamiento, etc.

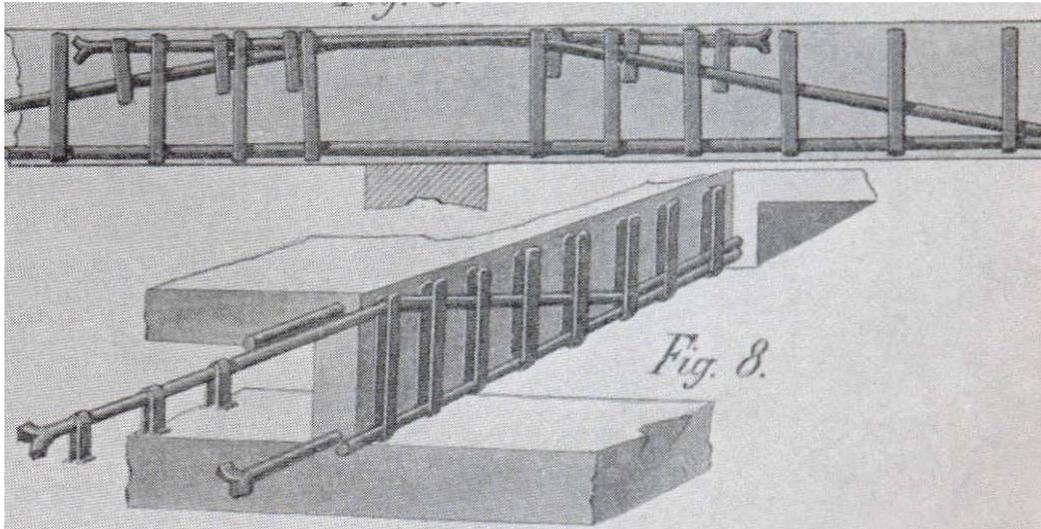
Con respecto al armado de los elementos que constituyen la estructura, obtenido de la formulación importada de Francia, cabe destacar la falta de enlazabilidad de los elementos de hormigón armado. Por ejemplo, es habitual encontrar solapes de armado entre pilares de plantas consecutivas muy escasos o inexistentes. Los armados a negativos de las vigas que se colocan hoy en día para dar continuidad a una alineación de vigas, en las estructuras de hormigón de principios de siglo es un aspecto que no se encuentra habitualmente, es decir, que no hay continuidad entre elementos, de hecho, a la hora de llevar a cabo una evaluación estructural las vigas se pueden considerar como elementos biapoyados en el cálculo.

Figuras 20, 21 y 22: Nudo de la estructura de la Alhóndiga de Bilbao durante las labores de demolición.

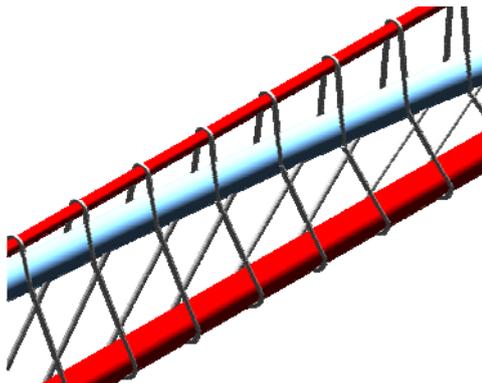


Siguiendo con el armado de los elementos estructurales, los armados a cortante de las vigas dependen de la patente que se utiliza en la construcción y se pueden encontrar desde pletinas, mallas, redondos de acero de pequeño diámetro trenzados alrededor de la armadura longitudinal, etc. En el caso de los pilares, a veces, los estribos giran en forma de espiral alrededor de las armaduras longitudinales.

Figuras 23, 24 y 25: Sistema Hennebique utilizado en vigas de un edificio situado en Donostia. Figura extraída del libro "Los orígenes del hormigón armado y su introducción en Bizkaia-La fabrica Ceres de Bilbao" de Jaume Rosell Y Joaquín Cárcamo.



Figuras 26, 27 y 28: Fotografías y croquis del armado de una viga de la estructura del edificio de la Alhóndiga.



En cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales, es común encontrar pilares muy esbeltos, incluso de 10-15 cm de lado. Este aspecto incluso se destaca en los manuales constructivos de la época, donde ya tenían dudas en cuanto a la capacidad de los mismos, como se refleja en las pruebas que se realizaron sobre los pilares del Palacio de la Mujer, en la exposición de París de 1900.

Con respecto a las dimensiones de las losas, por lo general son de pequeño espesor. Por ejemplo, en los documentos de la época se recoge que para una sobrecarga de 500 Kg/m², sin incluir el peso propio del suelo, es suficiente con 14 cm de espesor para losas de dimensión 4,5 por 6 metros.

Los recubrimientos de los elementos de las vigas y pilares en general son del orden de entre 2 y 3 cm y en las losas de 2 cm, tal y como se recoge en algunos pliegos técnicos de las obras. La realidad observada en los elementos estudiados, es que en las vigas en general sí se cumplen estos recubrimientos, no así en las losas, donde el recubrimiento suele ser del orden de 1 cm.

3.4 *Propiedades de los materiales*

En lo referente a las propiedades de los materiales que se utilizaban en las construcciones de hormigón armado, se indica en los pliegos correspondientes a la construcción de algunas obras en Bilbao, las siguientes propiedades:

- La dosificación del hormigón:
 - 300 Kg de cemento Portland
 - 0,8 m³ de guijo
 - 0,4 m³ de arena.
- Las propiedades mecánicas del acero (límite elástico) es de menos de 12 Kg/mm².
- Las propiedades mecánicas del hormigón (resistencia a compresión) es de unos 160 Kg/cm².

Por otro lado en los manuales antiguos de construcción, las resistencias mecánicas del hormigón son ligeramente superiores, se indica para hormigones con cementos Portland unas resistencias de 107 Kg/cm² a 5 días y de 225 Kg/cm² a 30 días.

Sin embargo la realidad que se encuentra en estos edificios es que el hormigón presente en las estructuras presenta gran dispersión por lo que la resistencia de los hormigones es baja, del orden de 150 Kg/cm², un valor adecuado para la época, pero no para las prescripciones técnicas actuales.

Era común en la época que la administración, cuando se decidía a construir un edificio de hormigón armado, convocara dos concursos diferentes. Uno de ellos para la construcción de las denominadas obras generales, que engloba desde las fachadas del edificio, particiones, saneamiento, carpintería, etc. Y por otro lado se convocaba otro concurso para las obras de hormigón armado, que se basaba en un pliego de condiciones facultativas y económicas específico que redactaba el arquitecto, jefe de la construcción. Las empresas que se presentaban debían elaborar una proposición económica detallada, la justificación de cálculos y los planos completos del armado, así como las propiedades mecánicas de los materiales, dosificación del hormigón, etc.

4 Metodología de estudio de un edificio de hormigón armado.

Cuando se aborda un estudio de durabilidad de una estructura de hormigón armado de principios de siglo, suele ser habitual que el motivo sea una reforma del edificio, cambio de uso, reparación, etc.

El estudio de la durabilidad de la estructura es uno de los estudios previos que se recomienda realizar antes de abordar un proyecto completo, ya que la información que se obtiene tras la realización del mismo, puede aportar datos de cómo afrontar el proyecto frente a la conservación o no de la estructura, y si es necesario, llevar a cabo un refuerzo de la misma para acondicionarlo a los nuevos usos.

En muchas ocasiones, los edificios objeto de estudio presentan daños principalmente por el abandono o no uso de los mismos, o en el caso de estar en uso, por un insuficiente mantenimiento o incluso la falta total del mismo. En muchos casos los daños asociados a un mantenimiento insuficiente son el origen de problemas de durabilidad que pueden afectar seriamente a la estabilidad de la estructura.

La metodología que se sigue por parte del grupo de Patología & Rehabilitación de Labein-Tecnia ante un estudio de durabilidad de una estructura de hormigón, contempla una serie de labores que deben ser llevadas a cabo para poder emitir un dictamen del estado de la estructura. Esto permitirá conocer su estado y condicionantes de conservación de la misma. De esta forma, al determinar los problemas que presentan la estructura y cuáles son las posibles causas, se pueden establecer también las recomendaciones de actuación a llevar a cabo.

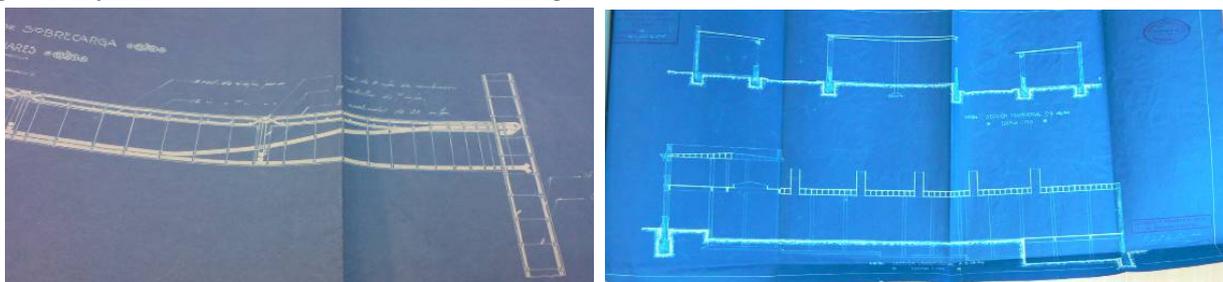
La metodología para el estudio de durabilidad de una estructura de hormigón armado se desarrolla de acuerdo a las siguientes fases.

4.1 Fase 1: Trabajos Previos

En esta primera fase del estudio se pretende obtener un conocimiento previo del edificio. Para ello es necesario localizar toda la documentación que se pueda obtener del edificio objeto de estudio:

- Búsqueda del proyecto original: Entre los que se incluyen planos de la planta, secciones, alzados, planos de armado, planos de estructura, datos de propiedades mecánicas de los materiales, etc.
- Documentación histórica del Edificio: Donde a veces se pueden detectar reformas, cambios de uso, reparaciones, etc.
- Documentación planimétrica del Edificio en el Estado Actual: En caso que no existiese deberá realizarse un levantamiento de croquis-planos del edificio durante la siguiente fase de trabajos de campo, previa a la realización de otras labores.

Figura 29 y 30: Planos de la estructura de hormigón del edificio de Zankoeta



Dado que el hormigón armado utilizado en los edificios de principios de siglo XX era un nuevo material en la época, los arquitectos e ingenieros redactaban unos proyectos bastante completos por lo que es habitual encontrar documentación detallada.

Por otro lado, puesto que el hormigón era un nuevo material, se empleaba en edificios singulares y la inversión económica para su construcción en aquellos años era importante, por lo que los promotores de este tipo de edificaciones eran administraciones públicas o empresas de una cierta importancia.

Por ese motivo, este tipo de documentación en general, se localiza en los archivos municipales, archivos autonómicos, antiguos propietarios, etc. El acceso a esta documentación en ocasiones es simple ya que los archivos se encuentran bien organizados y con referencias sencillas es posible su localización.

En algunos otros casos es más complicado encontrar datos de los edificios, pero se puede encontrar información en bibliotecas de los colegios profesionales, bibliotecas locales, etc.

Los trabajos de búsqueda documental del proyecto original y de las transformaciones del edificio puede parecer tedioso, pero a la larga, si se consigue documentación que se ajuste a la realidad construida, es de gran interés para el desarrollo de los trabajos, ya que puede llegar a explicar las posibles causas de los daños que presenta la estructura, y reducir en gran medida el tiempo dedicado al reconocimiento.

Otro aspecto a tener en cuenta es que en algunas ocasiones, y más tratándose de documentación antigua, es posible encontrarse con documentación que no se ajuste a la realidad. Es probable que durante la ejecución de las obras se pudieran cambiar detalles que no quedaron reflejadas en los planos, ya que es raro encontrar en la documentación antigua lo que conocemos hoy en día como planos "as-built".

4.2 Fase 2: Trabajos de Campo

Una vez recabada toda la información sobre el edificio en la fase 1, se procederá a la realización de visitas al mismo.

Es habitual realizar una visita previa al edificio para conocer de forma somera el edificio, la posibilidad de acceso, la existencia de servicios como el agua y la luz para la realización de ensayos, la comprobación de los accesos a las diferentes partes de la estructura, etc.

Del mismo modo, es fundamental que la inspección previa sea realizada por técnicos especializados que permita una aproximación inicial de la patología presente en la estructura. De esta forma se pueden plantear el conjunto de ensayos a realizar y la posible zona de la toma de muestras.

Figuras 31 a 37: Algunos daños que se pueden observar en estructuras de hormigón de primeros de siglo.





Posteriormente se realizará una completa y exhaustiva Inspección Visual en la que se anotan de forma detallada los daños presentes en la estructura. Los daños más comunes encontrados en un edificio de estructura de hormigón, entre otros son:

- Fisuración que generalmente se desarrolla paralela a las armaduras longitudinales de las vigas, pilares o losas
- Desconches
- Armaduras vistas oxidadas
- Manchas de óxido
- Cambio de coloración del hormigón
- Presencia de humedades
- Disgregación del hormigón
- Pandeo de armaduras
- Deformaciones en la estructura
- Manchas de humedad
- Entradas de agua
- Etc.

Consecutivamente es recomendable realizar una toma de datos de la geometría de la estructura en el caso de que no se hayan obtenido planos. Y en caso de que se disponga de documentación gráfica, se deberá realizar comprobaciones para verificar la veracidad de esta documentación. Probablemente la geometría no es relevante a priori en un estudio de durabilidad de la estructura, pero dado que es un estudio previo es una información que posteriormente puede ser útil para la toma de decisiones.

Dentro de los trabajos de campo a realizar se llevan a cabo ensayos in situ. Algunos de ellos se engloban en el conjunto de las técnicas no destructivas y en algún caso el daño que se interfiere a la estructura es muy pequeño. Los ensayos que comúnmente se realizan son:

- Localización de las armaduras de la estructura mediante el empleo de un pachómetro o georradar.
- Medidas con el Esclerómetro que se realiza según las normas UNE 12504-2 y ASTM Standard C805. Este ensayo permite determinar de forma cualitativa las propiedades mecánicas del hormigón e incluso se pueden realizar correlaciones con los datos obtenidos de este ensayo y de la rotura a compresión de testigos extraídos de la estructura.
- Medidas de Ultrasonidos, según norma UNE 83302-84, UNE 83303-84 y UNE 83304-84, UNE 83-308-86, BS1881. parte 203, ASTM C 597. Permite la obtención de datos para correlación y cálculo de resistencia característica del hormigón
- Realización de endoscopias para obtener datos sobre la morfología constructiva de zonas ocultas de la estructura a estudiar, principalmente situada en cubiertas y fachadas.
- Etc.

Para la realización de algunos ensayos en campo es necesaria la realización de catas. Esta labor permite la observación de zonas ocultas de la estructura. De cada una de las catas se puede obtener entre otra, la siguiente información:

- Identificación de la morfología corrosiva de las armaduras, en forma generalizada o por picaduras.
- Pérdidas de sección de las armaduras
- Colores de los óxidos
- El tipo de hormigón, si está fabricado con arena de playa, el tipo de árido utilizado, etc.
- Determinación de los recubrimientos de las armaduras
- Identificación del tipo de armadura existente. En caso de no poder realizar una extracción, permite tener una idea consultando normativa de la época de las propiedades del acero.
- Etc.

Figuras 38 y 39: Catas de armado en el edificio de la Alhóndiga de Bilbao



Por otro lado, la realización de las catas permite en algunos casos realizar una toma de muestras y la realización de ensayos no destructivos. Algunos de los ensayos que habitualmente se realizan son:

- Medida del potencial electroquímico de corrosión de las armaduras (ASTM C876). Permite determinar la probabilidad de corrosión en función del valor de potencial, que será

comparado con los valores de referencia proporcionados por dicha norma. La resistividad es una medida complementaria que proporciona el riesgo de corrosión al estar íntimamente relacionado con el contenido de humedad del hormigón. Relacionando conjuntamente ambos datos, potencial y resistividad, se pueden determinar las áreas con riesgo de corrosión (estimación cualitativa), y en función de los resultados se determinará una medida cuantitativa de la velocidad del proceso de corrosión mediante la medición de la intensidad de corrosión. Para la determinación de estos 3 parámetros: potencial, resistividad del hormigón e intensidad de corrosión, se emplea el corrosímetro GECOR8. Para la realización de este ensayo es necesario descubrir las armaduras de la estructura y eliminar los revestimientos de la estructura.

- Ensayo de tinción mediante fenolftaleína, para la obtención de la profundidad de carbonatación del hormigón según norma UNE 112-011-94.
- Profundidad de penetración de cloruros mediante ensayo colorimétrico según la norma italiana UNI 79-28 (1978). Se pulveriza directamente nitrato de plata con concentración 1N sobre la superficie en fresco del hormigón con cloruros. En la zona con cloruros solubles se forma un precipitado de cloruro de plata de color blanco, mientras que en la zona no penetrada el nitrato reacciona con los iones OH formando un óxido de plata que aparece sobre la superficie como un precipitado marrón. Este ensayo se puede hacer en laboratorio también. Su validez depende de la distribución de los iones CL- en el seno de hormigón.

Figuras 40, 41 y 42: Ensayos y toma de muestras en los trabajos de campo



El tamaño y la localización de las catas dependen de la información que se quiera obtener. En el caso de los estudios de durabilidad, en general las catas son de pequeñas dimensiones. No obstante y dado que es una labor destructiva, es recomendable además de obtener los datos necesarios para el estudio de durabilidad, recabar otros datos que pueden ser de interés para otros estudios posteriores, como podría ser un recálculo de la estructura. Otros de los datos a obtener por tanto de las catas son:

- Medida del armado que se descubra tanto los diámetros de las armaduras, disposición de las mismas, longitudes de solape, etc.
- Localización y dimensiones de la cimentación, en el caso de que la catas se realicen en la cimentación del edificio.
- Pesos propios presentes en la estructura.
- Etc.

Finalmente y para completar los trabajos de campo es necesario realizar una toma de muestras de los diferentes materiales de la estructura para su ensayo en laboratorio. La toma de muestras debe realizarse por personal especializado bajo la supervisión de técnicos expertos en estructuras. En función de la patología presente en la estructura se pueden realizar diferentes

ensayos, por lo tanto la toma de muestras se realizará en función de las posibilidades de la toma de muestras y del ensayo a llevar a cabo. Los ensayos más comunes a realizar son los siguientes:

- Extracción de testigos mediante sonda rotatoria para ensayo de compresión. El diámetro de la sonda si el tamaño de árido lo permite, será habitualmente de 7,5 cm o de menor tamaño.
- Toma de muestras de hormigón, en polvo o mediante la extracción de testigos, para ensayo químico de contenido en iones CL-.
- Trozos de hormigón para ensayos químicos, DRX, revisión mediante lupa, porosidades, etc.
- Extracción de barras de armado

Por último, es importante señalar que se debe realizar una reparación de las zonas afectadas por la toma de muestras y catas. Estas reparaciones deben ser realizadas con microhormigones de gran calidad y suplemento de barras de acero allí donde se extraigan. Las reparaciones deberían ser realizadas por personal especializado en reparaciones estructurales supervisadas por los técnicos encargados del estudio.

4.3 Fase 3: Ensayos en Laboratorio

Una vez realizada la toma de muestras, éstas se llevan al laboratorio y se preparan las mismas para la realización de los ensayos. Entre los ensayos que se llevan a cabo en el laboratorio, cabe destacar:

- Determinación del contenido de cloruros. Norma UNE 112-010-94.
- Determinación del contenido de sulfatos en el hormigón. UNE 83.120.
- Porosimetría y densidad del hormigón, mediante porosímetro de mercurio.
- Ensayos para la caracterización de la calidad del acero. Según norma UNE-EN 10002-1.
- Análisis DRX.
- Revisión mediante Lupa de grandes aumentos del hormigón para determinación de la posible existencia de arena de playa, tipo de árido, etc.
- Caracterización mecánica del hormigón mediante ensayos de compresión según normas UNE-EN 125504-1, UNE-EN 12390.
- Permeabilidad al agua. Según norma UNE 83.310:1999 EX.
- Estudios petrográficos.

Figuras 43, 44, 45 y 46: Extracción de testigo y ensayo a compresión del testigo de hormigón y ensayo a Tracción de barra de armado.





4.4 Fase 4: Informe Final

Tras la ordenación de los datos tomados en campo y de la documentación obtenida, se elaborará una documentación gráfica donde se reflejen todos los trabajos realizados, los daños presentes en la estructura, etc.

Posteriormente y una vez obtenidos todos los resultados de los ensayos de laboratorio que se hayan realizado, se analizará el origen de los daños presentes en la estructura, que pueden ser muy variados, y finalmente se evaluará su posible utilización como estructura portante para el uso posterior previsto en el edificio.

En caso que los daños que posee la estructura sean reparables y la estructura cuente con una garantía en cuanto a la durabilidad, hay que plantearse la realización de una evaluación estructural del edificio, para lo que será necesario el planteamiento de nuevos estudios.

Finalmente se elaborará un informe final que contenga:

- Introducción con datos generales de la estructura, el cliente, etc.
- Trabajos de campo desarrollado, inspección visual, catas, etc.
- Resultados de ensayos de laboratorio
- Documentación gráfica de los trabajos realizados y localización de las zonas de extracción de muestras, catas, etc.
- Documentación fotográfica de todas las actividades desarrolladas.
- Conclusiones finales en cuanto a la durabilidad de la estructura, morfología constructiva, origen de los daños , etc.,
- Recomendaciones de actuación, ya sea desde el punto de vista de ampliación de estudios previos de la estructura orientados a la realización de una evaluación estructural, o desde el punto de vista de la reparación de la estructura.

5 Reflexiones sobre los resultados obtenidos

En muchas ocasiones, los resultados obtenidos de los estudios realizados revelan que la estructura de hormigón armado de los edificios de principios de siglo, no es tan resistente, tan incombustible y tan perdurable en el tiempo como los primeros diseñadores y constructores de esta técnica constructiva pensaban.

Es habitual que en las estructuras, aunque aparentemente se encuentren en buen estado, tras profundizar en el estudio de durabilidad, se obtengan conclusiones en las que se presentan corrosiones importantes por diferentes causas, como son el insuficiente mantenimiento del edificio que en muchas ocasiones son el origen de humedades que afectan a la estructura, la escasez de recubrimiento en los elementos estructurales, la presencia de cloruros en la masa del hormigón, etc.

Uno de los agentes más críticos que hace que la seguridad de las estructuras de hormigón se vea comprometida, es la presencia de iones CL⁻ en la masa del hormigón en cantidad suficiente como para provocar la corrosión de las armaduras. En los edificios de la zona del País Vasco es habitual encontrar este agente, que junto con la presencia de humedad genera corrosiones puntuales de las armaduras y que por tanto provoca una disminución de la seguridad de los elementos estructurales afectados. El origen de estos iones, en muchos casos está en la construcción del edificio, ya que era habitual construir el hormigón con arena de playa sin lavarla. Además la proximidad de las edificaciones a la línea de costa en muchos casos agrava el problema.

Es posible que tras el estudio de durabilidad realizado, la estructura no presente patología relevante y se encuentre en buen estado, con respecto a su conservación y su posible uso. No obstante, el paso siguiente a realizar es verificar la capacidad portante del edificio.

De acuerdo a la CTE, según el artículo D6, se puede realizar una evaluación cualitativa de la estructura realizando un informe detallado de durabilidad como el que se ha recogido en el presente artículo. No obstante, en muy pocos casos se puede demostrar la seguridad estructural adecuada sin entrar en la realización de un estudio específico de la capacidad portante.

En el caso de no poder garantizar la aptitud de servicio de la estructura de acuerdo a un análisis cualitativo, se comienza a analizar la capacidad portante de la estructura con la normativa de aplicación actual, se obtienen resultados en cuanto a los niveles de seguridad de la estructura muy lejanos a los que los diseñadores y constructores de principios de siglo habían proyectado.

Tanto en aquellos casos en los que existe un deterioro relevante por durabilidad como en aquellas situaciones en las que no se da esta circunstancia pero existe una deficiencia en la capacidad de carga, se plantea con gran dificultad la intervención a llevar a cabo ya que debe de compatibilizar la protección del bien con el futuro uso al que se destina la edificación. Frecuentemente esta disyuntiva se ha decantado por la línea de la demolición, motivo por el cual se han perdido múltiples edificios objeto de protección, valiosos incluso más allá de su interés meramente estructural.

Una posible forma de conjugar ambos intereses sería la de admitir requisitos no tan rígidos en su evaluación y análisis, de manera análoga a lo que se hace con otro tipo de estructuras como las de fábrica. Ello supondría no obstante una merma de las prestaciones de la estructura que ha de ser tácitamente admitida por la propiedad y asumida por los agentes del proceso constructivo y por los agentes sociales. Hoy en día esta primera opción se prevé como francamente difícil por la cadena de responsabilidades que este tipo de intervenciones implica.

Otro punto de vista para la intervención estructural consiste en proceder al refuerzo de la estructura existente, siempre y cuando dicho refuerzos no alteren sustancialmente el aspecto de la estructura y esta sea asumida por la sociedad y por la administración encargada de la custodia del inmueble.

Por último, la solución más compleja pero que supone un mayor reto, consiste en disponer una estructura paralela que soporte las nuevas sollicitaciones. En algunos casos, esta estructura

deberá de soportar incluso la estructura pre-existente, ya esta puede encontrarse en un estado de grave deterioro. Estas opciones, salvo casos excepcionales, son desechadas por su costo y la implicación que tienen sobre el futuro uso del edificio, siendo preferible por el proyectista la realización de un nuevo proyecto sin el condicionante de la antigua estructura. Esta situación es la más creativa, ya que permite la integración de una nueva estructura en el edificio que integre la protección y sostenimiento de la estructura antigua con los nuevos usos, alcanzándose magníficos casos en los cuales la nueva estructura realza incluso la antigua, permitiendo su puesta en valor.

Sin embargo, es frecuente la alianza de los condicionantes habituales de plazo, funcionalidad y precio con la escasa consideración que en muchos casos tienen las estructuras de hormigón armado como elementos del patrimonio para acabar con la demolición de los mismos

En cualquier caso, siempre existe polémica en este tipo de intervenciones, no tan comprendidas como edificaciones del patrimonio construido en otras épocas. La respuesta definitiva debe de tener en cuenta no solo los aspectos técnicos, con las dificultades que ello implica, sino también los aspectos históricos, sociales y culturales que justifiquen la conservación del bien y eviten la desaparición de obras singulares de una época de implantación de la tecnología del hormigón armado.

6 Bibliografía.

- [1] H. Fernoux, Alinot y Christie Arquitectos. Manual Práctico de la Construcción. Traducción española de D. E: M. Carlos Le Grand Y Jabonin. Madrid Año 1907
- [2] Jaume Rosell y Joaquín Cárcamo. Los orígenes del hormigón armado y su introducción en Bizkaia. La fábrica Ceres de Bilbao. Editado por colegio oficial de aparejadores y arquitectos técnicos de Bizkaia. Año 1994
- [3] José Ramón Foraster Bastida, M^a Elisa de Bastida y Gorka Pérez de la Peña. Ricardo Bastida Arquitecto. Editado por el Colegio oficial de Arquitectos Vasco Navarro. En este libro se encuentra incluido un catálogo de las obras de Ricardo Bastida entre los años 1902 y 1953 que se encuentra en el archivo privado que conserva la familia de Bastida.
- [4] Elías Mas. Ricardo Bastida un arquitecto para Bilbao .Colección de Temas Vizcaínos Editado por BBK. Noviembre –Diciembre 2000.
- [5] Manuel Basas, archivero de la villa. Breve historia de la Alhóndiga Municipal de Bilbao. Año 1970
- [6] Archivo de la Diputación Foral de Bizkaia, en la parte procedente del Archivo Municipal de Bilbao. Los expedientes consultados y de los que se ha extraído información son los siguientes:
 - o Bilbao Sección Segunda 0617/017.
 - o Bilbao Sección Sexta 0035/002.
 - o Bilbao Sección Sexta 0086/015.

Diagnóstico e inspección in situ mediante técnicas no destructivas de la armadura de la nave central de la catedral de Segovia (España).

Basterra, L.A. (1), López, G. (1), Ramón-Cueto, G. (1), Acuña, L. (2) and Casado, M. (2).

(1) Department of Architectural Constructions, E.T.S. of Architecture,

(2) Department of Forest and Farming Engineering, E.T.S. of Agrarian Engineering, University of Valladolid (Spain)

Resumen: La inspección in situ, el diagnóstico y el análisis posterior de una estructura de madera histórica requieren de conocimientos interdisciplinarios y de una serie de técnicas instrumentales que permitan averiguar el estado real y la capacidad mecánica residual de sus elementos componentes, incluso cuando se encuentran parcialmente degradados.

En esta comunicación se presenta el estudio realizado en la armadura de madera de la nave central de la catedral de Segovia, una de las construcciones góticas más tardías de España, construida en 1525-1577, cuando el resto de Europa se sumergía plenamente en el renacimiento. Fue trazada por Juan Gil de Hontañón y terminada por su hijo Rodrigo Gil de Hontañón.

La armadura de madera se diagnostica y representa según una metodología específica desarrollada por el equipo de investigación, y se basa en la aplicación combinada de un conjunto de técnicas seleccionadas en base a su eficiencia, entendida como eficacia a coste mínimo. Dichas técnicas son la inspección visual, microfotografía, xilohigrometría, medición de paso de ultrasonidos (convenientemente corregida por tratarse de mediciones indirectas), el resistógrafo y la termografía infrarroja.

Los resultados del estudio se reflejan sobre una serie de planos con grafismos, iconos y símbolos que permiten una lectura integrada del estudio realizado.

1 Introducción

Hay que destacar que la importancia de la comprensión del comportamiento estructural de los edificios históricos es uno de los aspectos más relevantes a la hora de enfrentarse a cualquier proyecto de restauración, como destacan todos los Documentos y Cartas Internacionales en este campo. Pero, a la vez, existen grandes dificultades metodológicas al enfrentarse al análisis de un edificio histórico, a su morfología constructiva así como a su comportamiento estructural, basado en técnicas, sistemas constructivos y materiales no habituales en la actualidad.

La madera es un material abundante en las estructuras históricas en España, pero estudiosos y técnicos no le han prestado la atención que han recibido otros materiales. En el fondo subyace una información científica y técnicamente insuficiente –cuando no claramente errónea– sobre su fiabilidad estructural a lo largo del tiempo.

El trabajo que se presenta muestra el proceso de inspección, diagnóstico y propuesta de intervención realizado sobre la estructura de madera de un edificio importante en el patrimonio histórico español: las armaduras de cubierta de la nave central de la Catedral de Segovia. Como se desprende de la memoria histórica realizada, Rodrigo Gil de Hontañón fue en gran parte el maestro de las obras, siguiendo las trazas de su padre Juan Gil de Hontañón. Se construyó en tres campañas constructivas (1525-1684), terminándose de cerrar la nave central en 1542.

Figura 1: Fotografía del conjunto

Figura 2: Sección longitudinal, según Merino de Cáceres

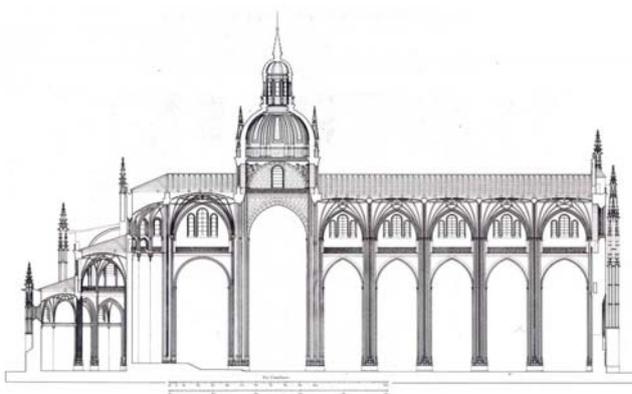
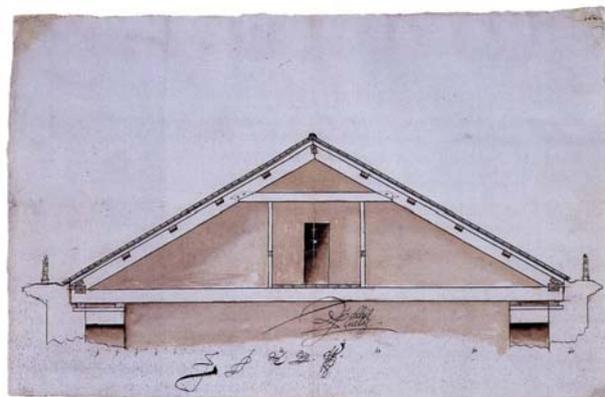
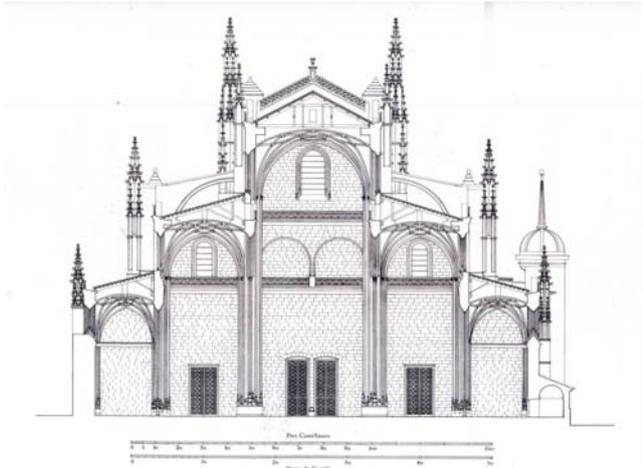


Figura 3: Sección transversal, según Merino de Cáceres

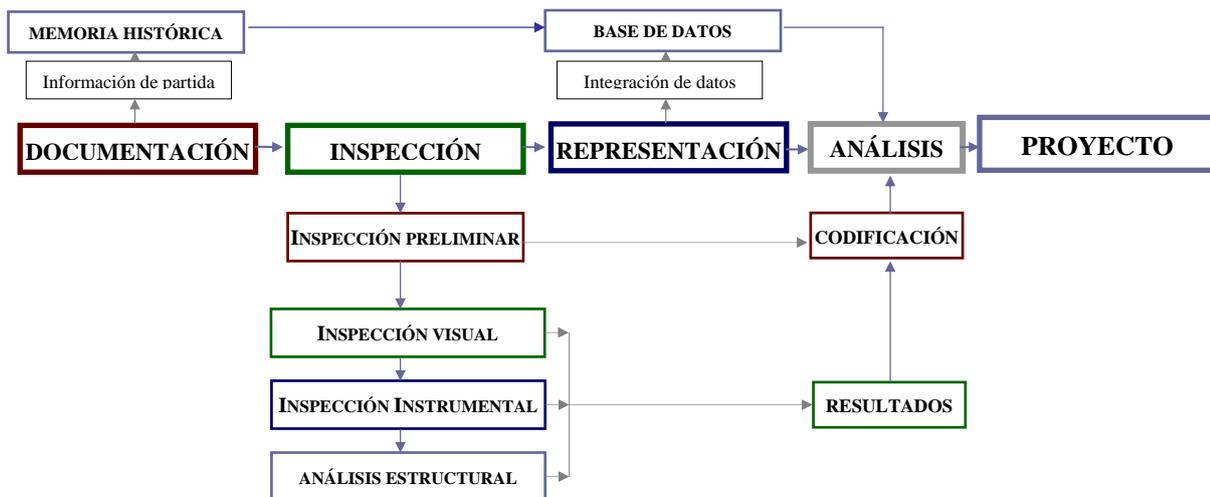
Figura 4: Sección de la armadura de la nave central según Pedro Brizuela (Segovia, 1555, 1631).



2 Planteamiento metodológico

El trabajo se realiza desarrollando una metodología original (Ramón-Cueto 2007) de documentación, inspección, representación y análisis, orientada al proyecto arquitectónico y a la intervención constructiva, para la evaluación del estado de los elementos estructurales de madera en el patrimonio construido. Partiendo de la Teoría de la Restauración Arquitectónica, y de la especificidad del sistema constructivo y del material, así como de sus diversas técnicas de ensayo, se pretende que sirva de procedimiento contrastado para la toma de decisiones de intervención sobre el patrimonio con estructuras de madera. Por todo ello tiene una condición eminentemente interdisciplinar.

Figura 5: Esquema metodológico



Se realiza la inspección diagnóstica a cada elemento estructural en tres fases:

Inspección visual (básica). Se describe cada elemento estructural, identificando la especie y evaluando las singularidades de la madera con su localización y cuantificación.

Inspección instrumental. La inspección se complementa mediante técnicas de diagnóstico no destructivas aplicadas in situ sobre los elementos marcados en la inspección visual.

Análisis estructural y elaboración de resultados. Clasificación según la clase resistente y estimación de la sección resistente residual de cada elemento. Se identifica la sección mínima resistente y se estima la eficacia de las uniones, ofreciendo una visualización gráfica sintética de los resultados.

3 Inspección visual

Incluso antes de la publicación del CTE, en España estaba ya normalizado, a través de la norma UNE EN 338:2003, el sistema de clases resistentes. Se basa en clasificar la madera por clases que tienen valores definidos de sus propiedades resistentes y de elasticidad.

Potro lado, la evaluación del aspecto exterior de las piezas de madera en función de la ausencia de defectos ha sido, y es, uno de los métodos más utilizados para la aproximación a la calidad mecánica de la madera aserrada, a pesar de ser una técnica difícil de realizar con certeza y que requiere un entrenamiento específico adecuado. Así, la asignación de una clase resistente queda determinada por una combinación de calidad visual, en relación a las diferentes singularidades, defectos, ataques, etc., y las especies comunes en cada país. Por ello internacionalmente se ha normalizado de forma ligeramente distinta, siendo la norma española de referencia la UNE 56.544:2007 "Clasificación visual de la madera aserrada de uso estructural. Madera de coníferas".

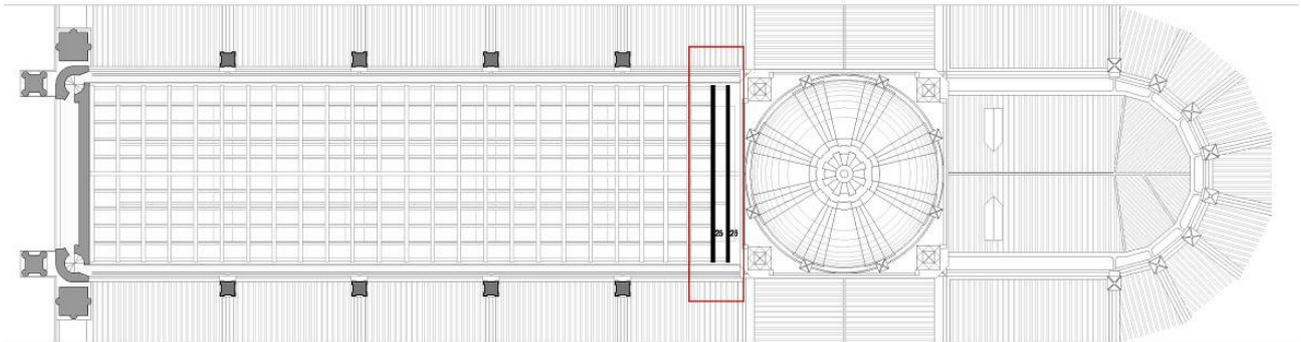
La aplicación de esta norma UNE, para elementos de madera aserrada en estructuras existentes de gran escuadría está sujeta a la experiencia y cierto grado de interpretación particular y, al ser muy conservadora, da lugar a un porcentaje muy elevado de piezas rechazadas, especialmente en escuadrías medianas y grandes. Ello implica un escaso aprovechamiento del material y por ello unos costes más elevados cuando se prevé una intervención de restauración o sustitución. Estudios recientes (Basterra 2005, Arriaga 2007) atestiguan que los parámetros de la norma, por sí solos, no permiten diferenciar las piezas por su resistencia con la certeza suficiente. En este punto se hace patente la necesidad de establecer, para estructuras históricas y de gran escuadría, criterios objetivos menos restrictivos que los parámetros fijados para la obtención de las propiedades

mecánicas mediante clasificación visual, y a través de técnicas aplicables in situ. Es por lo cual se precisan otras técnicas complementarias para la caracterización de este tipo de estructuras.

En el momento de la inspección (junio de 2007) la estructura es visible desde el camaranchón bajo cubierta, si bien el tránsito a través de los precarios tablonos dispuestos sobre los pares es difícil, y no permitía el acceso fácil a la totalidad de la estructura.

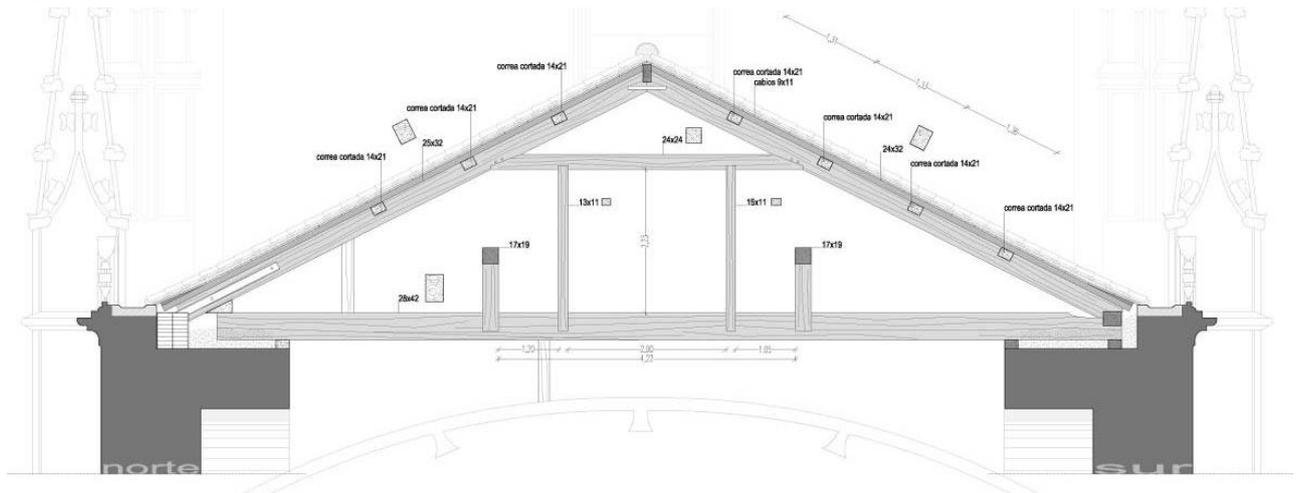
La armadura inspeccionada cubre la nave central del edificio catedralicio, con unas luces libres interiores en planta de 52,30 x 15,00 m. Se organiza mediante un sistema estructural primario compuesto por 26 cerchas transversales del tipo “par y picadero” (Figures 4 y 7), y un segundo orden de correas horizontales, en disposición longitudinal, sobre las que se apoyan los cabios o parecillos que reciben la tablazón y, finalmente, la teja cerámica curva, tipo árabe, colocada a canal y cobija, en contra de la original y arraigada tradición local.

Figura 6: Planta general



Las cerchas principales se forman con dos pares contrapuestos, con una sección de 25 x 32 cm y unos 8 m de luz, inclinados el 50,5% ó 26,75°. Arrancan desde un estribo de 22 x 29 cm a través del que transmiten sus empujes horizontales a un imponente tirante de 28 x 41 cm y una longitud de casi 15 m. El puente o picadero mide 25 x 25 cm y unos 4,85 m de luz, situándose horizontal, en paralelo a los tirantes y a una distancia de estos de 2,23 m. Sobre cada par se apoyan, mediante un original sistema de cajeadado, una serie de 6 correas horizontales de 14 x 21 cm y 1,80 m de largo. De estas, la más alta toma forma de caballete o cumbre y la más baja se acopla sobre la solera, achaflanándose ligeramente para recibir los cabios que se sitúan inclinados sobre ellas.

Figura 7: Sección tipo de las cerchas principales



Se adopta un eficaz sistema de regrueso de los apoyos de las cerchas, hasta casi 2 m de ancho, con dos consecuencias favorables: las cerchas pueden apoyarse en un doble durmiente, con el consiguiente reparto de las cargas, y la luz libre de los tirantes se reduce de 14,30 a 11,10 m (Figure 7).

3.1 Singularidades

Las singularidades más frecuentes son nudos y gemas, estas principalmente en los tirantes por su notable escuadría. Los primeros son muy importantes en la merma de prestaciones mecánicas, mientras que las segundas no suponen más que una reducción de la sección real. También es corriente encontrar fendas de secado en pares y tirantes, que se prolongan de forma más o menos ininterrumpida en casi toda su longitud.

Figura 8: Fendas en un par

Figura 9: Gemas en un tirante



3.2 Lesiones constructivas

Con la inspección visual se obtienen datos iniciales sobre las lesiones constructivas y de origen biótico y abiótico, proponiéndose las zonas para realizar la inspección instrumental más profunda. El resultado de esta inspección se refleja en planos mediante una serie de iconos y códigos de colores que nuestro grupo de investigación ha desarrollado (Ramón-Cueto, 2007) con vocación pre-normativa. Las más importantes lesiones constructivas observadas son:

Inclinación generalizada de las cerchas hacia el cabecero. Lesión que se ha querido resolver de forma empírica mediante dos tornapuntas entre cerchas, que parten del encuentro entre el picadero horizontal y los pares y acometen en el encuentro entre los pies derechos y los tirantes. Esta solución es inadecuada, ya que produce empujes en los tirantes generando esfuerzos de torsión y flexión horizontal, y podría haberse impedido mediante una continuidad adecuada de la pieza de cumbrera y las correas.

Tirantes deformados y rotos. Como se ha mencionado, han sufrido deformaciones de alabeo por el esfuerzo torsor, así como deformación por flexión horizontal.

Acumulación de escombros en los apoyos de los tirantes y pares. Los materiales de relleno cubren, en muchos casos en su totalidad, a los elementos longitudinales de apoyo, lo que provoca en condiciones de alta humedad y falta de ventilación pudriciones intensas en algunos puntos, con aplastamientos graves y la práctica desaparición del material en los casos más avanzados. Además de impedir la correcta ventilación, no permite una inspección detallada, por lo cual que es muy posible que en las labores de desmontaje y rehabilitación aparezcan daños de insectos xilófagos y/o pudriciones no detectados.

Desencaje de nudo. Los encuentros, de tipo tradicional o carpinteros, se encuentran en algunos casos desencajados. En estas condiciones el estado de esfuerzos en las piezas no coincide con el teórico puesto que las deformaciones facilitan que las cargas vayan a parar a los elementos más rígidos, a veces no previstos para ello.

Discontinuidad y degradaciones en tablero. Los movimientos y deformaciones, el paso del tiempo y la acción de los agentes atmosféricos y algunas aves, han producido desencaje en la cobertura de teja provocando filtraciones de agua de lluvia.

3.3 Daños bióticos y abióticos

En lo referente a los daños de origen biótico, cabe señalar que el estado general de los elementos es bueno ya que apenas presentan ataques de insectos xilófagos, salvo zonas puntuales y de una profundidad relativa escasa. Las degradaciones por organismos bióticos más importantes se deben básicamente a daños por hongos de pudrición parda o cúbica, que sólo de forma excepcional dañan en profundidad a los elementos de alguna cercha.

Las caras de los pares y correas en contacto con la tabla de la cubierta (no visibles en una inspección visual) pueden presentar daños por pudrición cúbica que afecten a unos milímetros de profundidad, especialmente en el lado norte. Del mismo modo la acumulación de escombros en el apoyo de los tirantes, de difícil acceso en las labores de inspección, puede presentar daños graves no visibles a simple vista, que durante las labores de rehabilitación pueden aparecer en más cerchas.

Los deterioros abióticos se deben fundamentalmente a la humedad provocada por filtraciones de agua de lluvia, generalmente en el lado norte de la cubierta. En las zonas más afectadas por estas goteras la humedad traspasado de las tablas a los cabios, las correas y los pares, escurriendo el agua desde ellas a los tirantes de las cerchas.

En los encuentros de las cerchas con los muros también se han localizado focos de humedad, sin embargo su difícil acceso no ha permitido su determinación cuantitativa con xilohigrómetro como en el resto de piezas. Para su localización se ha empleado una cámara de termografía infrarroja, que produce imágenes visibles a partir de la emisividad infrarroja de los materiales, de esta manera pueden apreciarse, de forma cualitativa, las zonas que presentaban humedad en la fecha de la inspección.

Figura 10: Temperatura uniforme en zonas secas.

Figura 11: Marcado de la humedad por termografía.

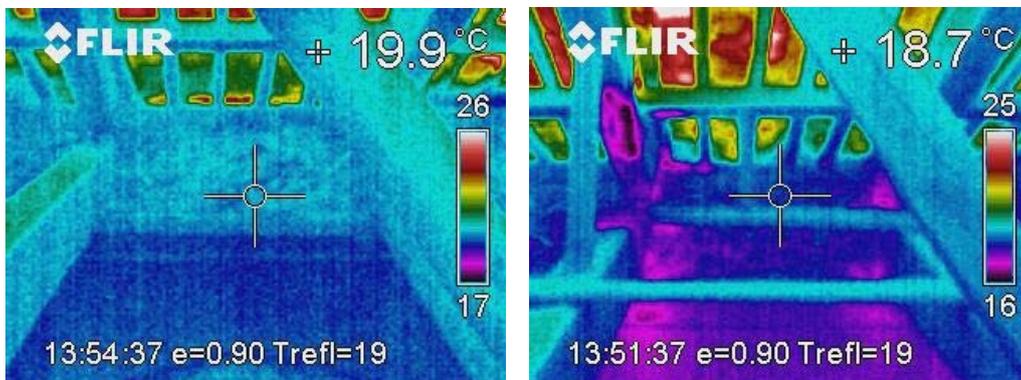


Figura 12: Cuerpos de fructificación de pudrición cúbica.

Figura 13: Daños intensos causados por anóbidos en tirante.



4. Inspección instrumental

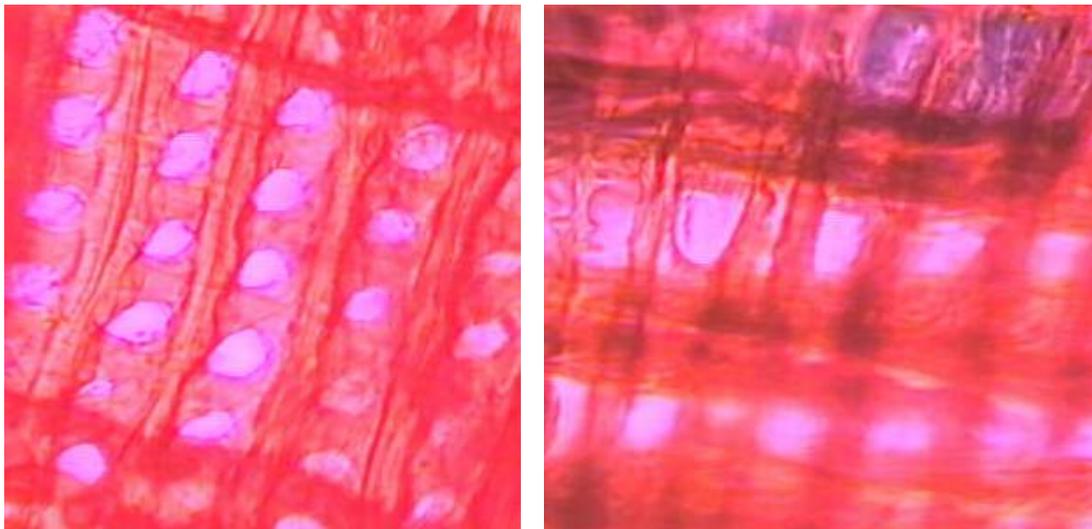
4.1 Identificación de la especie y calidad de la madera. Microfotografías.

La identificación de la especie permite tener una aproximación a las características físico-mecánicas, a la resistencia natural a los ataques xilófagos y de impregnabilidad para los posibles tratamientos curativos o protectores. El primer análisis visual, macroscópico, indica que pertenecen al grupo general de las coníferas. Para llegar a una identificación positiva de la especie se procede a un análisis microscópico de las muestras obtenidas in situ, realizándose cortes de un grosor entre 25 y 50 μm con un microtomo. Tras un proceso de tinción con safranina y lavado, se montan sobre un portaobjetos y se observan con el microscopio de trasmisión.

En este caso todas las muestras obtenidas de cada una de las tipologías estructurales, tirantes, pares, correas y tornapuntas, corresponden al grupo de especies definidos como Pinoide I con punteaduras tipo ventana de *Pinus sylvestris*. Teniendo en cuenta que en los antecedentes constructivos hay referencias a que toda la madera podría proceder del monte de Valsaín y que en estos históricamente ha sido la especie característica, se puede asegurar que la estructura de madera de la cubierta de la nave principal es de **pino silvestre**.

Figura 14: Imagen microscópica del tirante nº 1

Figura 15: Imagen microscópica del par 8 – Sur.



4.2 Determinación de la humedad con xilohigrómetro

La humedad y la densidad son las primeras propiedades que se relacionaron con las características mecánicas; y hoy es sobradamente conocido que cuando aumenta el contenido de humedad disminuyen la resistencia y el módulo de elasticidad. El xilohigrómetro mide la conductividad eléctrica entre electrodos, dos púas de acero clavados en la madera. Ofrece una lectura directa media de la humedad superficial de la pieza en el punto concreto en el que se ha hecho la lectura y a una profundidad de hasta 1 cm, basándose en la relación lineal entre el contenido de humedad y el logaritmo de la resistencia óhmica.

En nuestro caso el contenido de humedad de la madera así obtenido ofrece unos **valores medios** entre el 10 y el 15%, que pueden considerarse **normales** para madera bajo cubierta. No obstante existen zonas en las que, debido a filtraciones de agua de lluvia, se ha registrado un contenido de humedad elevado, por encima del 17%. Estos valores cuantitativos deben ponerse en relación con las imágenes termográficas, que reflejan de modo cualitativo la distribución de la humedad en cada tipo de pieza.

Tabla 1: Valores medios de humedad por tipo de pieza.

	TIRANTES		PARES		CORREAS	
	NºEleme.	Media	NºEleme.	Media	NºEleme.	Media
HUMEDAD %	17	12,5	17	12,1	12	12,5

Figura 16: Lectura de humedad con xilohidrómetro eléctrico.

Figura 17: Medición de la velocidad de ultrasonidos.



4.3 Ensayo no destructivo con ultrasonidos

La medición de la velocidad de propagación de ultrasonidos a través de la madera es una técnica no destructiva bastante desarrollada en el campo de la ingeniería forestal y sobre la que existen abundantes estudios (Acuña 2007, Rodríguez 2000, entre otros). Se basa en que la presencia de oquedades, nudos, bolsas de resina o degradaciones internas, modifican la velocidad de transmisión de las ondas generadas. La aplicación de esta técnica tiene la ventaja de que puede ser empleada in situ para la evaluación de madera puesta en obra.

El equipo empleado en este trabajo es un modelo Sylvatest® que emplea una frecuencia de 30 kHz. Conociendo la especie (densidad), la longitud de la pieza y su geometría, mide el tiempo (μs) que tarda la onda ultrasónica en llegar de un palpador emisor a otro receptor y permite determinar el Módulo de Elasticidad Dinámico mediante la siguiente relación directa entre ambos:

$$v = \frac{L}{t} \qquad \text{MOE}_d = v^2 \cdot \rho \qquad (1)$$

Donde: v = Velocidad de propagación longitudinal de las ondas ultrasónicas a través de la madera (m/s), L = Distancia entre palpadores o longitud de la probeta (m), t = Tiempo que tarda en percibir el palpador-receptor la onda emitida por el palpador-emisor (s), MOE_d = Módulo de Elasticidad Dinámico (N/mm^2), ρ = Densidad de la viga ensayada (kg/m^3).

En madera puesta en obra es difícil tener accesibles las testas de las piezas, por lo que se realiza normalmente la medición indirecta. En este caso se realizaron mediciones de velocidad de ultrasonidos de una cara a la opuesta, según el método indirecto (cara-cara) y los palpadores se introdujeron formando un ángulo de 45° entre el eje longitudinal de la pieza y la superficie de las caras. Para poner en relación la velocidad así determinada y la velocidad directa nuestro grupo de investigación ha publicado (Acuña et al. 2007) unos factores correctores por la distancia y el ángulo que forman la dirección longitudinal y la línea de unión de los palpadores que permiten relacionar ambos valores.

Tabla 2: Resumen de resultados del ensayo de ultrasonidos.

VARIABLE	TIRANTES	
	Nº Elementos	Media (Des. estándar)
VELOCIDAD DE LA ONDA CORREGIDA (m/s)	9	5.008 (579)
DENSIDAD ESTIMADA (kg/m ³) (Por resistógrafo)	44	470,3
MOE DINAMICO N/mm ² (1)	9	11.935

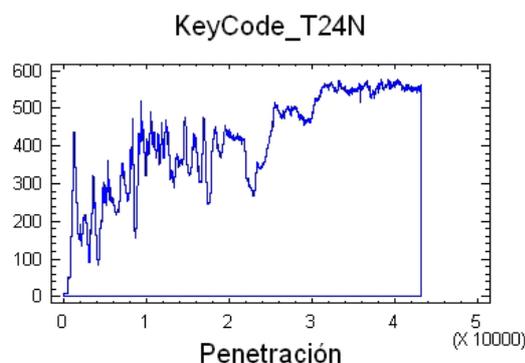
El módulo de elasticidad dinámico calculado con la fórmula (1) en función de la velocidad indirecta corregida por la distancia y el ángulo de los palpadores (5.008 m/s) y de la densidad media estimada con el resistógrafo (470,3 kg/m³) arroja un valor de 11.935 N/mm². En base a tal parámetro se podría estimar que la madera tiene una clase resistente del orden de **C24**. No obstante esta primera estimación, que puede considerarse procedente en términos de elasticidad y por haberse obtenido de una medida global de la pieza, no debe extenderse –por lógicas razones de seguridad- a la resistencia característica a flexión pues en esta influyen defectos locales, como la existencia de nudos en zonas sensibles de tracción, no valorados apropiadamente por el ensayo de propagación de ultrasonidos.

4.4 Resistógrafo

La resistografía es una técnica pseudo no destructiva que se basa en un equipo que taladra la madera con una broca extremadamente fina registrando, mediante un potenciómetro, la resistencia que presenta dicha pieza al avance de la aguja a velocidad constante. La resistencia se relaciona con la densidad de la pieza; a mayor densidad, mayor es la oposición que presenta la madera.

Figura 18: Resistógrafo empleado en el estudio.

Figura 19: Resistograma obtenido.



Se ha utilizado un equipo de la casa alemana RINN-TECH; concretamente el modelo RESISTO-GRAPH® 3450-S Professional. El registro de datos se realiza gráficamente a través de una memoria y una pequeña impresora que reproduce los perfiles resistográficos a escala 1:1 mientras se realiza el ensayo: fuerza ejercida (% amplitud) por unidad de longitud. Los análisis se realizaron sólo en las zonas de enlace entre pares y tirantes, inaccesibles con otras técnicas.

La metodología de análisis de los resistogramas para el diagnóstico del estado de conservación de los elementos estructurales se fundamentó en el análisis visual y en una metodología de análisis numérico desarrollada por nuestro equipo de investigación (Acuña 2007). Se contrastan los valores obtenidos en los elementos de la Catedral con los del banco de datos de madera sana de pino silvestre del que se dispone en nuestro laboratorio. Las variables resistográficas utilizadas como patrón de comparación y los límites de tolerancia poblacionales admitidos para cada una de

ellas se recogen en la tabla. El análisis de tolerancia 3σ de estos elementos permite descartar aquellos que incumplen alguna de las condiciones limitantes establecidas.

Tabla 3: Resultados del análisis resistográfico.

Variable	Clave de la variable	Intervalo resistográfico	Límites de tolerancia poblacionales		
			Límite inferior	Valor medio	Límite superior
Media total	1	A	141,825	228,224	314,596
Angulo 1000	2	A	7,42184	11,3979	15,374
Desv. población	3	B	24,9363	54,7435	85,3507
Máximo	4	B	134,949	331,182	527,415
Mínimo	5	B	115,282	179,727	244,172
Media de máximos	6	B	158,606	254,65	350,694
Media de mínimos	7	B	120,376	233,362	346,348

5 Resumen y conclusiones

Este trabajo ha sido realizado teniendo en consideración las bases teóricas establecidas por el Comité ISCARSAH de ICOMOS en su reunión del año 2001 en París; y de forma más específica también se han tenido en cuenta los Principios ratificados por la 12ª Asamblea General del ICOMOS de México, 1999.

5.1 Estimación de clases resistentes

Como consecuencia final de la utilización de los criterios específicos de la inspección instrumental y de la inspección visual realizada se propone la asignación de clases resistentes:

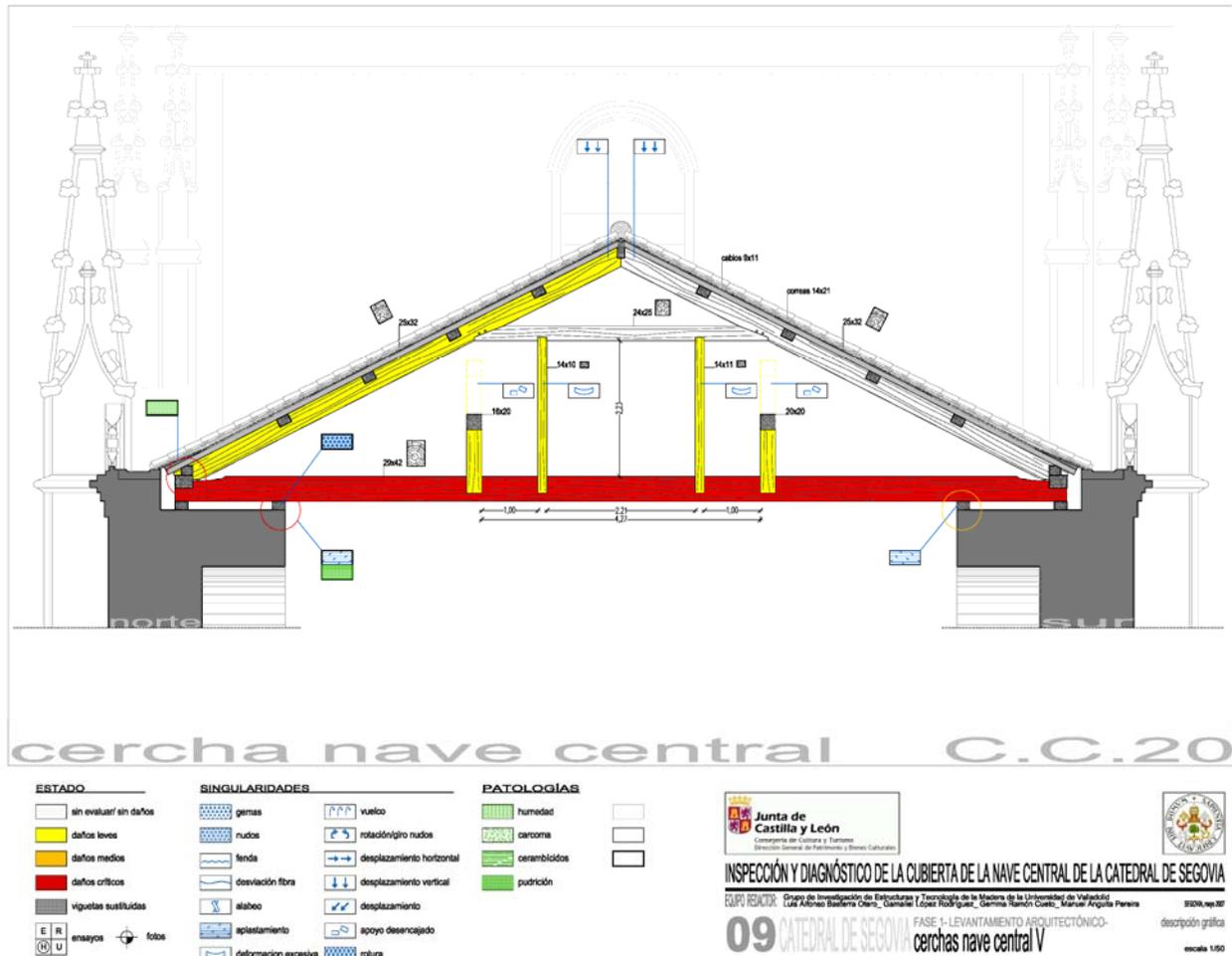
Tabla 3: Propuesta de asignación de valores correspondientes a clases resistentes.

	Resistencia a flexión f_m (N/mm ²)	Mod. Elast. paralelo $E_{0,med}$ (N/mm ²)	Densidad media (Kg/m ³)
CLASE RESISTENTE	C16	C24	C30

5.2 Elaboración de resultados

Este trabajo emplea una sistemática original de codificación e integración de formatos documentales y gráficos heterogéneos relacionados con el diagnóstico y los resultados de los ensayos no destructivos realizados en obra (Ramón-Cueto 2007).

Figura 20: Representación gráfica de resultados



Como se puede apreciar consiste en un documento hipertextual basado en una serie de iconos que ayudan a navegar por las fotografías y los datos de los ensayos y pruebas realizadas. Además se utilizan colores para señalar de forma gráfica inmediata la gravedad de los daños observados.

5.3 Resumen de propuestas de intervención

En la intervención sobre esta estructura debe reflexionarse especialmente sobre la **inclinación** generalizada de las cerchas principales, lo cual podría agravarse con el tiempo debido al comportamiento reológico del material leñoso.

Para la reparación y consolidación de las zonas puntuales indicadas en los planos se deben utilizar piezas o partes de estas de la **misma especie** de madera y con unas características naturales similares que este trabajo ha contribuido a caracterizar. Deberán utilizarse **técnicas artesanales y formas de construcción iguales** a las utilizadas originalmente, quedando documentadas y marcadas discretamente las piezas o las partes nuevas, a cuchillo o pirograbado.

Como actuación general deben **suprimirse las humedades** permanentes o accidentales. Deben retirarse la acumulación de escombros que impide la adecuada disipación de humedades de las piezas que se apoyan en ellos, así como la ventilación de los elementos empotrados.

Nada hace sospechar que las generosas dimensiones de las piezas estudiadas no puedan seguir cumpliendo su función principal portante una vez corregidas las deficiencias y lesiones locales que se han venido detallando, especialmente cuando se aligere el peso propio soportado. No obstante, en fase de proyecto se deberá realizar una peritación estructural basándose en el método de los

estados límites, de acuerdo a los requisitos de seguridad y aptitud al servicio establecidos en el vigente CTE DB-SE M, pero teniendo en cuenta que la no existe la incertidumbre asociada al proceso constructivo y que determina los coeficientes de seguridad a utilizar en proyecto. En este caso deben emplearse modelos que reflejen adecuadamente el estado actual del edificio, en concordancia con los principios del análisis de la seguridad estructural, y que tengan en cuenta los procesos de deterioro que puedan resultar importantes.

6 Agradecimientos

Este trabajo ha sido posible gracias a la colaboración de la Dirección General de Patrimonio y Bienes Culturales de la Consejería de Cultura y Turismo de la Junta de Castilla y León.

Bibliografía

Acuña, L.; Barranco, I.; Casado, M.; et al. 2007. "La técnica resistográfica y la madera estructural". IBEROMADERA 2007 – 3º Congreso Iberoamericano de productos forestales (Madereros y No Madereros). Buenos Aires (Argentina). Actas Congreso. ISBN: 1851-0965.

Acuña, L.; Díez Barra, R.; Basterra, L.A.; et al. 2007. "La técnica de transmisión ultrasónica aplicada a la madera estructural". 11º Congreso Español de END (2007). Sociedad Española de Ensayos no Destructivos AEND. Gijón, España. Actas Congreso. ISBN: 978-84-690-6308-8.

Arriaga, F.; Peraza, F.; Esteban, M.A.; Bobadilla, I.; García, F. "Intervención en estructuras de madera". AITIM. Madrid, 2002.

Arriaga, F.; Íñiguez, G.; Esteban, M.; Bobadilla, I. "Madera aserrada de gran escuadría para uso estructural y sus particularidades". Revista Informes de la Construcción. Vol. 59, Nº. 506. IETCC. Madrid, 2007.

Basterra, LA.; Casado, M.; Acuña L.; Pinazo, O. "Técnicas de ensayo pseudo no destructivas en madera estructural mediante extracción de tornillos". Revista electrónica ReCoPaR, ISSN 1886-2497, Nº 2, 2006, págs. 37-59.

Basterra, LA.; Casado, M.; Acuña L.; Ramón, G.; López, G.; Barranco, I.; Relea, E. "Avance de propuestas metodológicas para el diagnóstico y análisis de estructuras de maderas históricas". Actas del Cuarto Congreso Nacional de Historia de la Construcción: Cádiz, 27-29 de enero de 2005 / coord. por Santiago Huerta Fernández, Vol. 1, 2005, ISBN 84-9728-147-0 , págs. 121-132.

Casado, M.; Basterra, LA.; Acuña, L.; et al. "Determinación de la capacidad resistente mediante métodos no destructivos. Aplicación en viguetas de forjado de un edificio singular". IVº Congreso Forestal Español. Sociedad Española de Ciencias Forestales SECF. Zaragoza, 2005.

Ramón-Cueto, G. "Propuesta de metodología orientada al proyecto para la evaluación de estructuras de madera en el patrimonio histórico español". Tesis doctoral (inédita). Universidad de Valladolid, 2007.

Rodríguez Liñán, C.; Rubio de Hita, P. "Evaluación del estado de la madera en obras de rehabilitación mediante técnicas de ultrasonidos." Instituto Universitario de Ciencias de la Construcción. Universidad de Sevilla, 2000.

Rinn, F. "Metodología de Inspección en Construcciones de Madera", Revista CIS-Madera, nº 12 19-31. 1er semestre, 2004.

Tampone, G. "Reppresentazione delle strutture di legno antiche" en G. Tampone, M. Mannucci y N Macchioni, Strutture di legno. Cultura, conservazione, restauro, editore lettrera. Milán, 2002.

Análisis estructural mediante el MEF de la 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,
Pauino José García Nieto, Felipe Pedro Álvarez Rabanal

Área de Ingeniería de la Construcción, Área de Matemáticas
Universidad de Oviedo

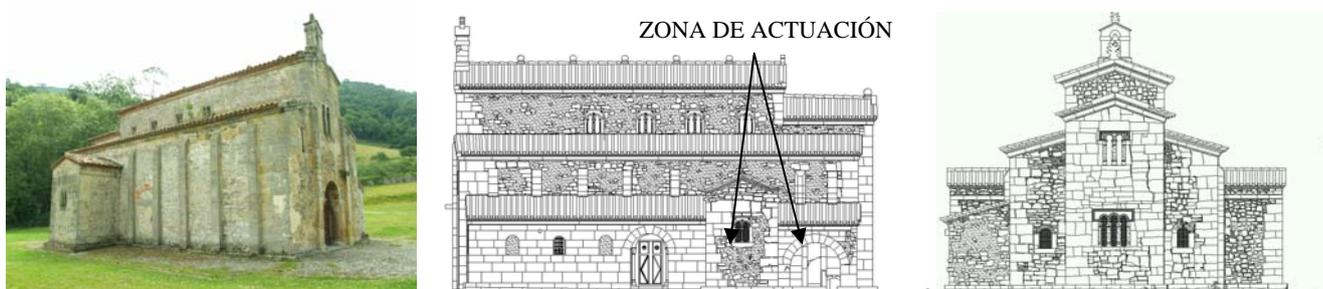
Resumen: El trabajo tiene por objeto describir el estudio de la estructura del monumento citado y su propuesta de rehabilitación. El análisis que se llevará a cabo está basado en la aplicación del método de los elementos finitos (MEF) sobre cada una de las piedras que conforman el conjunto arquitectónico, 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 encontraban 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.

1 Introducción.

Dedicado al Salvador y conocido popularmente como el “Conventín”, este pequeño templo está considerado como la obra maestra del Prerrománico Asturiano. 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 fotografía 1a, y en las figuras 1b y 1c se muestra el aspecto exterior de la misma; sobre la segunda se ha consignado la zona de intervención objeto del presente estudio.

Fotografías 1a, figura 1b y 1c: vista general, alzado Sur y lateral Este de la Iglesia de San Salvador de Valdediós.



El problema se planteaba a la hora de definir el procedimiento de actuación más adecuado a la tipología de los daños que presentaba el edificio. En principio, los procesos patológicos de mayor entidad se localizaban fundamentalmente en el pórtico Sur, donde se ubica un panteón funerario vinculado al monarca Alfonso II que, no obstante, nunca llegaría a ser utilizado como tal.

Durante la inspección visual se apreciaron pequeñas fisuras en algunos puntos próximos a los arranques de la bóveda, tanto por el exterior, como por el interior. La composición de la fábrica en esta parte del templo resultaba de inferior calidad a la restante, y en alguna época había sufrido evidentes alteraciones debidas a la aplicación de morteros y pastas modernas.

También aparecían aquí fisuras de poca entidad y un desplome puntual de la hoja de fachada (fotografía 2). Precisamente su localización coincidía con un desplazamiento relativo de la bóveda. En principio, parecía probable que el citado desplome tenía origen precisamente en los empujes horizontales de ésta, y no a causa de un asiento diferencial, como figuraba en los primeros informes realizados por otros equipos.

Por otra parte, entre la misma bóveda y el arco de acceso existía una evidente separación, así como un desplazamiento relativo de parte de la bóveda en la zona de arranque. Todo ello había originado la creación de articulaciones en el arco, materializadas en forma de grietas visibles en la clave y en los propios arranques (fotografía 3).

Finalmente, en el interior, lo más destacable eran las graves infiltraciones de agua procedente de la cubierta en el recinto colindante al pórtico anterior.

Fotografías 2, 3 y 4: Vista parcial del pórtico, de la bóveda objeto del estudio y daños en la misma, respectivamente.



El prediagnóstico inicial sobre el origen del desplazamiento de la fábrica parecía asociado a una falta de estanqueidad de la cubierta del pórtico objeto de estudio, lo que provocó dos lesiones importantes. Por un lado las filtraciones lavaron y deterioraron el mortero constituyente de la bóveda de la capilla. Como consecuencia, los elementos pétreos y de fábrica pudieron verse sometidos a la acción continua de la humedad (fotografía 3) y a los procesos de cristalización, crioclastia y movimientos hídricos que genera, provocando finalmente 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]. Por todo ello se considera de vital importancia, aportar al proyecto de restauración arquitectónica los conocimientos y datos 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 solicitaciones 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 5). 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 (figura 6). 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 5: Plantilla en dos dimensiones del pórtico de la Capilla.

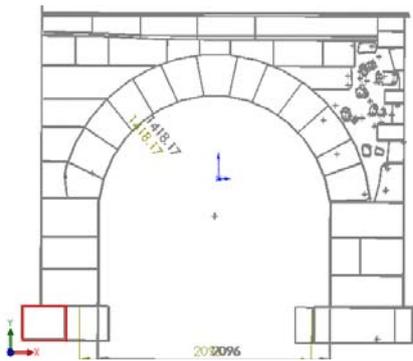
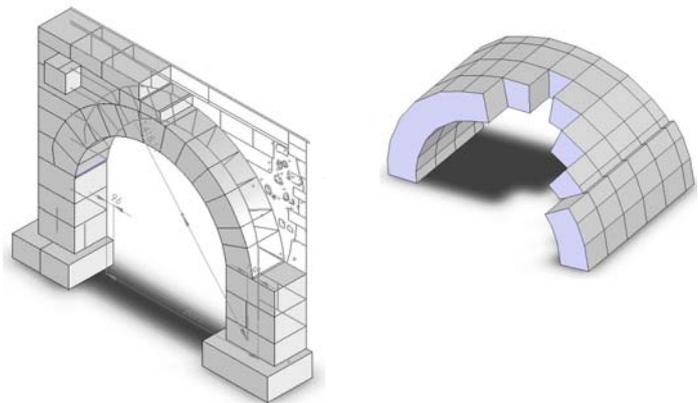


Figura 6: Reconstrucción tridimensional del pórtico (izquierda) y de la Capilla (derecha).



2.2 Propiedades de los materiales

Con objeto de reproducir el comportamiento estructural del conjunto arquitectónico, se precisaba 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. En definitiva, se necesitaba definir el módulo elástico, el coeficiente de Poisson y la densidad de cada uno de ellos, así como el coeficiente de rozamiento entre dichos elementos.

A partir de la bibliografía [3-4] y de ensayos mediante END sobre los elementos de fábrica (ultrasonidos, esclerómetro, 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 fue 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 existía una importante dispersión en los valores de las solicitaciones, en el estudio se consideraron, aparte de las gravitatorias, otras acciones que podían actuar sobre el arco, tales como sobrecargas de nieve y/o viento.

Para el caso del pórtico, se consideraron 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.

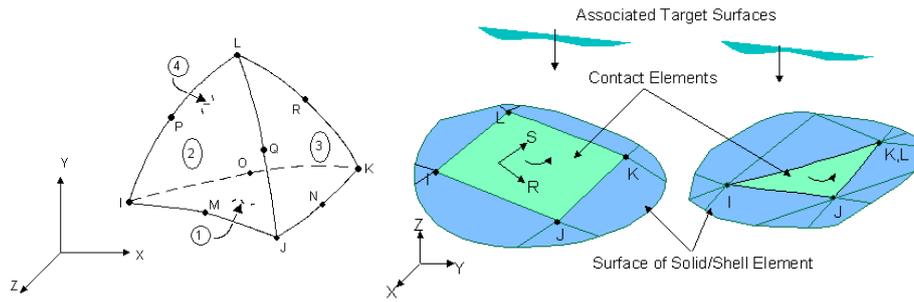
Y en el análisis de la bóveda:

- 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 numerico.

Una vez establecidos los parámetros necesarios y los procedimientos de análisis, tal y como de ha detallado en el apartado anterior, se modelizó 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.

Figura 7: Elementos finitos utilizados: Solid 187 (izquierda) y Contact 173 y Target 170 (derecha)



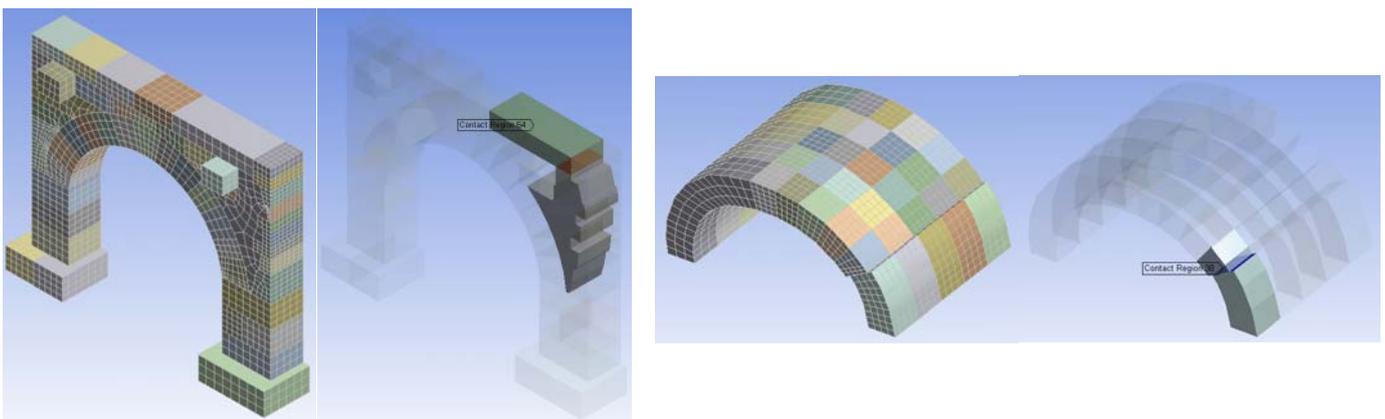
3.1 Elementos finitos utilizados

Los mampuestos y el mortero se modelaron mediante elementos finitos tridimensionales del tipo Solid 187, del tipo tetraédrico de 10 nodos, con tres grados de libertad por nodo (ver figura 7 - izquierda). Los contactos entre el mortero y las piedras que conforman el pórtico se simularon mediante los elementos Contact 173, y sus superficies asociadas con elementos Target 170 (ver figura 7 derecha). Para simular la unión entre los diferentes ladrillos o bloques, según se trataba 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 obtuvieron los modelos numéricos objeto de estudio, tal y como se puede apreciar en la figura 8.

Figura 8: Modelos de elementos finitos: pórtico (izquierda) y bóveda (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 9 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 10 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

5 Conclusiones y discusión de resultados

En base a los resultados expuestos en el apartado 4, podemos concluir:

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 únicamente la reparación de la pasta, retacando las zonas afectadas con mortero de cal en los puntos de mayores tensiones, y llevando a cabo un apeo con el fin de restituir la geometría original. Se rechaza cualquier tipo de actuación sobre la cimentación.

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.

Figura 9: 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 los mampuestos (derecha).

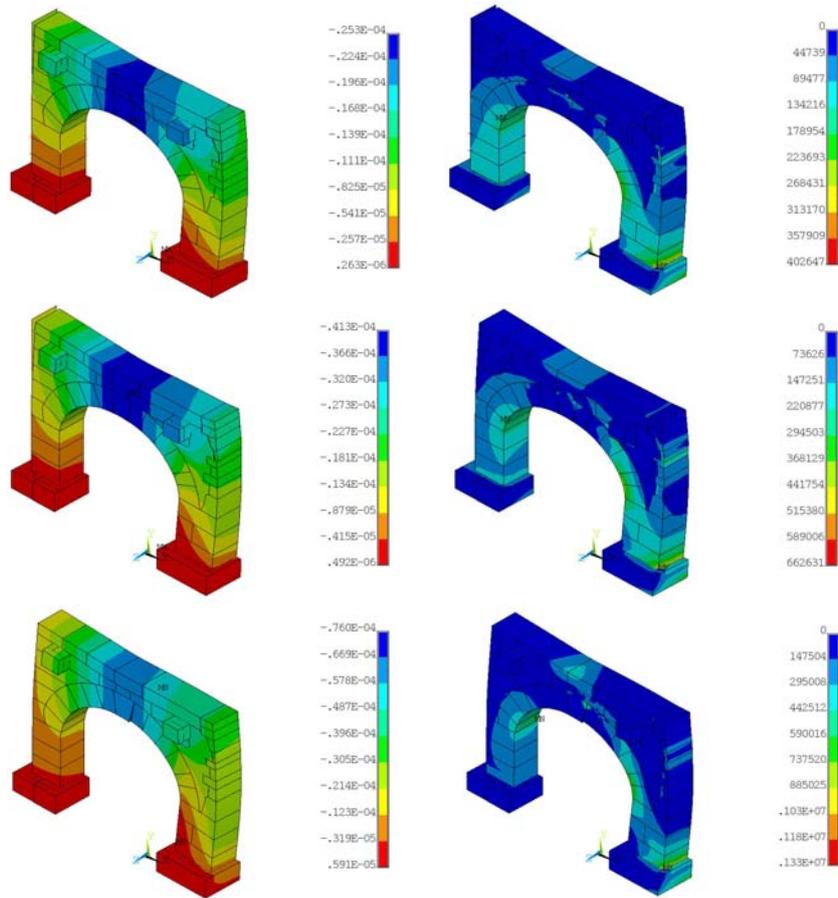
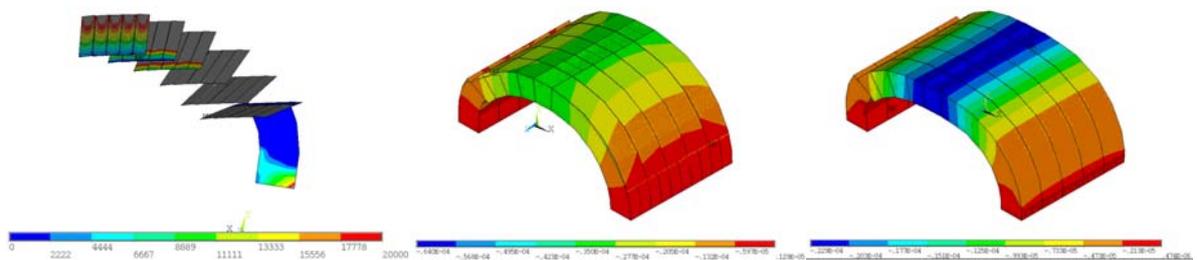


Figura 10: Resultados numéricos de desplazamientos en la bóveda, en los casos 1 y 2 (arriba), y presiones de contacto mayores de 0.02 MPa en el mortero (derecha).



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 Construcción, S. L. 2003.
- [2] Coz Díaz, J.J. del et.al *Non-linear Analysis of a Reinforced Concrete Sheet Cover (Umbrella) by the FEM*. Applied Mathematics and Computation, 184 (1), pp 37-51, 2007.
- [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, U. de Castilla – La Mancha, E.T.S. ICC y P, 2005.
- [4] Herman, J. *The Stone skeleton. Structural engineering of masonry architecture*. Ed. Cambridge University Press, 1995.

**ARTÍCULOS NO
INCLUIDOS EN LA
VERSIÓN EN PAPEL
(Recibidos fuera de
plazo)**

DIGITALIZACION DE RADIOGRAFIAS EN PATRIMONIO ARTISTICO (Crucifijo Románico de la Basílica de Saint Sernin de Toulouse)

Autores:

MNAC – Vicenç Martí (Vicens.marti@mnac.cat)

AEND – Jesús Serrano (aendbcn@infonegocio.com)

DIGIRAD – Fco. García-Oliveros (fgolive@digirad.es)

INTRODUCCIÓN.

La radiografía de una escultura de orfebrería de grandes dimensiones, como el Crucifijo románico de la basílica de Saint Sernin de Toulouse (Fig. 1), supone sin duda un desafío. Se trata de una obra con el alma de madera, recubierta casi en su totalidad con plancha metálica de cobre repujada, con incrustaciones de piedras y esmaltes que fue restaurada o, mejor, drásticamente “renovada” a mediados del siglo XIX. A pesar de ello, la pieza constituye un ejemplo de gran valor de las imágenes de culto de la época románica.

La superposición de materiales con densidades muy diversas y desconocidas – debida a la falta de acceso al interior de la pieza- dificultaba la captación de la imagen mediante rayos X. A pesar de ello, el resultado obtenido no fue despreciable aunque la lectura era muy difícil, debido a la densidad de las placas reveladas. Se decidió entonces digitalizar las radiografías para poder tratarlas informáticamente y obtener, así, una imagen matizada donde los materiales y los detalles se distinguen con mayor nitidez. El presente trabajo pretende mostrar cuáles son las innegables ventajas de la digitalización de la radiografía de obras de arte en la obtención de una imagen interpretable que nos permita avanzar en la investigación del proceso creativo, de la técnica constructiva utilizada y de la caracterización de los materiales constitutivos.

X-raying a large-sized craftsmanship sculpture, such as the Romanesque crucifix from Saint Sernin basilica in Toulouse (Fig. 1), is undoubtedly a challenge. This work of art is formed by a wooden inside virtually covered with an embossed metallic plate with inlaid stones and enamels. It was restored or, better, it was drastically renewed in the middle of the 19th century.

The superimposition of very diverse and unknown density materials, due to the lack of access to the piece inside, made it difficult to capture an image through X-Rays. In spite of this, the results obtained were not worthless even though the reading was very difficult because of the developed X-Ray films density. It was then decided to digitalize the X-Ray images in order to process them with a

computer and, thus obtain a tone-down image in which materials and details could be distinguished with higher sharpness. The aim of this article is to present which are the undeniable advantages for digitalizing work of art X-Ray images so as to obtain an interpretable image that allows experts to advance in their investigation of the creative process, the constructing techniques used and the constituent material characterization.

La obra formaba parte la exposició organizada por el MUSEU NACIONAL D'ART DE CATALUNYA (MNAC):

“EL ROMÀNIC I LA MEDITERRÀNIA.CATALUÑA TOULOUSE I PISA. 1120 – 1180”



Fig. 1 Cristo de Saint Sernin

CONSIDERACIONES PREVIAS AL RADIOGRAFIADO.

Antes de comentar los trabajos realizados y sus resultados, cabe destacar en primer lugar las considerables dimensiones de la pieza (329 cm.x235 cm.x36,5 cm.), así como la presencia de diferentes materiales en su composición y estructura, desde importantes piezas de acero para su sujeción en su lugar de origen, alcayatas y tornillos pasantes que fijan la estructura de la cruz, el revestimiento tanto de la cruz como de la imagen con una chapa de metal que fue colocada en una restauración del siglo XIX sobre otra chapa más antigua, hasta la presencia de pedrería y esmaltes, parte de los cuales podrían ser originales (Fig.2 y 3). Además en algunas zonas se supone la existencia de estuco e incluso restos de policromía.



Fig. 2 Revestimiento metálico y piedra



Fig. 3 Esmalte

OBTENCIÓN DE LAS RADIOGRAFÍAS.

En los últimos días de la exposición en la que estaba integrada la obra, se obtuvo la autorización de sus propietarios para proceder a su radiografiado y estudio.

El tiempo disponible para realizar el trabajo comenzaba a la hora de cierre del Museo, el último día de la Exposición, y terminaba a primera hora del día siguiente, unas doce horas.

Debido a las dimensiones de la pieza, el trabajo se tuvo que realizar en la sala de exposiciones, auxiliándonos con una estructura plana con marco de madera y policarbonato como soporte de las películas (Fig. 4 y 5).



Fig. 4. Colocación de las películas



Fig. 5. Disposición del equipo de Rayos X

A fin de calcular los parámetros de la exposición definitiva se hicieron varias exposiciones de prueba, de algunas zonas que se consideraron “representativas”, a distancias comprendidas entre 1 y 2 m.

Para la obtención del “mosaico” de radiografías incluyendo el 100 % de la imagen, se realizó un único disparo desde una distancia de 6m. a fin de conseguir un valor bajo de la penumbra geométrica “Ug” .

Los parámetros de la exposición fueron: 80kV; 6mA; 160' (debido al largo tiempo de exposición fue necesario hacerla en varias “etapas”, para evitar el sobrecalentamiento del equipo de Rayos X)

La limitación del tiempo disponible no permitió la obtención de otras imágenes con parámetros diferentes a los indicados.

La serie completa de radiografías obtenidas constaba de las siguientes placas: 2 de 240 X 35 cm; 2 de 75 X 35 cm; 2 de 55 X 35 cm; 2 de 40 X 35 cm; 1 de 50 X 24 cm. y otra de 50 X 29 cm (forman “pareja”); 1 de 50 X 35 cm (adicional en la zona de la cabeza)

El revelado se realizó mediante una procesadora automática, a fin de evitar diferencias de densidades entre las placas debidas al proceso.

Una vez procesadas las placas pudimos constatar, tal y como era de esperar, la gran diferencia entre las densidades ópticas de las distintas zonas de la imagen radiográfica, con valores comprendidos entre menos de 0,5 y mas de 4,5.

Además, el largo tiempo de exposición incrementó el efecto negativo de la radiación difusa, la cual se vio agravada por la presencia, desconocida en

aquel momento, de una chapa de acero de 1500 X 1500 X 25 mm. oculta en la base utilizada para sujetar el Crucifijo.

No fue posible visionar las películas con negatoscopios, pero sin embargo, las mediciones efectuadas con un densitómetro indicaban la existencia de “mucho información”. Siendo esta la razón por la que se pensó en recurrir a la digitalización de las imágenes radiográficas disponibles

Para la digitalización se utilizó un escáner 2905HD de la Firma “Array Corporation”, que cumple con la norma EN 14962-2. Este equipo de tecnología de lectura láser, permite un soporte de escaneo de película de 35.5 cm. X 5 m.

Los principales parámetros relacionados con el equipo son:

Láser He Ne de 632,8 nm con ópticas de precisión y fotomultiplicador; Rango de densidad (OD): 0,5-4,7; Convertidor /Analógico/Digital): 12 bits; Tamaño mínimo de píxel en digitalización (micrones) ≥ 50 ; Niveles de grises: 4096.

Se utilizó el software desarrollado por “DIGIRAD” que incluye módulo de captura y visualizador completo con función de unión sin solape de placas de gran tamaño, incluyendo el retoque de la línea de junta mediante suavizado y homogeneización de píxeles adyacentes a la línea, adaptado a la tecnología de 64 bits para poder trabajar con grandes imágenes en grises (Fig. 6).



Fig. 6. Montaje de las radiografías una vez digitalizadas y tratadas

CONCLUSIONES:

Los resultados obtenidos fueron espectaculares, ya que de tener unas placas radiográficas muy densas, con las cuales no se llegaba a observar con nitidez y claridad las diferencias de materiales y técnica que se intuían, aún usando un negatoscopio de alta intensidad, se logró distinguir y analizar dichos detalles.

En el caso de la cara del Cristo, se pasó de apreciar una imagen completamente blanca, debida presumiblemente a la existencia de estuco, a poder llegar a definir partes del rostro y a observar una presencia notable de clavos en la parte que se corresponde con el cabello.(Fig. 7 y 8)

Con la digitalización, quedó completamente resaltado el cuerpo y las extremidades del Cristo, pudiéndose observar las placas de metal, su superposición, anclajes que conforman su estructura, los diferentes clavos que unen las chapas, así como la presencia de clavos de diferentes épocas que seguramente una parte se corresponde con la restauración realizada en el siglo XIX., así como la unión de las diferentes piezas con el soporte .

En cuanto a la cruz, la digitalización permitió obtener una información muy clara entre esmaltes originales y piezas de adorno puestas posteriormente, la unión de estas piezas con el soporte, la clase de madera que se usó para construirla (muy probablemente un tipo de roble) e intuir el tipo de encaje entre el larguero y los brazos de la misma.

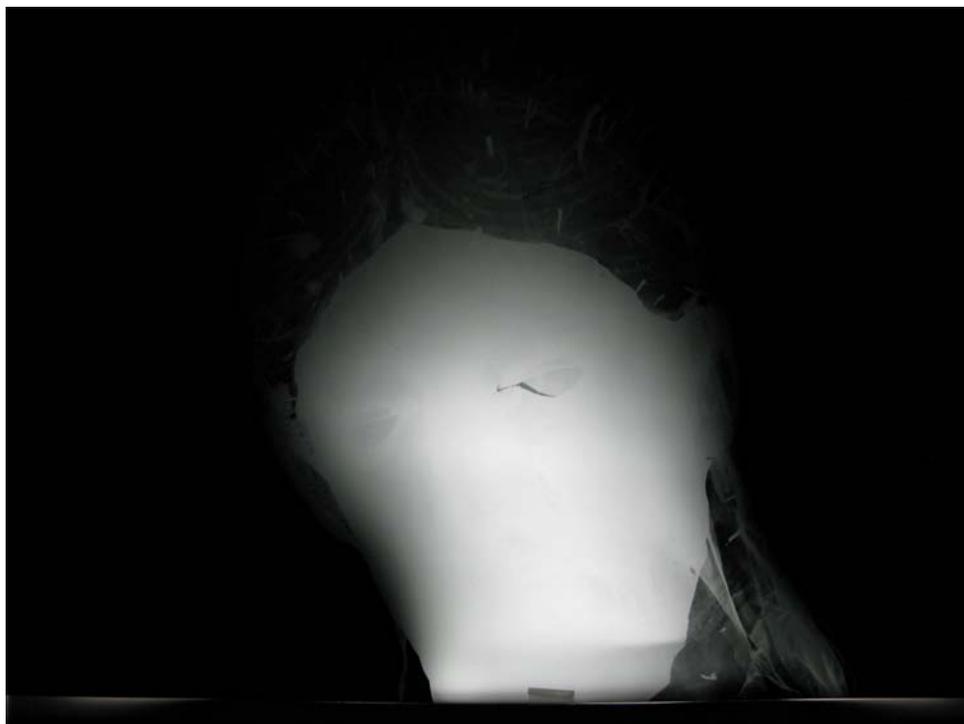


Fig.7. Radiografía analógica de la cabeza de la imagen (digitalizada, sin ningún tipo de tratamiento)

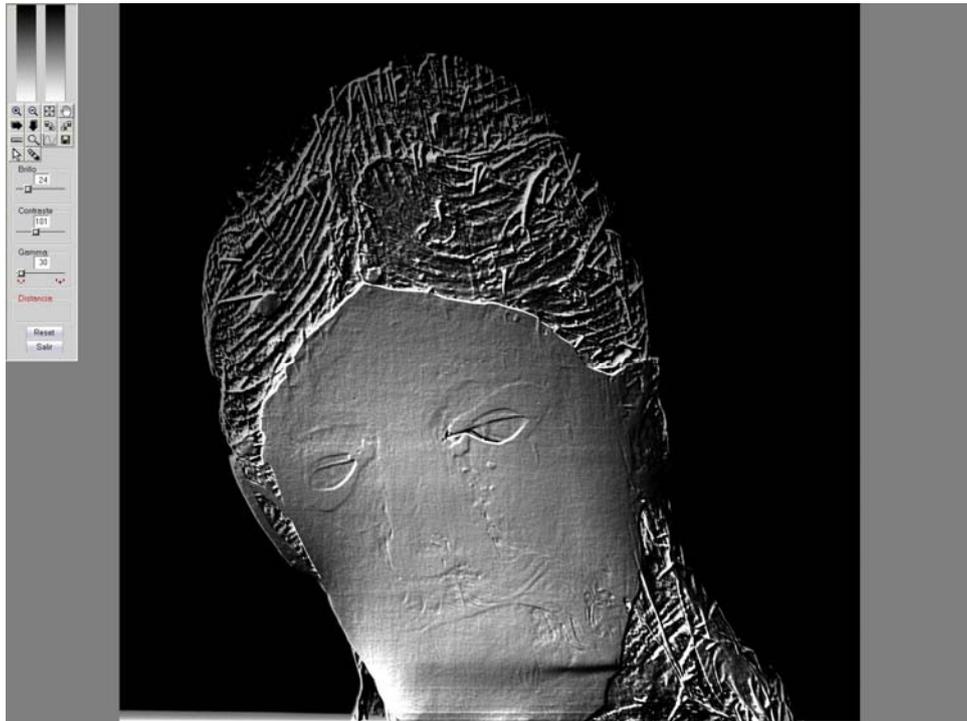


Fig. 8. La misma imagen digitalizada y tratada con filtro "3D emboss con textura"