



**UNIVERSIDAD DE CANTABRIA**  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



---

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y MECÁNICA

# **TESIS DOCTORAL**

**INVESTIGACIÓN TEÓRICO – EXPERIMENTAL SOBRE  
ENSAYOS LIGERAMENTE DESTRUCTIVOS (MDT)  
UTILIZADOS PARA LA CARACTERIZACIÓN MECÁNICA  
IN SITU DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA DEL  
PATRIMONIO CONSTRUIDO**

**Autor**

**IGNACIO LOMBILLO VOZMEDIANO**  
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**Director**

**PROF. DR. LUIS VILLEGAS CABREDO**  
DOCTOR INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

---

**SANTANDER, MAYO DE 2010**

# 5

## PROGRAMA EXPERIMENTAL IN SITU DESARROLLADO EN ESTA INVESTIGACIÓN

---



## **5.1 Campaña experimental desarrollada en muros de sillería arenisca de la torre de la Iglesia parroquial de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción, s. XIII (Zarratón, La Rioja).**

### **5.1.1 Introducción.**

Según la referencia del Campo (1964) los vascones se extendieron en La Rioja por el valle del río Oja: Haro, Sto. Domingo de la Calzada, Ezcaray, etc., donde tanto abundan los nombres topónimos, hidrónimos y crónimos de origen vasco. Al Imperio Romano le costó mucho adentrarse cuenca arriba del Ebro y dominar al pueblo formado por vascones, berones, austrigones, etc. Pues bien de la larga permanencia de los vascones en la Rioja Alta, se dice que el vascuence se habló por estas tierras hasta principios de la Edad Media, queda como recuerdo tantos pueblos con nombre de raíz vasca y entre ellos Zarratón, que debe ser muy antiguo, pues Zarra significa viejo y ton muy o mucho, por eso que la villa de Zarratón es una de esas, como dicen los historiadores clásicos, cuyo origen se pierde en la noche de los tiempos (los documentos más antiguos en los que se cita son del siglo XI).

De la historia e importancia de la Villa de Zarratón, y por ende de su templo parroquial, es testigo mudo su escudo (Fig. 5.1.1), sito precisamente en la escalera de ascenso al coro dentro de la iglesia. Los antiguos eran muy celosos de sus glorias que sintetizaban en escudos y banderas. Dos leones rampantes, símbolo de fortaleza, sostienen entre sus garras el escudo cual si quisieran defenderlo de cualquier usurpador a la par que lo ostentan con orgullo. En campo de oro destaca en plata un fuerte castillo de tres torres, más elevada la central y todas almenadas, y dentro de un amplio patio, de alta muralla almenada, con rasgadas saeteras en sus esquinas. La puerta de la muralla, amplia, con arco de medio punto tiene entreabierta una de sus medias hojas, símbolo de la hospitalidad del pueblo y de sus gentes. El escudo carece de corona porque esta Villa era realenga y en ella nadie ejercía señorío.



Fig. 5.1.1: Escudo de la Villa de Zarratón (La Rioja). Fotografía de la década de 1960.

Fig. 5.1.2: Arcada y subida al coro (s. XVI). Fotografía de la década de 1960.

Según del Campo (1964) “*el castillo anteriormente referido se hallaría indudablemente en el sitio que hoy ocupa el templo parroquial, en la parte más elevada de la colina en cuya falda se asienta la Villa y ciertamente que era un punto dominante de toda la cuenca del río Oja, excelente atalaya para observar el movimiento de tropas, pues de todos los parajes de la cuenca se ve la torre de Zarratón, y quien sabe si gran parte de ella no es alguna de aquellas tres torres que tenía el Castillo o Palacio que el rey Sancho IV donara en 1062 al señor García Garcés, por los fieles, grandes y útiles servicios que prestara al Rey*”. Otra posibilidad es que dicho recinto fortificado se localizase en el sitio que hoy ocupa el antiguo palacio de los condes de Casa Fuerte.

El referido templo parroquial está bajo la advocación de Nuestra Señora de la Asunción. Se ignora la fecha de su construcción, pero atendiendo a su estilo, ojivas, capiteles, ventanas, etc., parece se construyó en el s XIII y en diversas etapas (del Campo 1964):

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

“Su construcción comenzó por el coro y de esta época son los tres tramos, su crucería es más sencilla, diríase casi románica o de transición, sus ojivas equiláteras descansan sobre ménsulas, sus pilares muy recios se acusan también al exterior por contrafuertes, su sillería diríase que está labrada en plan de sillarejo. Posteriormente se agregaron otros dos tramos, lo indica su crucería que ya en un alarde de tecnicismos forman con los nervios de ambos tramos una bonita y complicada estrella, sus pilares son más finos, sus capiteles más bellos y sus sillares se hallan finamente labrados como los de una catedral y su arco deja de ser equilátero para adoptar la abertura de medio punto”.

“La airosa escalinata del coro (Fig. 5.1.2) combinada con un arco tan rebajado que parece plano, es un alarde de arquitectura plateresca que atrae la atención de cuantos visitan el templo. Sus adornos de cárieles y grecas de flora y fauna hacen recordar al gótico florido. Fue construida en la segunda mitad del s XVI. El coro (Fig. 5.1.3), de carácter más ecléptico, se adorna con profusión de detalles profanos más que religiosos: centauros, faunos, sátiros y ninfas”.

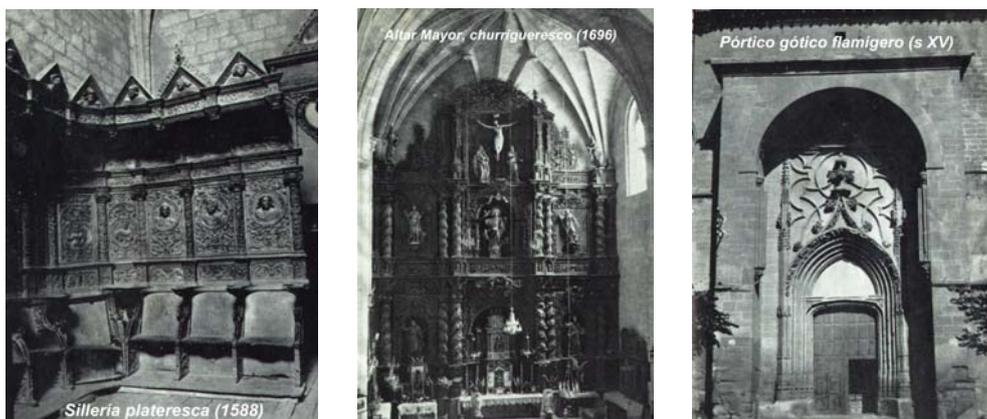


Fig. 5.1.3: Sillería plateresca del coro (1588). Fotografía de la década de 1960.

Fig. 5.1.4: Retablo Mayor, churrigueresco (1696). Fotografía de la década de 1960.

Fig. 5.1.5: Pórtico gótico flamígero (s. XV). Fotografía de la década de 1960.

“El interior del templo adopta la forma planta salón que mide 32.75 m de largo, 10.50 m de ancho y 17.50 m de alto siendo su construcción solidísima, pues sus muros tienen 1.20 m de grueso y las bóvedas son también de piedra sillar”.

“El retablo mayor (Fig. 5.1.4) fue realizado por arquitectos adscritos al foco de Miranda de Ebro. El trazado fue realizado en 1694 por el arquitecto Jerónimo de la Revilla, oriundo de Pedreña. Se presentó el proyecto el 14-9-1694 por 30.000 reales y quince días después se adjudicó al arquitecto Diego de Lombera, natural de Limpias y residente en Labastida, aunque se formó en Briones en el taller de Hernando de Murillas, en la cantidad de 12.500 reales. El retablo quedó concluido en 1696, a falta de la iconografía. El crucifijo gótico del s XIV y el relicario fueron fabricados en 1639 por el arquitecto Juan de Santisteban y el escultor Bernardo de Elcaraeta. La imagen de la coronación de la Asunción se encargó al calceatense Domingo Antonio de Elcaraeta. El resto de las imágenes las realizó el montañés Andrés de Monasterio. El retablo quedó sin policromar únicamente por problemas económicos”.

“Al contemplar el pórtico (Fig. 5.1.5) observamos que han pasado dos siglos desde que se iniciara la construcción del templo y nos encontramos con un detalle muy fino del gótico flamígero: arco conopial, grecas de flora y fauna, nervios y agujas estilizadas, enmarcado todo ello dentro de una greca ornamental que es un encaje de piedra”.

“El templo parroquial posee una elevada torre de 36.0 m hasta la veleta y 20.0 m hasta el piso del campanario. Si se observa desde el exterior se ve al momento que ha sido construida en varias etapas como lo delatan los diversos tramos de sillares, distintos en colorido, tamaño y formato”.

La elevada altura de la torre (Fig. 5.1.6) dio lugar a la leyenda de la “engañapobres”, se le conoce a la torre como tal en tanto que las gentes necesitadas que viajaban en su peregrinación a

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Santiago de Compostela por el ramal vasco-francés, que circula por el centro de la Villa de Zerratón, al ver desde la lejanía tan esplendorosa torre imaginaban una gran ciudad a sus pies de gran riqueza, ilusionándose ante la posibilidad de reposar su monotonía en una ajetreada ciudad. Si bien, al llegar, comprobaban defraudados la rutina de la pequeña Villa de Zerratón, ante las expectativas de llegar a la urbe que habían imaginado.



Fig. 5.1.6: Imagen aérea en la que se visualiza parte de la Villa de Zerratón. En dicha imagen puede contemplarse tanto la Iglesia de Nuestra Señora de la Asunción (destacado en rojo) y el complejo edilicio de Casa Fuerte (destacado en amarillo).

Es precisamente en la torre del templo parroquial de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción en donde se realizaron varios ensayos conducentes a estimar el nivel tensional en la base de la misma.

### **5.1.2 Ensayos MDT y NDT in situ.**

La finalidad de este epígrafe es el estimar el nivel tensional, a peso propio, existente en un área local de la estructura muraria que conforma la torre de la iglesia, tanto mediante gato plano simple como mediante hole drilling.

#### **5.1.2.1 Estimación del nivel tensional.**

##### **5.1.2.1.1 Gato plano simple**

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente, a nivel de planta baja, en la hoja exterior del muro portante oeste de la torre de la Iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción (Zerratón, La Rioja). La fábrica es una sillería arenisca aparejada con mortero de cal.

La Fig. 5.1.7 presenta una vista general del emplazamiento del ensayo. A su vez, La Fig. 5.1.8 ilustra el proceso de ejecución de la roza para la posterior inserción del gato plano. Por su parte, las Fig. 5.1.9 y 5.1.10 muestran sendos instantes captados durante el control de la evolución de las deformaciones de los puntos de referencia.

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se presenta la Fig. 5.1.11 en la que se ilustra el área aproximada en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso alcanza un valor de 0.874.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



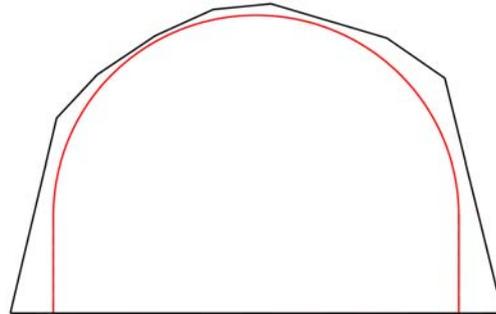
Fig. 5.1.7: Emplazamiento del ensayo de gato plano simple realizado en la hoja exterior del muro portante oeste de la torre de la Iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción (Zarratón, La Rioja).

Fig. 5.1.8: Ejecución de la roza mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.1.9 y 5.1.10: Control de la evolución de las deformaciones del área de ensayo.

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.855 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

Fig. 5.1.11: Relación entre el área de la roza ( $890.65 \text{ cm}^2$ ) y el área del gato plano ( $778.56 \text{ cm}^2$ ) del ensayo de gato plano simple realizado en la hoja exterior del muro portante oeste de la torre de la Iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción (Zarratón, La Rioja).



En las Fig. 5.1.12 y 5.1.13 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

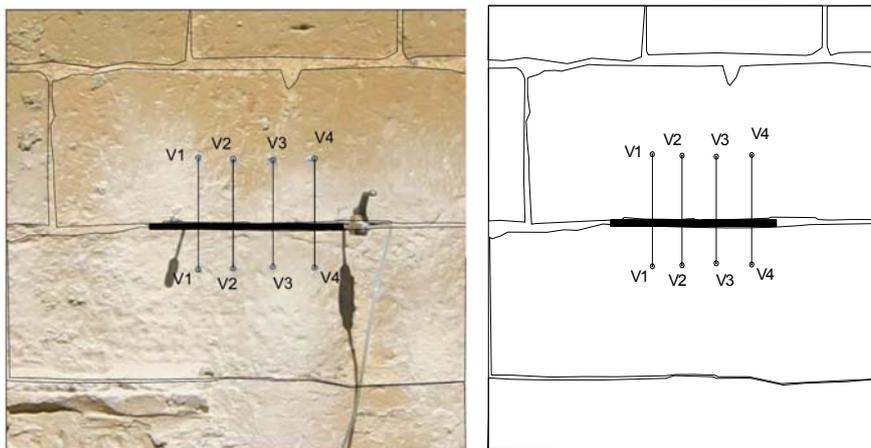


Fig. 5.1.12 y 5.1.13: Croquis del área de ensayo de gato plano simple realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.1.14 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de 1.24 MPa. Por su parte, la Fig. 5.1.15 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

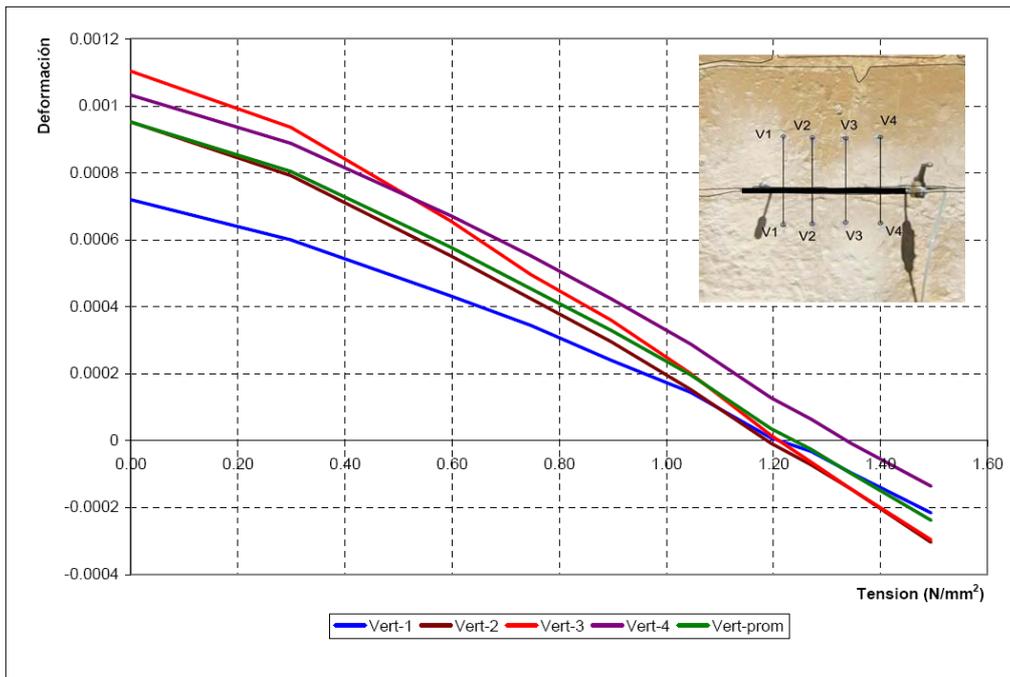
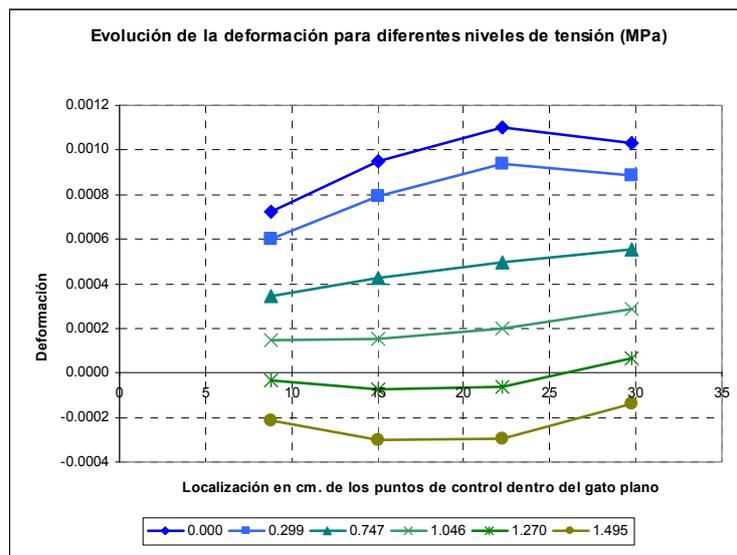


Fig. 5.1.14: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple ejecutado en la iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción de Zarratón (La Rioja). Fue obtenido una tensión en servicio de 1.24 MPa.

Fig. 5.1.15: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo Lab0916 adjunto en el Anexo 17, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.1.2.1.2 Hole drilling HD-1.

La ejecución del ensayo hole drilling tuvo como objetivo el estimar el nivel de tensiones de compresión en la parte baja del muro Oeste de la torre de la iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción de Zarratón (La Rioja, España). Dicha construcción se arma a base de una sillería arenisca, de piedra relativamente blanda, de dimensiones considerables y mortero de cal.

En la Fig. 5.1.16 se muestra una perspectiva general del emplazamiento del ensayo. Tras el pegado y conexionado de las galgas extensométricas, seguido del registro de las deformaciones hasta estabilización de las mismas, fue realizada la perforación, concéntrica con la extensometría dispuesta, empleando brocas trazadoras (Fig. 5.1.17). En la Fig. 5.1.18 se presenta un detalle de la zona de ensayo una vez finalizado éste.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.1.16: Emplazamiento general del ensayo y localización del hole drilling HD-1 dentro del conjunto del muro de fábrica.

Fig. 5.1.17: Instante captado durante la perforación del agujero.

Fig. 5.1.18: Detalle del ensayo HD-1 una vez finalizado.

En la Fig. 5.1.19 se presenta la evolución de las deformaciones registradas durante las más de dos horas de ensayo. Conviene llamar la atención de que la galga 7, pese a que se comprobó su correcto conexionado y adquisición previamente al inicio el ensayo, no registró deformaciones.

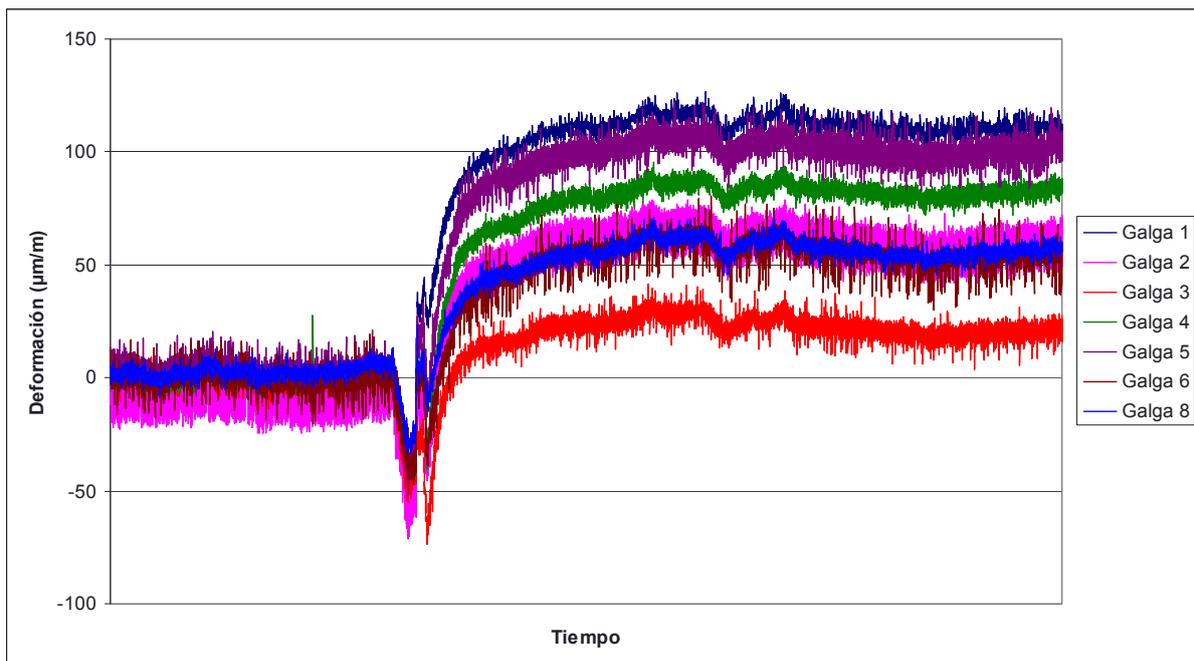


Fig. 5.1.19: Evolución de la deformación en el tiempo. La galga 7 tuvo un comportamiento erróneo que provocó el no poder disponer de las deformaciones de su área de influencia.

Tomando como origen relativo los valores de la deformación, previamente al taladrado, una vez estabilizados (Tabla 5.1.1), la gráfica de evolución de la deformación con el tiempo toma el aspecto siguiente de presentado en la Fig. 5.1.20.

Tabla 5.1.1: Deformación una vez estabilizados los registros previamente al taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	-0.1	-7.3	0.0	-0.4	4.5	-1.4	-	2.1

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

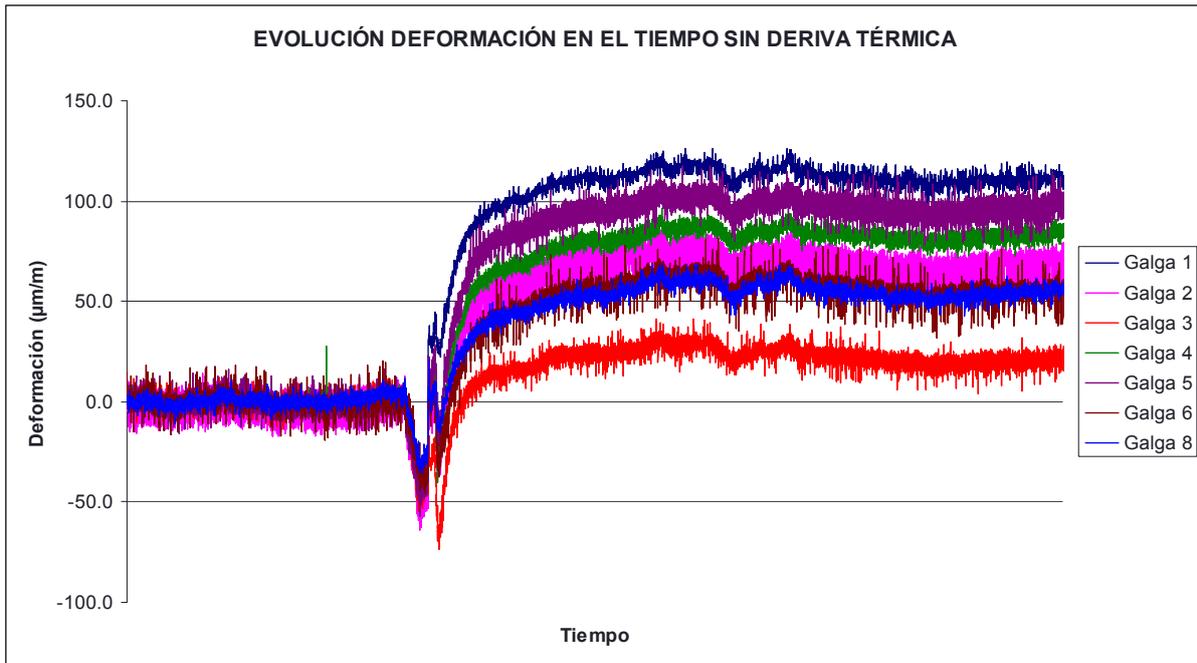


Fig. 5.1.20: Traslación de los registros con el objetivo de tomar como origen relativo para el procesamiento del ensayo, el instante en que los valores presentados por las galgas se estabilizan.

En las Fig. 5.1.21-5.1.24 se presentan cada par de galgas diametralmente opuestas.

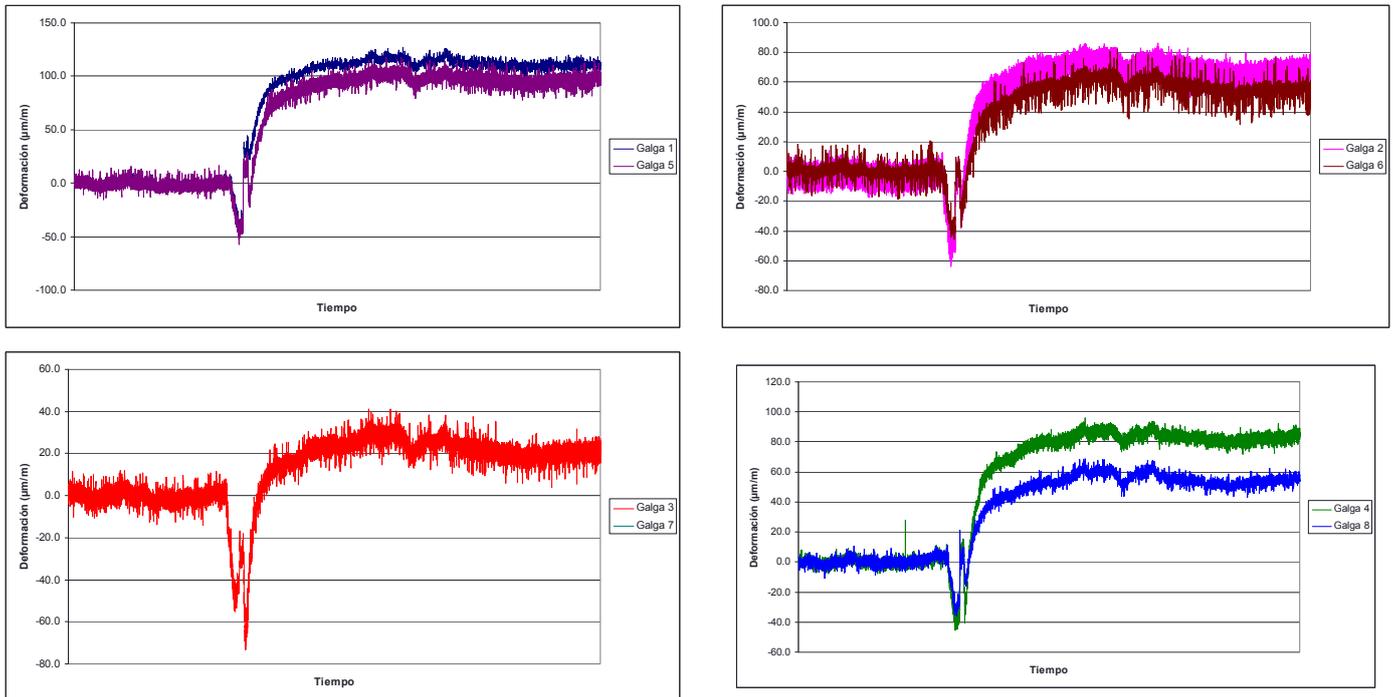


Fig. 5.1.21-5.1.24: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

Las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ , discriminando el ruido inherente a la toma de datos, durante los treinta últimos minutos del ensayo. En vista de lo referido, se considera como incremento deformacional de las galgas, tras el taladrado, los valores de la siguiente Tabla 5.1.2:

Tabla 5.1.2: Incremento deformacional registrado por las galgas extensométricas después del taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	110.5	67.1	20.5	81.8	96.0	54.4	-	53.0

Como ya se ha referido, dado que las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5$   $\mu\text{m}/\text{m}$ , se considera el registro asociado a cada una de ellas como válido. En base a las deformaciones referidas y procediendo con la teoría de la elasticidad, puede obtenerse (Tabla 5.1.3), para cada una de las combinaciones referidas, las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente, medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Tabla 5.1.3: Obtención, para cada una de las combinaciones de galgas, de las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente ( $\beta$ ), medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Combinación	Canales	$\sigma_{\max}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\sigma_{\min}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\beta$ ( $^\circ$ )	$\sigma_{\text{vert}}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
1	1, 3, 6	-0.61	-1.27	83	-1.26
2*	2, 4, 7	-	-	-	-
3	3, 5, 8	-0.57	-1.11	4	-1.11
4	4, 6, 1	-0.66	-1.3	-54	-1.28
5*	5, 7, 2	-	-	-	-
6	6, 8, 3	-0.54	-1	45	-1.00
7*	7, 1, 4	-	-	-	-
8	8, 2, 5	-0.6	-1.13	-39	-1.12
<b><math>\sigma_{\text{vert, Promedio}}</math> (<math>\text{N}/\text{mm}^2</math>)</b>					<b>-1.15</b>
<b><math>\sigma_{\text{vert, Desvest}}</math> (<math>\text{N}/\text{mm}^2</math>)</b>					<b>0.12</b>
<b>Coef. de variación</b>					<b>10.06%</b>

\* Dado que no se dispone de los datos captados por la galga 7 (dado que una vez dispuesta no se consiguió el registro de los mismos), las combinaciones 2, 5 y 7 no se tienen en lo que respecta al cálculo de la tensión vertical.

Desde un punto de vista estadístico (coeficiente de variación del orden del 10%) se han tenido en cuenta todas las combinaciones disponibles (1, 3, 4, 6 y 8). Para estas combinaciones la tensión vertical promedio estimada en el ensayo es de 1.15  $\text{N}/\text{mm}^2$  (compresión), presentando un coeficiente de variación del 10.06%.

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0918 adjunto en el Anexo 17, para una consulta más detallada de los resultados del ensayo.

### 5.1.2.1.3 Hole drilling HD-2.

La ejecución del ensayo hole drilling tuvo como objetivo el estimar el nivel de tensiones de compresión en la parte baja del muro Sur de la torre de la iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción de Zarratón (La Rioja, España). Dicha construcción se arma a base de una sillería arenisca, de piedra relativamente blanda, de dimensiones considerables y mortero de cal.

En la Fig. 5.1.25 se muestra una perspectiva general del emplazamiento del ensayo. Tras el pegado y conexionado de las galgas extensométricas, seguido el registro de las deformaciones hasta estabilización de las mismas, fue realizada la perforación, concéntrica con la extensometría dispuesta, empleando brocas trazadoras (Fig. 5.1.26). En la Fig. 5.1.27 se indica la profundidad alcanzada en la perforación. Finalmente, la Fig. 5.1.28 presenta un detalle de la zona de ensayo una vez finalizado éste.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.1.25: Emplazamiento general del ensayo y localización del hole drilling HD-2 dentro del conjunto del muro de fábrica.

Fig. 5.1.26: Instante captado durante la perforación del agujero.



Fig. 5.1.27: Profundidad alcanzada en la perforación.

Fig. 5.1.28: Detalle del ensayo HD-2 una vez finalizado.

En la Fig. 5.1.29 se presenta la evolución de las deformaciones registradas.

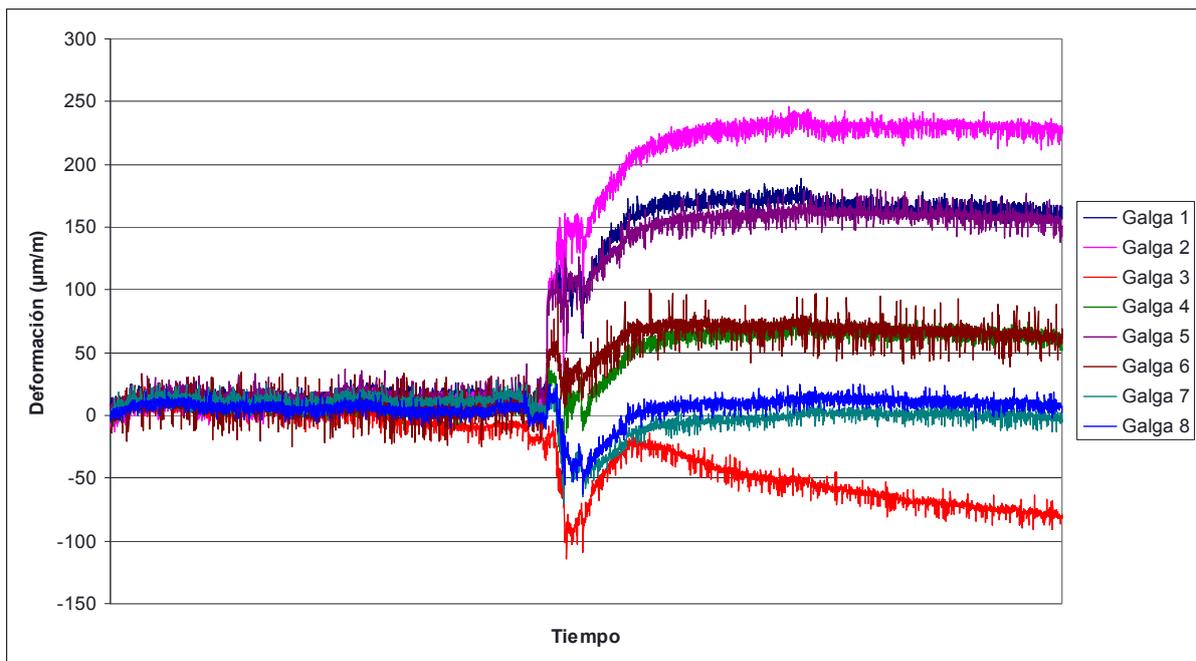


Fig. 5.1.29: Evolución de la deformación en el tiempo.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tomando como origen relativo los valores de la deformación, previamente al taladrado, una vez estabilizados (Tabla 5.1.4), la gráfica de evolución de la deformación con el tiempo toma el aspecto presentado en la Fig. 5.1.30.

Tabla 5.1.4: Deformación una vez estabilizados los registros previamente al taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	12.7	9.0	-0.1	2.1	15.6	5.6	11.8	5.6

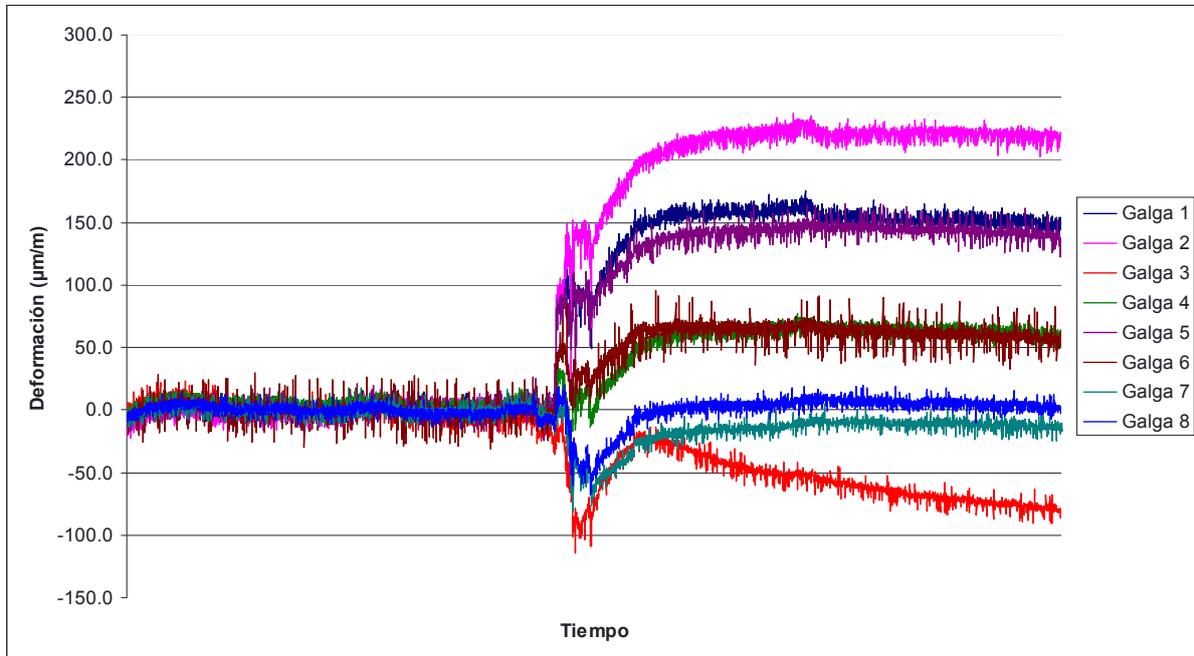


Fig. 5.1.30: Traslación de los registros con el objetivo de tomar como origen relativo para el procesado del ensayo, el instante en que los valores presentados por las galgas se estabilizan.

En las Fig. 5.1.31-5.1.34 se presentan cada par de galgas diametralmente opuestas.

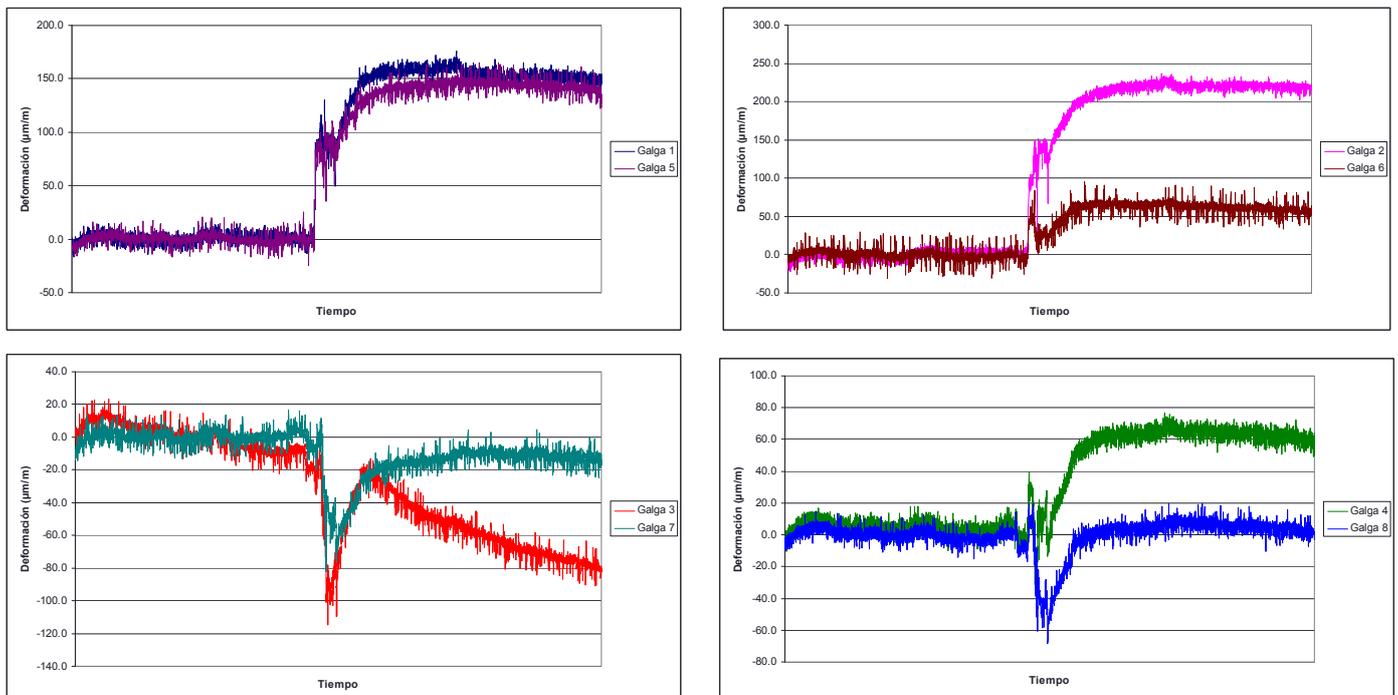


Fig. 5.1.31-5.1.34: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Durante los últimos 25 minutos de ensayo (Fig. 5.1.35 - 5.1.38), siete de las ocho galgas extensométricas presentan una clara estabilización (en general fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ ), discriminando el ruido inherente a la toma de datos, a excepción de la n° 3. Debido a lo referido, de cara a estimar el nivel tensional, se tienen en cuenta, de entrada, el incremento deformacional sufrido por todas las galgas menos el relacionado con la n° 3.

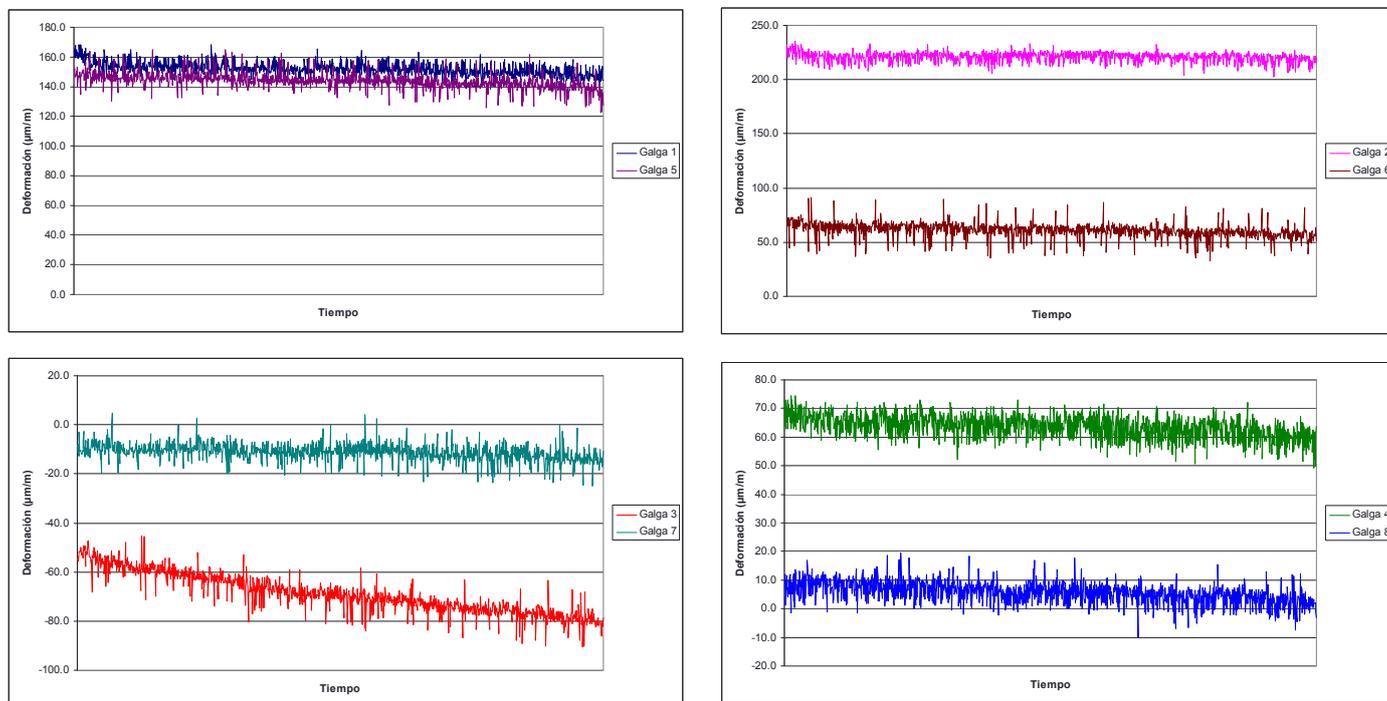


Fig. 5.1.35-5.1.38: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas), durante los últimos 25 minutos de ensayo.

Por ello, se considera como incremento deformacional de las galgas, tras el taladrado, los valores de la siguiente Tabla 5.1.5.

Tabla 5.1.5: Incremento deformacional registrado por las galgas extensométricas después del taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	152.0	220.9	-68.8	63.7	143.7	60.9	-11.2	5.6

En base a las deformaciones referidas y procediendo con la teoría de la elasticidad, puede obtenerse (Tabla 5.1.6), para cada una de las combinaciones referidas, las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\text{max}}$  y  $\sigma_{\text{min}}$ , el ángulo existente, medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Desde un punto de vista estadístico (coeficiente de variación del orden del 10%) no se ha tenido en cuenta la combinación 2, esto sumado a la falta de tendencia de la galga n° 3 a un valor de la deformación final estable, hace que las combinaciones tenidas en cuenta para la estimación del nivel tensional sean las 4, 5, 7 y 8. Para estas combinaciones la tensión vertical promedio estimada en el ensayo es de  $1.62 \text{ N/mm}^2$  (compresión), presentando un coeficiente de variación de 9.68%.

En la Tabla 5.1.7 adjunta se relaciona el nivel de tensión vertical promedio, su desviación típica y su coeficiente de variación en función de las combinaciones de galgas adoptado. Como puede apreciarse a medida que se discriminan las combinaciones, cuyo nivel tensional vertical se diferencie del valor promedio obtenido para cada conjunto de combinaciones una magnitud mayor que la desviación típica calculada para cada conjunto de éstas, el coeficiente de variación disminuye.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.1.6: Obtención, para cada una de las combinaciones de galgas, de las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente ( $\beta$ ), medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Combinación	Canales	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$ (°)	$\sigma_{\text{vert}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1*	1, 3, 6	0.21	-1.4	-85	-1.39
2**	2, 4, 7	-0.81	-3.29	59	-3.14
3*	3, 5, 8	0.26	-1.34	8	-1.31
4	4, 6, 1	-0.26	-1.54	-45	-1.54
5	5, 7, 2	0.28	-2.2	-58	-1.50
6*	6, 8, 3	0.28	-1.24	53	-1.21
7	7, 1, 4	-0.43	-1.6	2	-1.60
8	8, 2, 5	-0.83	-2.43	-8	-1.85
<b><math>\sigma_{\text{vert, Promedio}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>-1.62</b>
<b><math>\sigma_{\text{vert, Desvest}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>0.16</b>
<b>Coef. de variación</b>					<b>9.68%</b>

\* Las combinaciones 1, 3 y 6 no se consideran dado que la galga nº 3 no alcanzó un valor estable para su deformación final.

\*\* Desde un punto de vista estadístico, tampoco se tiene en cuenta la galga 2.

Tabla 5.1.7: Obtención, para diferentes combinaciones de galgas, la tensión vertical promedio existente, la desviación típica y el coeficiente de variación relacionado.

Combinaciones	$\sigma_{\text{vert, Promedio}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{vert, Desvest}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Coef. de variación
2, 4, 5, 7 y 8	1.93	0.69	35.94%
4, 5, 7 y 8	1.62	0.16	9.68%
4, 5 y 7	1.55	0.05	3.25%

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0917 adjunto en el Anexo 17, para la consulta más detallada del ensayo.

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.1.8.

Tabla 5.1.8: Resultados de los ensayos de gato plano simple y hole drilling realizados en la torre de la iglesia de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de la Asunción de Zarratón (La Rioja, España).

Fecha	Cód.	Comentarios	Ubicación	$\sigma_{\text{servicio}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{gato plano}}/\sigma_{\text{hole drilling}}$
27-08-09	FJS	Sillería arenisca	Planta baja del <b>muro Oeste</b> de la Iglesia de N <sup>a</sup> S <sup>a</sup> de la Asunción (Zarratón, La Rioja)	1.24	1.08
27-08-09	HD-1	Sillería arenisca	Planta baja del <b>muro Oeste</b> de la Iglesia de N <sup>a</sup> S <sup>a</sup> de la Asunción (Zarratón, La Rioja)	1.15	
26-08-09	HD-2	Sillería arenisca	Planta baja del muro Sur de la Iglesia de N <sup>a</sup> S <sup>a</sup> de la Asunción (Zarratón, La Rioja)	1.62	-

La tensión teórica media existente en la base de la torre, suponiendo que el cimborrio de coronación es macizo en un 80% es de 0.52 MPa (no se ha tenido en cuenta el peso de la escalera que asciende hasta las campanas por el interior de la torre).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

$$\sigma = 20m \cdot 2250 \frac{kg}{m^3} + \left[ \left( \frac{1}{3} \pi \cdot \frac{6^2}{4} \cdot 16m^3 \right) \cdot 2250 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.80 \right] / 32 \cdot 1.2m^2 = 45000 \frac{kg}{m^2} + 7068.6 \frac{kg}{m^2} = 0.52MPa$$

EL hecho de que el nivel tensional teórico estimado sea del orden de la mitad que el medido experimentalmente puede deberse a que el muro, supuesto de 1.20 m de grosor no esté formado por una sillería de buena calidad en todo su espesor y debido a ello las cargas se concentran en sus hojas externas.

Puede comprobarse como los niveles tensionales medidos en el muro Oeste están en torno a los 1.20 MPa, mientras que los determinados en el muro Sur rondan los 1.60 MPa. Dicha diferencia de carga puede justificarse en base a que el cimborrio de coronación de la iglesia no está centrado respecto al cuerpo prismático de la misma, sino que está desplazado, en el eje Oeste-Este, hacia el Este (Fig. 5.1.39 y 5.1.40).

En base a lo referido, lo lógico es que los muros Norte, Sur y Este tendrían unos niveles tensionales más o menos del mismo orden (en la dirección Norte-Sur si que se encuentra centrado, Fig. 5.1.41 y 5.1.42), mientras que el muro Oeste lo tendría algo menor, como así se ha constatado.



Fig. 5.1.39 y 5.1.40: Perspectivas de la iglesia de Nª Sª de la Asunción de Zarratón en la que puede apreciarse como el cimborrio de coronación del cuerpo prismático de la misma no está centrado en la dirección Oeste-Este.



Fig. 5.1.41 y 5.1.42: Perspectivas de la iglesia de Nª Sª de la Asunción de Zarratón en la que puede apreciarse como el cimborrio de coronación del cuerpo prismático de la misma está centrado en la dirección Norte-Sur.

## 5.2 Campaña experimental desarrollada en muros de mampostería arenisca de la Casona-Palacio de Casa Fuerte, s. XVI (Zarratón, La Rioja).

### 5.2.1 Introducción.

La propiedad del inmueble, hasta la nueva adquisición, perteneció a los Condes de Casa Fuerte. El título nobiliario de Conde de Casa Fuerte fue otorgado el 9 de marzo de 1747 a José de Montoya-Salazar y Orbaneja (Quesada 2006), Corregidor de la ciudad de Lima, por el rey Fernando VII debido al servicio que este personaje prestó a la corona. Posteriormente tras muchos años y confusiones, Elías de Montoya reactivó el título, regentándolo desde entonces hasta nuestros días la familia del mismo nombre. Actualmente, el actual titular es María Teresa Adanez y Montoya.

Dicha familia tenía bastas propiedades a lo largo del país, sobretodo en la provincia de Toledo, cuna de la noble estirpe. En Zarratón (La Rioja) además de estas fincas urbanas contaban con grandes extensiones de terreno. Eran los nobles por excelencia del municipio teniendo a su cargo muchos vecinos del pueblo que garantizaban el mantenimiento y laboreo de sus tierras.

La marcada segregación clasista está claramente reflejada en la división y en la calidad de los espacios de todo el edificio (Fig. 5.2.1). Por una parte tenemos el palacio propiamente dicho, ubicado en la segunda planta del edificio central dotado con una amplia escalinata pétreica de entrada y por otra de granito que les conducía desde la planta baja hasta sus aposentos. Las dependencias del palacio están perfectamente enmarcadas por suelos de mosaico y alicatados en las paredes de una preciosa y antiquísima cerámica toledana. Las habitaciones, espaciosas, tenían amplias balconadas o ventanales en su defecto. Dichas dependencias, actualmente, se están reacondicionando con el objetivo de albergar un hotel.

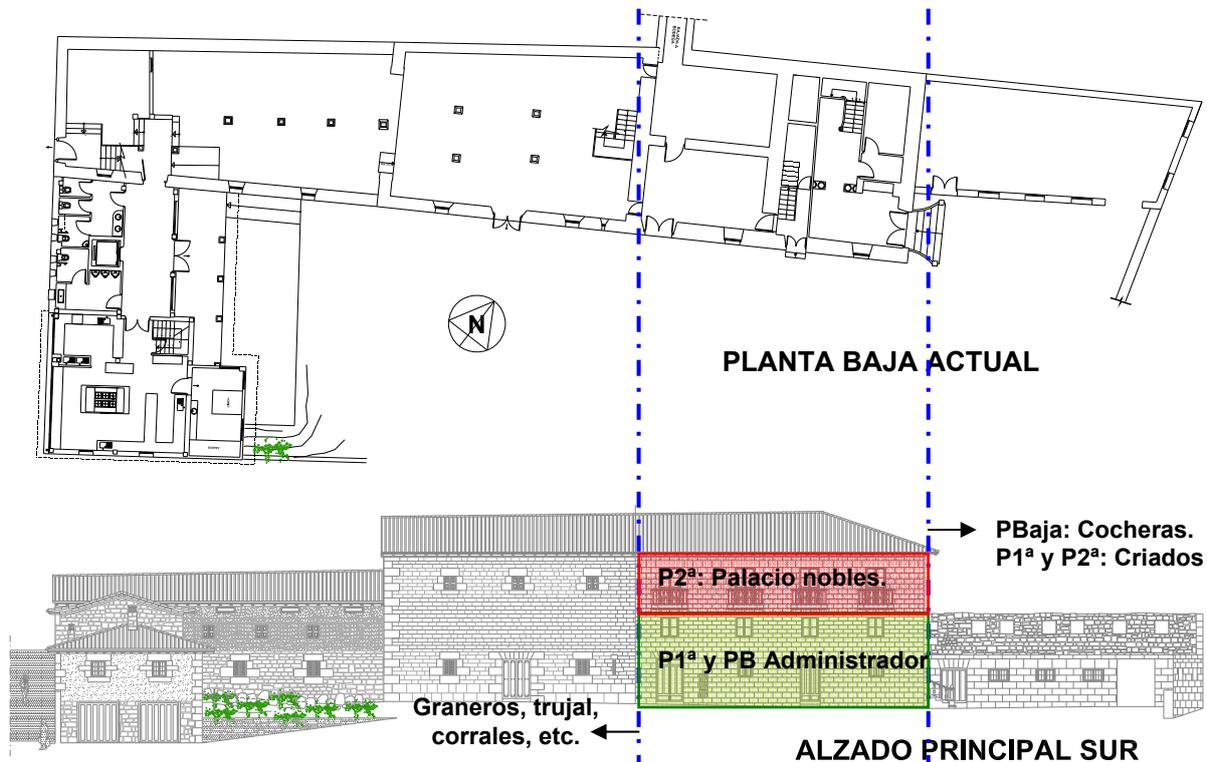


Fig. 5.2.1: Compartimentación del complejo edilicio sito en Zarratón (La Rioja).

En el piso inferior al palacio (Planta 1ª) tenía residencia el Administrador. Como su nombre dice era el encargado de administrar los bienes de los señores en el municipio. Las habitaciones son más pequeñas, los muebles más pobres no existiendo ya cerámica en suelos y paredes, sino que las paredes se cubrían de papel y los suelos de tablón. Tenía acceso al edificio diferente que el de

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

los nobles, teniendo prohibido el acceso al palacio y a la escalinata principal salvo que fuese requerido en audiencia por los condes.

En el edificio que se adosa al palacio, más estrecho de planta y de construcción posterior (a excepción de la planta baja), vivían los criados. Las habitaciones eran muy pequeñas, sin más mobiliario que una pequeña cama y un armario, en ocasiones ni siquiera tenían ventana para ventilación. Una habitación presenta una marcada mejora respecto de las demás la cual era habitada por la Gobernanta de la casa, tenía ventana amplia y pila de baño propia así como algún que otro mueble. Los criados estaban siempre a las órdenes de sus señores teniendo como trabajo hacerles la estancia lo más cómoda posible.

La planta baja de este edificio albergaba las cocheras en las que una calesa y una diligencia estaban dispuestas permanentemente al requerimiento de los nobles; también existían diversos cuartos, uno de los cuales era la residencia de los cocheros.

Adosados al palacio por su lado Oeste había graneros, Fig. 5.2.2, distribuidos en silos (antaño todo era bodega) y un trujal con una imponente prensa, Fig. 5.2.3, (lugares donde actualmente se ubican los salones del restaurante Palacio de Casafuerte).



Fig. 5.2.2: Espacio correspondiente con un antiguo granero, previamente bodega, tras la rehabilitación realizada como restaurante.

Fig. 5.2.3: Trujal con su prensa para el prensado de la vid, actualmente dicho espacio se corresponde con el bar-recepción del restaurante.

También había corrales, cocinas y un horno, de los que no queda constancia. En los lugares donde se encontraban dichas edificaciones auxiliares se construyeron las cocinas, asadores y baños que dan servicio al restaurante.

En las traseras de este conjunto de edificios y separada por una calleja, existe otra finca con una pequeña edificación denominada “las Bordelesas”, que era la bodega primitiva de producción de vino del palacio; en el subsuelo de la misma existen tres “calados” (Fig. 5.2.4 y 5.2.5) de elaboración y guarda de vino, con entrada desde la planta baja del palacio.

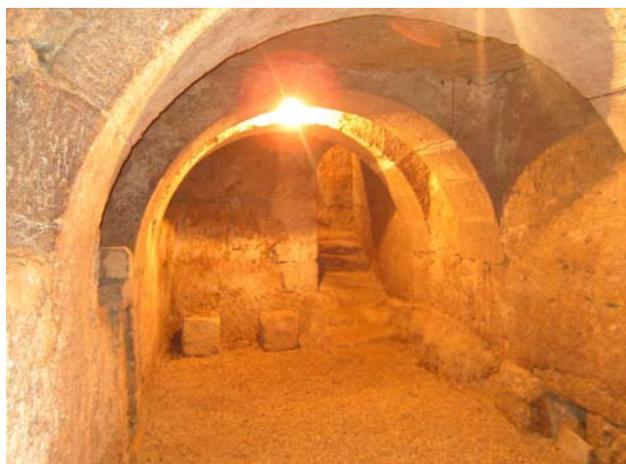
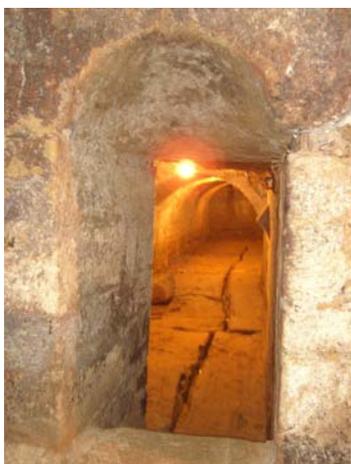


Fig. 5.2.4 y 5.2.5: Dos de los tres calados del complejo.

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

La mayor parte de las fachadas principales, al Sur, se componen de una sillería arenisca, por su parte las fachadas al Norte y Oeste se arman a base de mampostería arenisca.

Como ya se ha referido, el edificio central (el palacio) cuya edificación inicial podría ser anterior al siglo XVI, tiene adosado a su muro Este otro volumen posterior (dependencias de los criados y cocheras). La entrada principal del palacio no queda ubicada en la fachada principal Sur, sino en el muro Este referido. Dicha entrada está materializada mediante un arco de medio punto, con una sencilla portada de pilastras, friso y cornisa con remates laterales, sobre la que se encuentra un escudo, bajo yelmo, en cartela, con trece estrellas. En la clave del arco, se lee una inscripción con fecha 1918, año que corresponde con una remodelación realizada en el inmueble. Los volúmenes centrales del complejo están rematados en cornisa de piedra moldurada. Este edificio está declarado por el Plan General de Ordenación Urbana de Zaratón como edificio de interés Histórico y Arquitectónico, teniendo tratamiento en un catálogo independiente.

Por su parte, el edificio aludido, adosado<sup>1</sup> al Este del palacio, en origen con planta baja más dos alzadas, es de sillería en la planta baja de su fachada Sur, y de mampostería en planta baja de los muros Norte y Este y en planta primera del muro Norte, el resto de la construcción presentaba muros de peor calidad (con zonas extensas materializadas con adobe). Dicho edificio, previamente a la rehabilitación que se está desarrollando, se encontraba en serio riesgo de colapso estructural, circunstancia que motivó la demolición de los lienzos de fábrica de peor calidad dado el peligro de caída inminente.

### **5.2.2 Ensayos MDT in situ.**

La finalidad de este epígrafe fue proceder a la caracterización mecánica (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson) de la mampostería de piedra arenisca existente en el edificio adosado al Este del Palacio de Casa Fuerte (Zaratón, La Rioja) mediante la técnica de gato plano doble. Igualmente, también fue realizado un ensayo dilatométrico en una partición interior de adobe existente en el bajo cubierta del Palacio.

Previamente, en la Fig. 5.2.6 se localizan, dentro de la planta baja del complejo edilicio, los ensayos realizados.

#### **5.2.2.1 Gato plano doble FJD-1.**

El ensayo FJD-1 tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de la hoja interna de un muro de fábrica de dos hojas, compuesta a base de una mampostería de piedra arenisca, armada con mortero de cal.

Fig. 5.2.7: Instante tomado durante el proceso de corte para la inserción del gato plano vertical.



Fig. 5.2.8: Proceso de presurización de los gatos planos.



En la Fig. 5.2.7 siguiente se muestra un instante tomado durante el proceso de corte para la inserción del gato plano vertical. Por su parte la Fig. 5.2.8 ilustra un proceso de presurización de los gatos planos, una vez introducidos, correspondiente a uno de los ciclos de carga ejecutados.

<sup>1</sup> Objeto de la campaña experimental mediante gatos planos.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

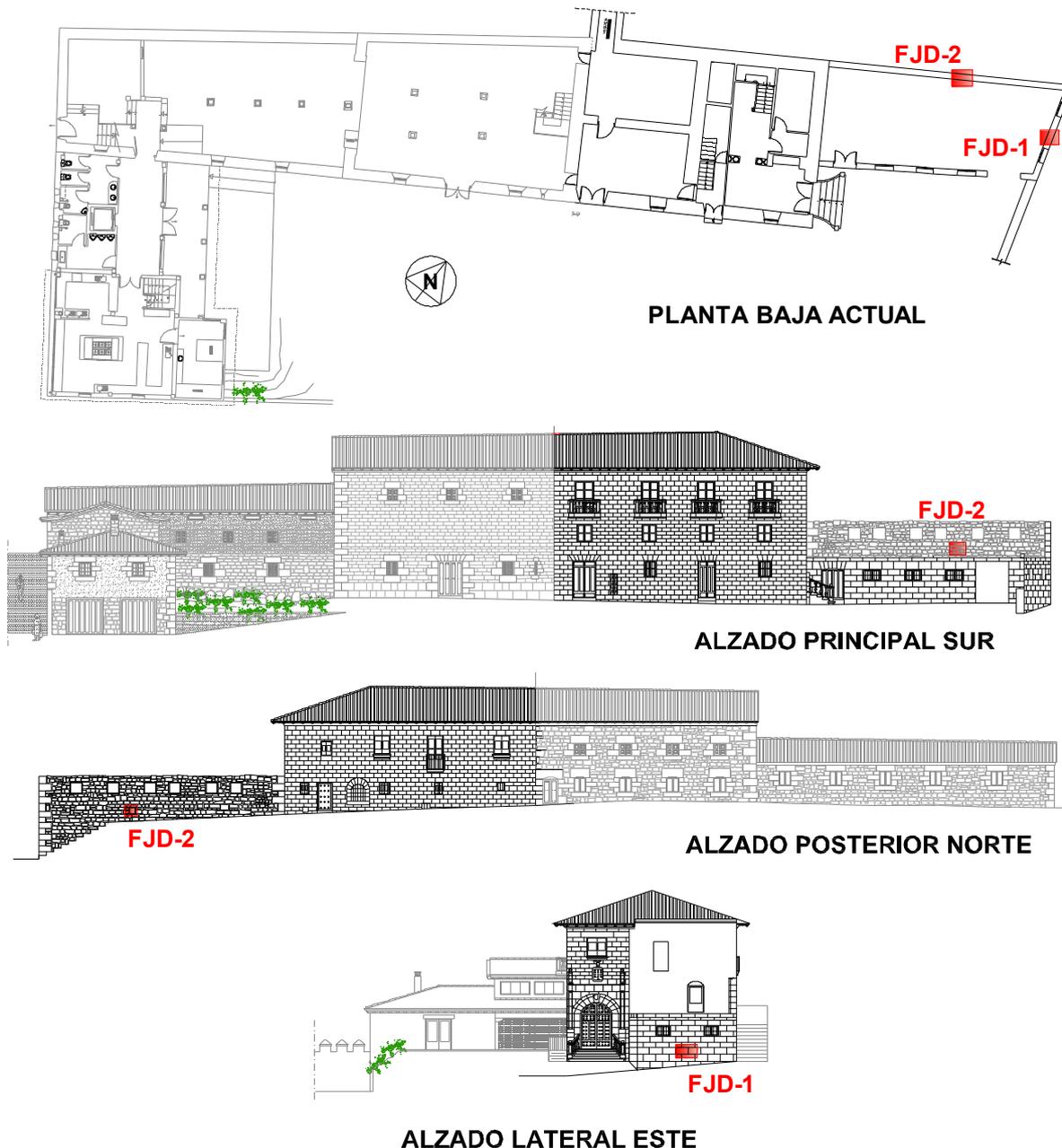


Fig. 5.2.6: Localización de los ensayos de gato plano doble ejecutados en la hoja interna del muro Este del edificio anexo (FJD1) y en la hoja externa del muro Norte del edificio anexo (FJD2). Igualmente, en los croquis se ha sombreado en color gris la parte de la construcción que para la fecha de la redacción de esta tesis doctoral ya se había rehabilitado (para su uso como restaurante), mientras que se ha marcado en negro las trazas de los volúmenes que se encuentran en fase de rehabilitación en la actualidad (para su uso futuro como hotel).

Por su parte las Fig. 5.2.9 y 5.2.10 refieren dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical fue de 400 mm, mientras que la longitud de control horizontal fue de 200 mm.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Fig. 5.2.9: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 400 mm).



Fig. 5.2.10: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.2.11 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.2.13 para el gato plano inferior.

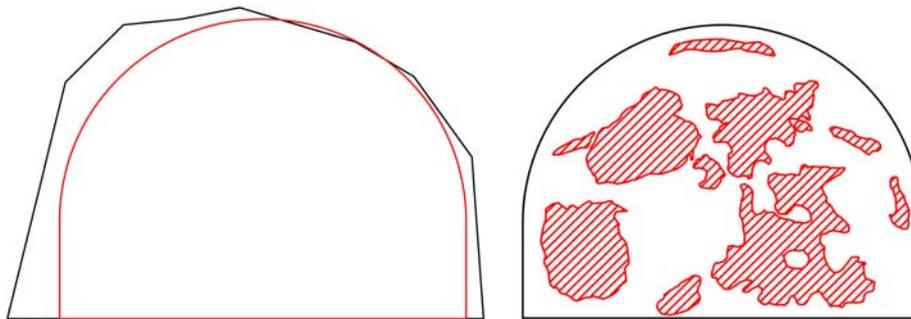


Fig. 5.2.11: Relación entre el área de la roza ( $889.50 \text{ cm}^2$ ) y el área del gato plano superior del ensayo FJD-1 ( $778.56 \text{ cm}^2$ ).

Fig. 5.2.12: Área de contacto entre el gato plano superior del ensayo FJD-1 y el muro ( $273.37 \text{ cm}^2$ ).

En la Fig. 5.2.12 se ha indicado el área de contacto entre el gato plano superior y el muro de mampostería. Para ello en el instante de inserción de los gatos planos se dispuso entre dos láminas de papel otra de papel carbonoso (calco), con la finalidad de que en las láminas de papel quedasen impresas, por acción del calco, los puntos en los que existía una presión efectiva entre el gato plano y el muro. Por su parte, referir que el área de contacto entre el gato plano inferior y el muro no pudo estimarse dado que las láminas de papel dispuestas quedaron muy dañadas en el proceso de extracción del gato plano inferior.

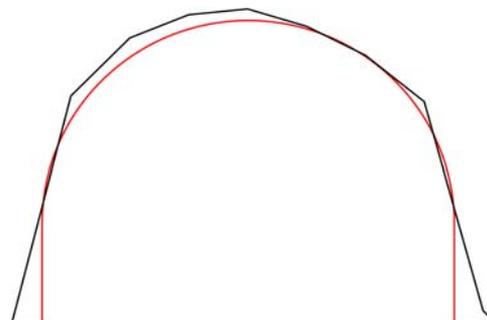


Fig. 5.2.13: Relación entre el área de la roza ( $828.00 \text{ cm}^2$ ) y el área del gato plano inferior del ensayo FJD-1 ( $778.56 \text{ cm}^2$ ).

En base a las áreas obtenidas tanto para las rozas ejecutadas, como para el área efectiva de contacto, y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval  $350 \times 260 \times 3.5 \text{ mm}$ ), es posible obtener diferentes relaciones geométricas ( $k_a$ ). En la Tabla 5.2.1 se resumen los factores geométricos obtenidos.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.2.1: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo FJD-1.

	Factores geométricos, $k_a$ , FJD-1		
	Áreas (cm <sup>2</sup> )	Constantes derivadas	
Gato plano superior (Fig. 5.2.11 y 5.2.12)	$A_{roza}$	889.50	$K_{gato-roza}$ 0.875
	$A_{gato}$	778.56	$K_{contacto-gato}$ 0.351
	$A_{contacto}$	273.37	$K_{contacto-roza}$ 0.307
Gato plano inferior (Fig. 5.2.13)	$A_{roza}$	828.00	$K_{gato-roza}$ 0.940
	$A_{gato}$	778.56	$K_{contacto-gato}$ -
	$A_{contacto}$	-	$K_{contacto-roza}$ -

A su vez, en la Tabla 5.2.2 se presentan los valores medios obtenidos para dichos factores geométricos.

Tabla 5.2.2: Valores medios obtenidos para los factores geométricos,  $k_a$ , involucrados en el ensayo FJD-1.

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-1	
$K_{gato-roza}$	0.908
$K_{contacto-gato}$	0.351
$K_{contacto-roza}$	0.307

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.713 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.2.14 se presentan los resultados obtenidos para los cuatro puntos de control vertical y los dos horizontales tras la realización de 4 ciclos de carga y descarga. Las curvas obtenidas para los seis puntos de control resultaron satisfactorias.

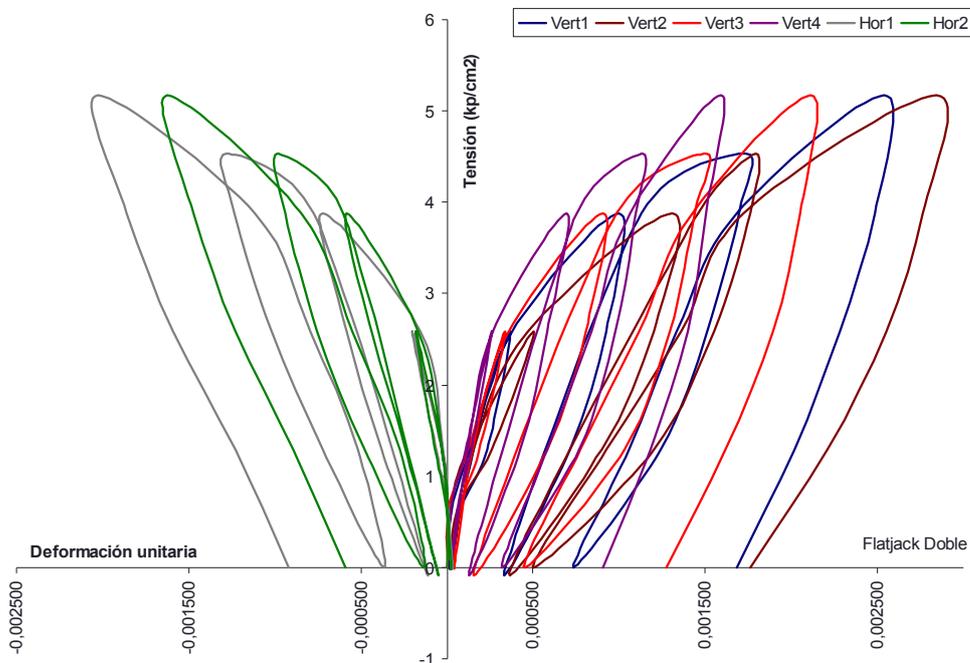


Fig. 5.2.14: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 400 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

Finalmente, en la Fig. 5.2.15 se presenta las leyes tensión – deformación promedio obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control verticales, como para los horizontales.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

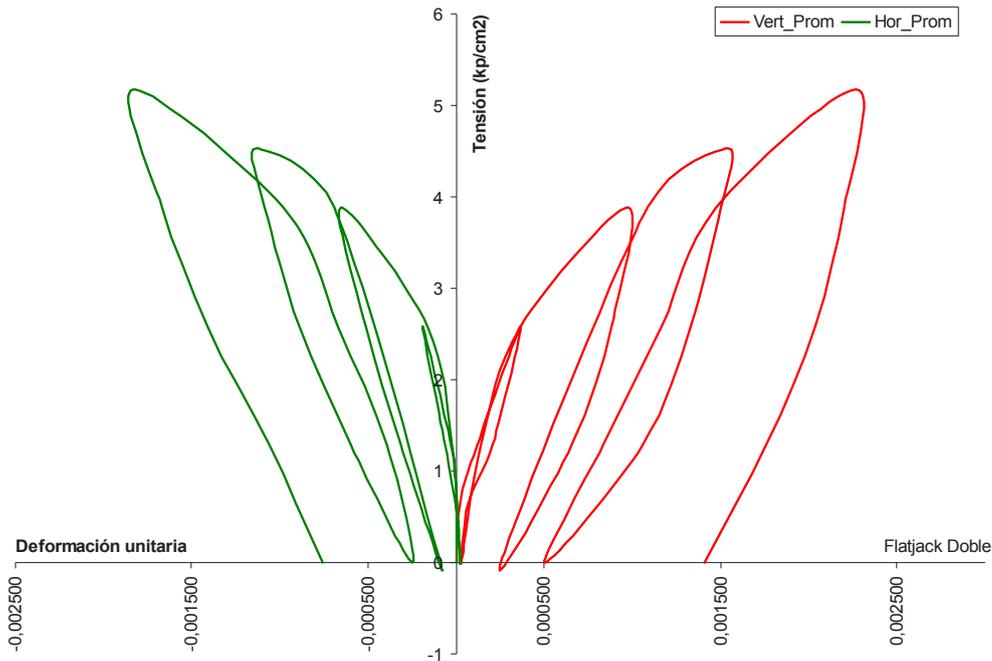


Fig. 5.2.15: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo FJD-1.

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 0.25 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.2.16 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente de los mismos. A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 0.55 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es muy próximo a la unidad.

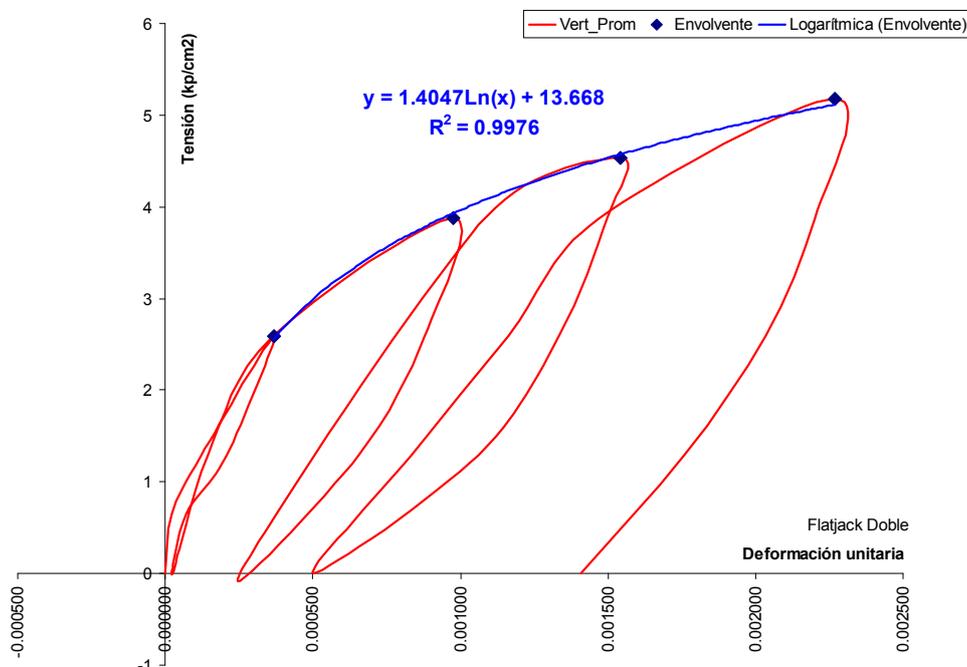


Fig. 5.2.16: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9976$ ).

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.2.14 y 5.2.15) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha mampostería arenisca. Dichos parámetros mecánicos serán función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.2.3 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos realizados considerando como factor geométrico el que relaciona el área del gato plano con el área de las rozas ejecutadas ( $K_{\text{gato-roza}}$ ). Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.2.3: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo FJD-1 empleando como factor geométrico  $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ .

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p_1-p_2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p_1-p_2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p_1-p_2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	4	7,032	5,135	7,702	9,953	7,456	-0.25
2	0	4	7,188	5,935	8,189	10,606	7,980	-
3	0	6	4,901	3,581	4,711	6,221	4,854	-
4	0	4	4,313	3,023	3,897	4,939	4,043	-
							<b>6,083</b>	<b>-0.25</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p_1-p_2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p_1-p_2}$ ).

De la misma forma podrían obtenerse las características mecánicas teniendo en cuenta los factores geométricos que relacionan el área del gato y el área efectiva de contacto entre el gato plano y el muro ( $K_{\text{contacto-gato}}$ ), o el que relaciona las áreas de las rozas con dicha área de contacto ( $K_{\text{contacto-roza}}$ ). Un resumen de las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos empleando los diferentes factores geométricos obtenidos se presentan en la Tabla 5.2.4.

Tabla 5.2.4: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo FJD-1 empleando los diferentes factores geométricos,  $k_a$ , calculados.

Ciclo	$p_1$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$k_m$	$K_a$		$E_{p_1-p_2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p_1-p_2\_promedio}$
				$K_{\text{gato-roza}}$	$K_{\text{contacto-roza}}$		
1	0	4	0.713	$K_{\text{gato-roza}}$	0.908	7,456	-0.25
				$K_{\text{contacto-gato}}$	0.351	2,882	-0.25
				$K_{\text{contacto-roza}}$	0.307	2,521	-0.25
2	0	4	0.713	$K_{\text{gato-roza}}$	0.908	7,980	-
				$K_{\text{contacto-gato}}$	0.351	3,085	-
				$K_{\text{contacto-roza}}$	0.307	2,698	-
3	0	6	0.713	$K_{\text{gato-roza}}$	0.908	4,854	-
				$K_{\text{contacto-gato}}$	0.351	1,876	-
				$K_{\text{contacto-roza}}$	0.307	1,641	-
4	0	4	0.713	$K_{\text{gato-roza}}$	0.908	4,043	-
				$K_{\text{contacto-gato}}$	0.351	1,563	-
				$K_{\text{contacto-roza}}$	0.307	1,367	-

Como conclusión, aceptando el considerar como factor geométrico,  $k_a$ , el que relaciona el área del gato plano con el área de las rozas ejecutadas ( $K_{\text{gato-roza}}$ ), podría considerarse un módulo de elasticidad secante de 608.3 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.25.

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0914 adjunto en el Anexo 18, para la consulta más detallada del ensayo.

En las Fig. 5.2.17 - 5.2.18 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

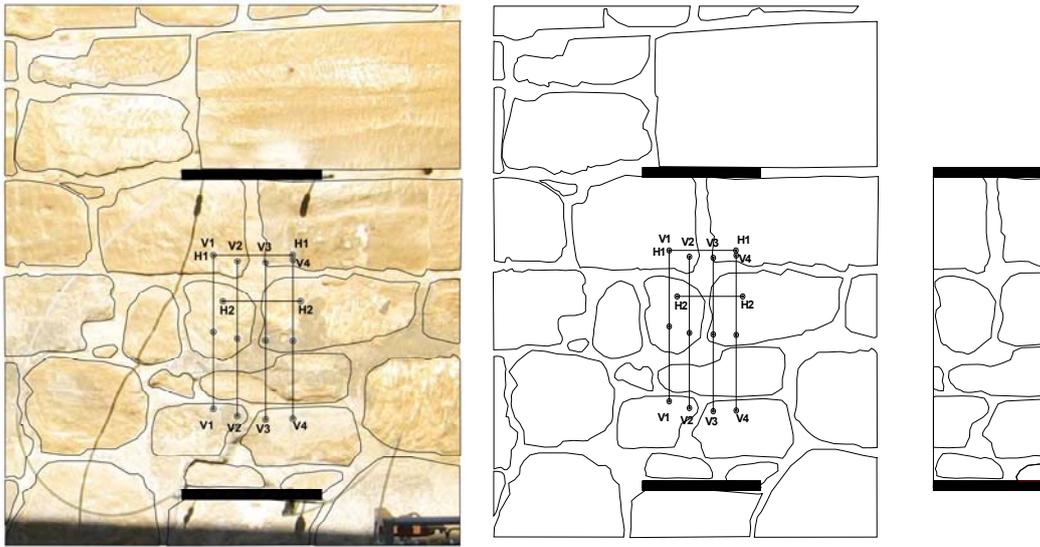


Fig. 5.2.17 y 5.2.18: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.2.19: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.2.19 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una mampostería de arenisca blanda y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.2.5 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.2.5: Área total, de piedras y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.2.19. Relación entre el área de mortero y el área de las piedras.

$A_{\text{total}} \text{ (cm}^2\text{)}$	2,750.82
$A_{\text{piedras}} \text{ (cm}^2\text{)}$	2,143.32
$A_{\text{mortero}} \text{ (cm}^2\text{)}$	607.50
<b><math>A_{\text{mortero}}/A_{\text{piedras}}</math></b>	<b>0.28</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>608.3</b>

Para finalizar conviene realizar una serie de comentarios sobre los resultados obtenidos. Tanto el módulo de deformación como la tensión de rotura estimada presentan valores bastante bajos. La justificación de dicho comportamiento podría encontrarse, en parte, en que la piedra arenisca movilizada en la construcción es muy porosa y blanda, y por ende de prestaciones mecánicas reducidas, y en que el aparejo empleado involucra una cantidad significativa de mortero de cal (28%). Ambas circunstancias influyen en que tanto la rigidez como la resistencia de la mampostería se vean reducidas. Ahora bien, el factor fundamental que ha afectado a los resultados se relaciona con que no existía un nivel de carga vertical suficiente (Fig. 5.2.20) como para garantizar una adecuada transmisión de la presión introducida por los gatos, a la porción de la fábrica sometida a ensayo; como consecuencia de dicho fenómeno se produjo, literalmente, un levantamiento de la porción de fábrica ubicada sobre el gato plano superior, efecto que se manifestó en un agrietamiento aparente, a 45°, partiendo del borde libre izquierdo del gato plano superior (Fig. 5.2.21). Dicho agrietamiento apareció a un nivel de presión instalado en el gato de 6 Ba (tensión equivalente en el muro de 0.39 MPa).

Como conclusión puede apuntarse que la fiabilidad de los ensayos de gato plano debe de ponerse en entredicho cuando el nivel tensional vertical existente sea muy bajo (Binda y Tiraboschi 1999a; Roque 2002), circunstancia que acaeció en el caso presentado.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.2.20: Configuración general del ensayo. Puede apreciarse como el muro de fábrica ensayado finaliza en la parte superior de la fotografía, por ello que el nivel de carga existente en la zona de ensayo fuera muy reducido.

Fig. 5.2.21: Agrietamiento a 45° motivado por el levantamiento de la porción de fábrica existente sobre el gato plano superior debido a una reacción insuficiente.

### 5.2.2.2 Gato plano doble FJD-2.

El ensayo FJD-2 tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de la hoja externa de un muro de fábrica de dos hojas, compuesta a base de una mampostería de piedra arenisca, armada con mortero de cal.

En la Fig. 5.2.22 siguiente se muestra un instante tomado durante el proceso de corte para la inserción del gato plano vertical. Por su parte las Fig. 5.2.23 y 5.2.24 refieren dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical fue de 400 mm, mientras que la longitud de control horizontal fue de 200 mm.



Fig. 5.2.22: Instante tomado durante el proceso de corte para la inserción del gato plano vertical.

Fig. 5.2.23: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 400 mm).

Fig. 5.2.24: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trato de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.2.25 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.2.27 para el gato plano inferior.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

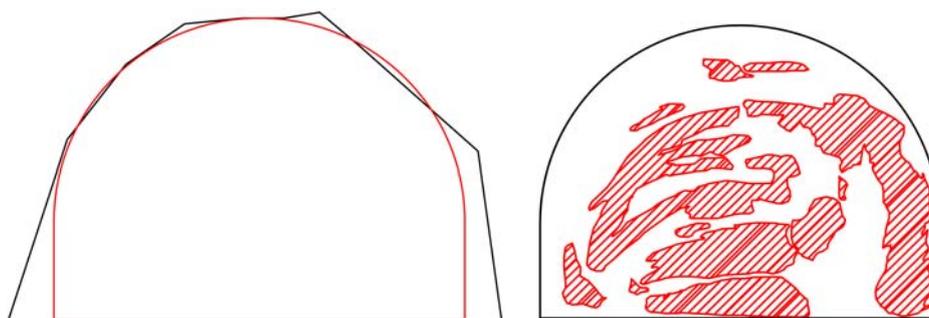


Fig. 5.2.25: Relación entre el área de la roza (841.75 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano superior del ensayo FJD-1 (778.56 cm<sup>2</sup>).

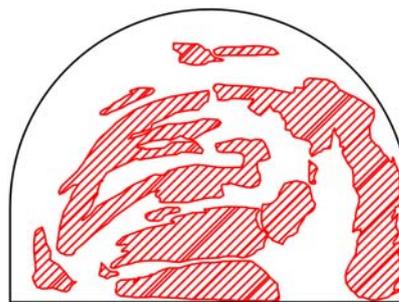


Fig. 5.2.26: Área de contacto entre el gato plano superior del ensayo FJD-1 y el muro (320.66 cm<sup>2</sup>).

En la Fig. 5.2.26 se han indicado el área de contacto entre el gato plano superior y el muro de mampostería. A su vez, en la Fig. 5.2.28 se ha indicado el área de contacto entre el gato plano inferior y el muro de mampostería. Para ello en el instante de inserción de los gatos planos se dispuso entre dos láminas de papel otra de papel carbonoso (calco), con la finalidad de que en las láminas de papel quedasen impresas, por acción del calco, los puntos en los que existía una presión efectiva entre el gato plano y el muro.

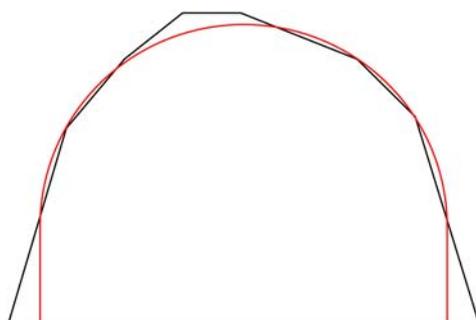


Fig. 5.2.27: Relación entre el área de la roza (804.50 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano inferior del ensayo FJD-1 (778.56 cm<sup>2</sup>).



Fig. 5.2.28: Área de contacto entre el gato plano inferior del ensayo FJD-1 y el muro (308.19 cm<sup>2</sup>).

En base a las áreas obtenidas tanto para las rozas ejecutadas, como para el área efectiva de contacto, y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes relaciones geométricas ( $k_a$ ). En la Tabla 5.2.6 se resumen los factores geométricos obtenidos.

Tabla 5.2.6: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo FJD-2.

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-2					
		Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas	
Gato plano superior (Fig. 5.2.25 y 26)	$A_{roza}$	841.75		$K_{gato-roza}$	0.925
	$A_{gato}$	778.56		$K_{contacto-gato}$	0.412
	$A_{contacto}$	320.66		$K_{contacto-roza}$	0.381
Gato plano inferior (Fig. 5.2.27 y 28)	$A_{roza}$	804.50		$K_{gato-roza}$	0.968
	$A_{gato}$	778.56		$K_{contacto-gato}$	0.396
	$A_{contacto}$	308.19		$K_{contacto-roza}$	0.383

A su vez, en la Tabla 5.2.7 se presentan los valores medios obtenidos para dichos factores geométricos.

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.855 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.2.7: Valores medios obtenidos para los factores geométricos,  $k_a$ , involucrados en el ensayo FJD-2.

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-2	
$K_{\text{gato-roza}}$	0.946
$K_{\text{contacto-gato}}$	0.404
$K_{\text{contacto-roza}}$	0.382

En la Fig. 5.2.29 se presentan los resultados obtenidos para los cuatro puntos de control vertical y los dos horizontales tras la realización de 5 ciclos de carga y descarga. Las curvas obtenidas para los seis puntos de control resultaron satisfactorias.

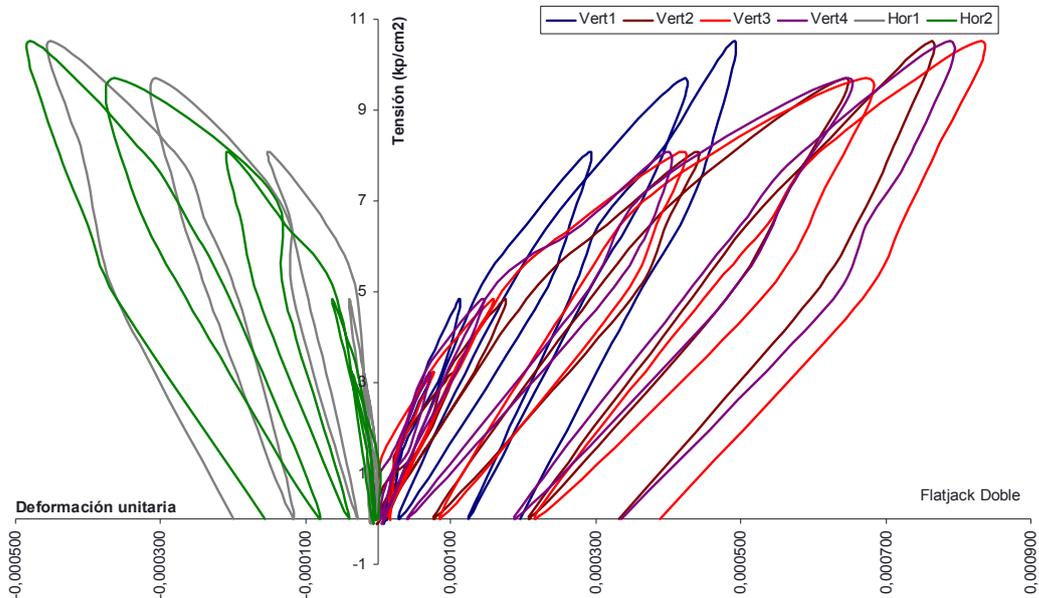


Fig. 5.2.29: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 400 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

Finalmente, en la Fig. 5.2.30 se presentan las leyes tensión – deformación promedio, obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control verticales, como para los horizontales.

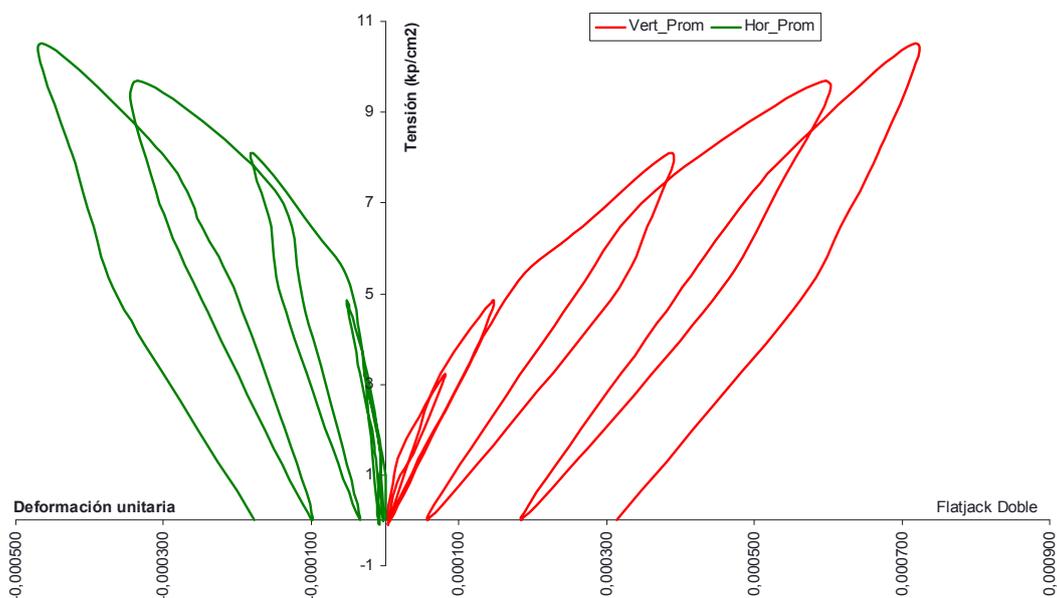


Fig. 5.2.30: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo FJD-1.

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 0.50 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.2.31 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente de los mismos. A dichos puntos se ha ajustado una

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 1.56 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es muy próximo a la unidad.

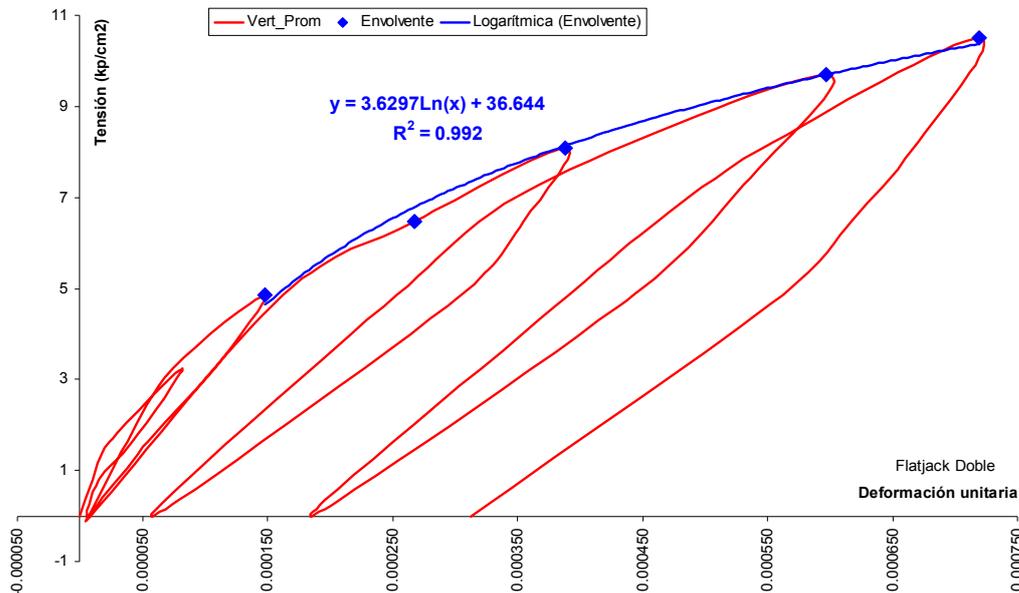


Fig. 5.2.31: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9920$ ).

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.2.29 y 5.2.30) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha mampostería arenisca. Dichos parámetros mecánicos serán función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.2.8 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos realizados considerando como factor geométrico el que relaciona el área del gato plano con el área de las rozas ejecutadas ( $K_{gato-roza}$ ). Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.2.8: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo FJD-2 empleando como factor geométrico  $k_a = K_{gato-roza}$ .

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p1-p2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p1-p2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p1-p2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	4	42,570	31,109	42,570	44,935	40,296	-0.25
2	0	4	62,218	31,109	57,774	53,922	51,256	-0.32
3	0	6	40,442	24,265	31,109	34,664	32,620	-0.21
4	0	6	33,701	22,467	26,375	20,221	25,691	-0.40
5	0	6	34,664	21,665	20,918	20,918	24,541	-0.48
							<b>34,880.8</b>	<b>-0.33</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p1-p2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p1-p2}$ ).

De la misma forma podrían obtenerse las características mecánicas teniendo en cuenta los factores geométricos que relacionan el área del gato y el área efectiva de contacto entre el gato plano y el muro ( $K_{contacto-gato}$ ), o el que relaciona las áreas de las rozas con dicha área de contacto ( $K_{contacto-roza}$ ). Un resumen de las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos empleando los diferentes factores geométricos obtenidos se presentan en la Tabla 5.2.9.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.2.9: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo FJD-2 empleando los diferentes factores geométricos,  $k_a$ , calculados,

Ciclo	$P_1$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$P_2$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$k_m$		$K_a$	$E_{p1-p2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p1-p2\_promedio}$
1	0	4	0.855	$K_{gato-roza}$	0.946	40,296	-0.25
				$K_{contacto-gato}$	0.404	17.209	-0,25
				$K_{contacto-roza}$	0.382	16.272	-0,25
2	0	4	0.855	$K_{gato-roza}$	0.946	51,256	-0.32
				$K_{contacto-gato}$	0.404	21.889	-0,32
				$K_{contacto-roza}$	0.382	20.697	-0,32
3	0	6	0.855	$K_{gato-roza}$	0.946	32,620	-0.21
				$K_{contacto-gato}$	0.404	13.931	-0,21
				$K_{contacto-roza}$	0.382	13.172	-0,21
4	0	6	0.855	$K_{gato-roza}$	0.946	25,691	-0.40
				$K_{contacto-gato}$	0.404	10.972	-0,40
				$K_{contacto-roza}$	0.382	10.374	-0,40
5	0	6	0.855	$K_{gato-roza}$	0.946	24,541	-0.48
				$K_{contacto-gato}$	0.404	10.481	-0,48
				$K_{contacto-roza}$	0.382	9.910	-0,48

Como conclusión, aceptando el considerar como factor geométrico,  $k_a$ , el que relaciona el área del gato plano con el área de las rozas ejecutadas ( $K_{gato-roza}$ ), podría considerarse un módulo de elasticidad secante de 3,488.08 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.33.

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0915 adjunto en el Anexo 18, para la consulta más detallada del ensayo.

En las Fig. 5.2.32 - 5.2.33 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

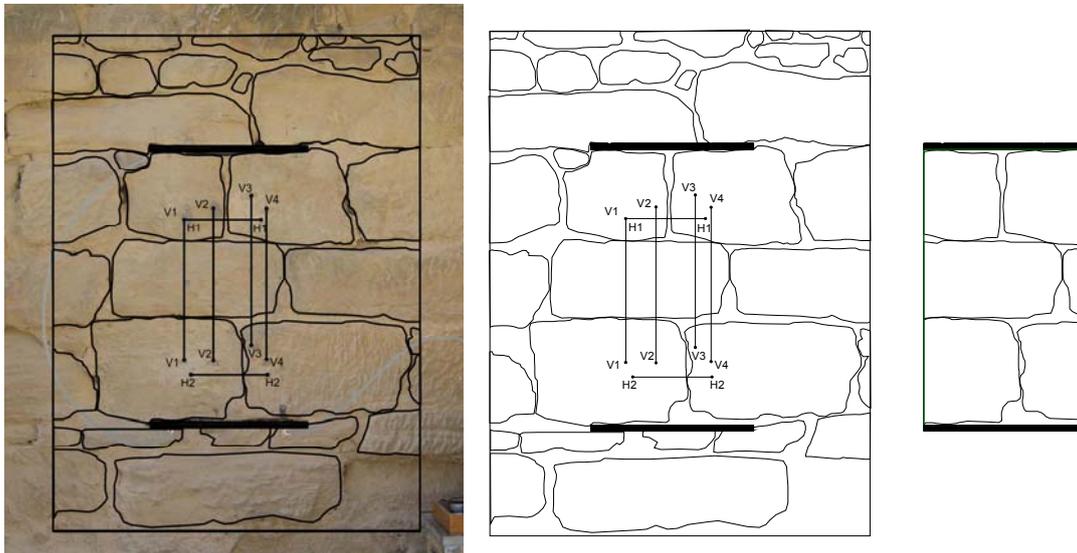


Fig. 5.2.32 y 5.2.33: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.2.34: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.2.34 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es aportar otro punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

mampostería de arenisca blanda y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.2.10 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.2.10: Área total, de piedras y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.2.34. Relación entre el área de mortero y el área de las piedras.

$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	2,955.21
$A_{piedras}$ (cm <sup>2</sup> )	2,668.96
$A_{mortero}$ (cm <sup>2</sup> )	286.24
$A_{mortero}/A_{piedras}$	<b>0.11</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>3,488.08</b>



Fig. 5.2.35: Configuración general del ensayo. Puede apreciarse como el muro de fábrica ensayado finaliza en la parte superior de la fotografía, por ello que el nivel de carga existente en la zona de ensayo fuera muy reducida.

Al igual que se indicó en el ensayo FJD-1, en este caso tampoco existía un nivel de carga vertical suficiente (Fig. 5.2.35) como para garantizar una adecuada transmisión de la presión introducida por los gatos a la porción de la fábrica sometida a ensayo; si bien este efecto tuvo menor incidencia que en el caso anterior dado que la altura de muro que gravaba sobre la zona de ensayo era mayor. No obstante si que se marcaron grietas, horizontales (Fig. 5.2.36 y 5.2.37), que se propagaban arrancando de los bordes libres del gato plano superior hacia los lados, para luego ascender por las primeras llagas existentes en la mampostería. En este ensayo dicho agrietamiento apareció a un nivel de presión instalado en el gato de 10 Ba (tensión equivalente en el muro de 0.81 MPa).



Fig. 5.2.36 y 5.2.37: Agrietamientos horizontales desarrollados en los bordes libres del gato plano superior.

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.2.11:

Tabla 5.2.11: Resultados de los ensayos de gato plano realizados en el Palacio de Casa Fuerte (Zarratón, La Rioja).

Fecha	Cód.	Comentarios	$A_{mortero}/A_{piedras}$	$E_{sec, prom}$ (MPa)	$v_{prom}$	Límite elástico (MPa)	$\sigma_{rotura}$ (MPa)	$E/\sigma_k$
26-08-09	FJD-1	Mampostería de arenisca (Hoja interior)	0.28	608.3	0.25	0.25	0.55	1580.00
27-08-09	FJD-2	Mampostería de arenisca (Hoja exterior)	0.11	3,488.08	0.33	0.50	1.56	3194.21

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Como puede apreciarse la diferencia existente entre la rigidez obtenida en los dos ensayos realizados es importante ( $E_{FJD-2}=5.73 \cdot E_{FJD-1}$ ), al igual que ocurre con la tensión de rotura ( $\sigma_{r,FJD-2}=2.80 \cdot \sigma_{r,FJD-1}$ ).

Esta circunstancia se relaciona con que cada uno de los ensayos fue realizado en una hoja diferente de un muro de mampostería arenisca de dos hojas. El ensayo FJD-1 se llevó a cabo en la hoja interna, mientras que el ensayo FJD-2 se realizó en la externa.

Desde un punto de vista morfológico ambas hojas presentaban, a simple vista, diferente compacidad, en tanto que en la hoja interna el 28% del área superficial era mortero de cal, mientras que en la externa lo era solo el 11%, a su vez la regularidad de los mampuestos era más apreciable en la hoja exterior. Por todo ello esta última era casi 6 veces más rígida que su compañera, constituyéndose en la porción de muro de mayor responsabilidad portante.

En cualquier caso la piedra arenisca movilizada en la construcción es muy porosa y blanda, afectando de forma negativa a las prestaciones mecánicas relacionadas.

**5.2.2.3 Ensayo mini-presuométrico en una partición interior de adobe.**

Una vez ejecutada la perforación y montado el dispositivo de ensayo, se paso a introducir la sonda y a realizar el ensayo, presurizando de forma creciente la sonda y registrando el volumen inyectado en la misma (Fig. 5.2.38).



Fig. 5.2.38: Detalle general de la zona de ensayo.

Tabla 5.2.12: Incrementos volumétricos obtenidos en el ensayo mini-presuométrico.

Presión (Ba)	Incrementos de volumen (cm <sup>3</sup> )		
	15"	30"	60"
0	-45	-45	-45
1	25	32.5	33
2	60	60	60
2.5	67	67	67
3	70	70	71
3.5	74	74	74
4	76	76	76
4.5	77.5	77.5	77.5
5	79	79	79
6	86	87	87
7	130	160	230

En la Tabla 5.2.12 se relacionan los incrementos volumétricos obtenidos durante el ensayo para cada nivel de presión introducido. Igualmente, en las Fig. 5.2.39 y 5.2.40 se representa la curva de expansión obtenida tras 15", 30" y 60" de introducir el nivel de presión correspondiente.

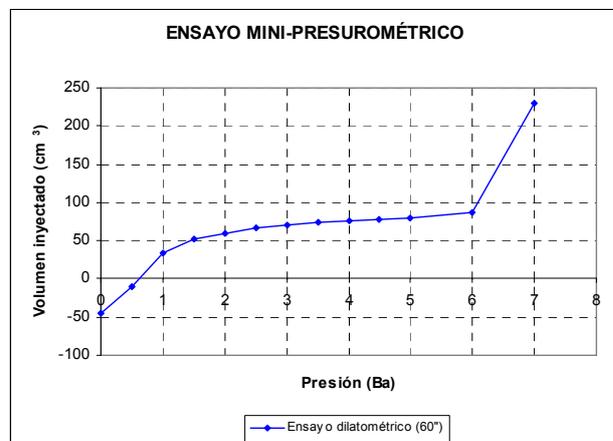
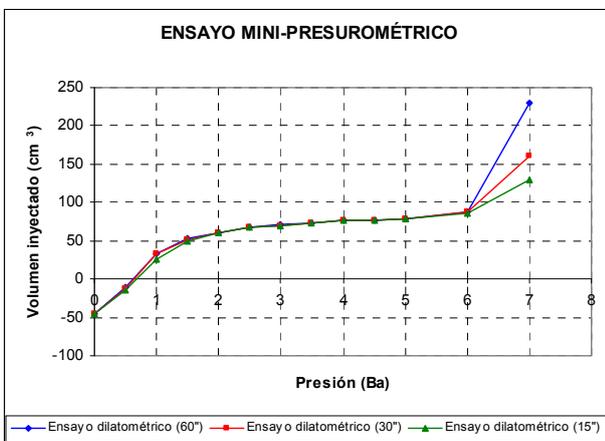


Fig. 5.2.39 y 5.2.40: Curvas de expansión de la sonda mini-presuométrica empleada en el ensayo a diferentes tiempos.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

El módulo presurométrico puede obtenerse según la expresión siguiente:

$$E_{PMT} = 2 \cdot (1 + \mu) \cdot V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} = 2 \cdot (1 + \mu) \cdot (V_C + \frac{V_f + V_0}{2}) \cdot (\frac{p_f}{V_f} - \frac{p_0}{V_0}) \quad (5.2.1)$$

En base a la estimación que se realizó en el capítulo 3.4 del parámetro  $V_C$ , volumen inicial de la célula de medición, como la ordenada en el origen de la recta que da el mejor ajuste con la segunda parte de la curva de expansión referida cuando se realiza un ensayo de calibración de la sonda en un tubo de acero, se obtuvo  $V_C = 124\text{cm}^3$ .

Por su parte:

- Comienzo de la fase pseudo-elástica:  $V_0 = 67\text{cm}^3$ ;  $p_0 = 2.5\text{bar}$
- Final de la fase pseudo-elástica:  $V_f = 86\text{cm}^3$ ;  $p_f = 6\text{bar}$

Suponiendo un **coeficiente de Poisson de 0.33**, puede obtenerse un **módulo presurométrico de 98 Ba**.

Por su parte, pese a que solo se cuenta con un par de puntos relacionados parcialmente con la fase plástica (Tabla 5.2.13) se ha realizado la estimación de la tensión última del material,  $p_L$ , en base al incremento volumétrico al final del ensayo,  $V_L$ , mediante extrapolación, dado que la relación gráfica entre la presión y el logaritmo del volumen inyectado es aproximadamente lineal para la fase plástica (Fig. 5.2.41).

Tabla 5.2.13: Coordenadas (p,V) de los puntos del ensayo, en fase plástica.

Fase plástica		
V (cm <sup>3</sup> )	P (Ba)	log V
87	6	1.9395
230	7	2.3617

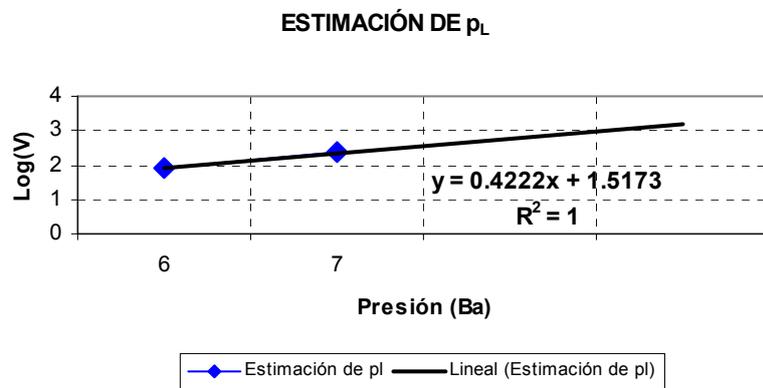


Fig. 5.2.41: Estimación de la presión última,  $p_L$ , en base a extrapolación.

El volumen final puede obtenerse en base a la expresión  $V_L = 2 \cdot V_0 + V_C$ , por tanto dicho volumen alcanza un valor de  $258\text{cm}^3$ .

Por lo tanto, en base a la regresión lineal obtenida para la fase plástica y teniendo en cuenta el valor estimado del volumen final, se obtendría una **presión última del orden de los 2 Ba**.

En la Fig. 5.2.42 se ilustra la posición de la sonda respecto a la partición de adobe antes de la realización del ensayo.

Por su parte, en la Fig. 5.2.43 se aprecia como el fallo del componente de adobe se desarrollo por expulsión de uno de los elementos perforados debido a la carencia de constricción lateral, circunstancia que afecta de forma importante a los resultados obtenidos en el ensayo e indica que hubiera sido más adecuado haberlo realizado en dirección perpendicular al plano del muro, disponiendo sendos manguitos de acero, de diámetro ajustado con el de la sonda, en ambos extremos libres.



Fig. 5.2.42: Disposición de la sonda mini-presiométrica dentro del componente de adobe.

Fig. 5.2.43: Colapso de la zona de ensayo, puede apreciarse que este se desarrolló por expulsión de uno de los adobes perforados a consecuencia de la presión introducida.

## 5.3 Campaña experimental desarrollada en un muro de mampostería caliza del Palacio de Riva Herrera, s. XVI (Santander).

### 5.3.1 Introducción.

La arquitectura palacial burgalesa del siglo XVI tiene su traslación más directa en Cantabria en la casa de Riva-Herrera en Pronillo. No están documentadas las fechas de construcción de esta torre y su palacio anejo, pero probablemente sea el primer edificio renacentista de la villa de Santander y uno de los primeros ejemplos de este tipo de arquitectura en Cantabria.

Se trata de una residencia de recreo, suburbana, cercana entonces a la villa pero aún sin carácter urbano. Se cree que el fundador de esta casa y torre fue Fernando de la Riva Herrera, Proveedor General de las Armadas del Mar Océano. En el año 1573 testó, siendo ya vecino de Santander, fundando mayorazgo en 1577. Esto señalaría que la casa se construyó antes de esta fecha, quizá hacia 1550-1560. En la fundación de su mayorazgo se menciona que poseía la torre, casas bajas y de servicio, viñas, prados y huerta en el sitio de Pronillo, además de otras propiedades como la casa y solar de la Riva en Gajano, una capilla en la iglesia colegial de los Cuerpos Santos, y una casa en la Plaza de la Llana de Santander.

Los estudios estratigráficos han demostrado que no existen elementos medievales en el conjunto de Pronillo. El edificio tiene su origen en la torre Sureste del siglo XVI (Fig. 5.3.1) a cuyos muros originales, el occidental y el muro norte, se fueron añadiendo la vivienda adosada al Norte, consistente en un cuerpo horizontal de dos pisos, y sobre ésta una fachada al Este con la doble puerta de arcos escarzanos (Fig. 5.3.2) que da paso al interior de la vivienda.



Fig. 5.3.1: Fotografía de principios del s. XX de la torre Sureste del Palacio de Riva Herrera.

Fig. 5.3.2: Fotografías de principios del s. XX del patio interior ubicado en la parte Este.

Tras el desastre de la Armada Invencible, fue Riva-Herrera quien hospedó a Medina-Sidonia en su palacio el 21 de Septiembre de 1588 y desde allí, el día 23, escribió al rey. Se cuenta que Felipe II, al leer la carta, dijo la famosa frase: “Yo mandé mis naves a luchar con los hombres, no con los elementos”.



Fig. 5.3.3: Fotografía, de principios del s. XX, de gran parte de la cerca Norte del recinto.

Fig. 5.3.4: Portalada añadida en el s. XVII.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

El conjunto se completó en el siglo XVII con la construcción de una capilla, cubierta con una bóveda de crucería, y gran parte de la cerca del recinto (Fig. 5.3.3). También se añadió una nueva portalada (Fig. 5.3.4), posteriormente reformada, dando paso al patio de armas cercado por la corralada.

De la misma forma, la propia torre Sureste se rehizo (Fig. 5.3.5). Dado que a mediados del S. XVI ya habían concluido los sangrientos acontecimientos que motivaron el derrocamiento de las casas y torres de diversos nobles santanderinos en la Baja Edad Media, las torres perdieron su función militar. Esta circunstancia motivó que la torre se desprendiera de sus elementos militares, abriéndose una gran puerta en arco de medio punto con dovelaje muy ancho (Fig. 5.3.6), situando, igualmente, un ventanal en esquina (Fig. 5.3.7), colocando símbolos heráldicos, y rematando el conjunto con una acusada cornisa corrida con remates de flameros y gárgolas.



Fig. 5.3.5: Aspecto actual de la torre Sureste.

Fig. 5.3.6: Puerta de acceso, por el muro Este, a la torre Sureste.

Fig. 5.3.7: Ventanal de esquina abierto en la torre Sureste.

En el siglo XIX se reconstruyó la fachada occidental sobre la antigua (Fig. 5.3.8), respetando el original esquinual sureste de la torre primitiva (Fig. 5.3.9).

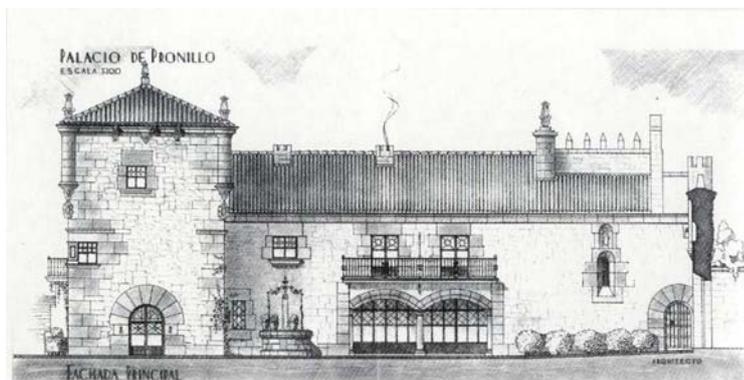


Fig. 5.3.8: Fachada principal Este del Palacio de Riva-Herrera (Santander).

Fig. 5.3.9: Detalle general de la torre sita al Sureste del complejo.

Los muros del Palacio de los Riva-Herrera oyeron las tensas negociaciones entre el general napoleónico Merle y el alcalde santanderino Rodríguez de la Guerra que intentaba el menor daño para sus conciudadanos y también contemplaron la extrema actividad que presentía el avance carlista y que propició el levantamiento de nuevas murallas.

Con posterioridad, el conjunto ha sido objeto de intervenciones (muros recrecidos y derribo de cubiertas). En el siglo XX el palacio fue a menos; hasta los años cincuenta fue casa de una familia ganadera y parte del palacio fue utilizada para estos fines, desembocando en el estado de abandono en que actualmente se encuentra (Fig. 5.3.10).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.3.10: Fotografías que muestran el estado de abandono actual del edificio.

Lo más interesante de la construcción es el doble pórtico de arcos escarzanos abierto al Este (Fig. 5.3.11), el desarrollo de las cornisas y, sobre todo, el capitel (Fig. 5.3.12), que pone en relación esta construcción con los motivos de la arquitectura burgalesa (Casa de la Vega en Villamar, Palacio urbano del Cordón en Burgos, y Capilla privada en la catedral de Burgos de la Familia Fernández de Velasco, condestables de Castilla y superiores directos de Fernando Riva-Herrera).



Fig. 5.3.11: Fachada al Este con la doble puerta de arcos escarzanos.

Fig. 5.3.12: Capitel sobre la columna central de apoyo de los arcos escarzanos.

Los autores no se conocen con exactitud, pero se piensa que Juan de Rasines, su hijo Pedro de Rasines y Lope García de Arredondo puedan serlo. La coincidencia cronológica del palacio de Pronillo con la construcción de las casas consistoriales de Laredo hace pensar en Pedro de Rasines, arquitecto del condestable. La ventana en esquina formada con suaves cajeados, los cubos de la parte superior de la torre y la cornisa recuerdan las combinaciones de formas presentes en la obra de Pedro de Rasines por ejemplo, los apoyos de la bóveda de la capilla mayor de la Colegiata de Roa de Duero (Burgos). La bóveda de la capilla del palacio es del mismo tipo de las que aparecen en la nave mayor de la iglesia parroquial de Limpias, de la que Pedro Rasines hizo un diseño en 1572. En ambos casos son bóvedas de crucería con el capucho de ladrillo, con arcos apuntados y ligaderas curvas.

Quizá también intervinieron otros maestros, como Simón de Bueras, relacionado con la construcción del Ayuntamiento de Laredo. Aunque su especialidad eran los retablos, también diseño edificios y conocía bien el ambiente artístico burgalés.

El hecho de que Santander no lograra construir su Casa Consistorial en el siglo XVI y en cambio Fernando de la Riva Herrera hiciera su casa noble, inaugurando la arquitectura del Renacimiento en Santander, demuestra que frente al poder del Concejo resulta más poderoso un acaudalado hombre de negocios que además de su actividad privada se constituye en delegado del poder real y del Condestable.

Esto lo ejemplifica la importancia de Fernando de la Riva Herrera y con él, su casa-torre de Pronillo en la historia de la ciudad de Santander (Fig. 5.3.13 y 5.3.14).

Para una consulta más detallada de la historia y arqueología de la construcción se remite al lector a las siguientes referencias: Alonso 2002; Aramburu-Zabala 2002 y 1992; Domínguez y Nuño 1999; González de Riancho 2001; González Echegaray 1982; Sanz 1995.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.3.13: Fotografía aérea del Palacio de Riva-Herrera.



Fig. 5.3.14: Vista actual Este del complejo edilicio.

### 5.3.2 Caracterización del terreno de cimentación.

En relación con la geotecnia del terreno de cimentación, se llevó a cabo una campaña de reconocimiento de campo consistente en la ejecución de cinco pozos (Fig. 5.3.15), tomando muestras en bolsa de los materiales desagregados atravesados para practicar sobre ellas ensayos en laboratorio de identificación (granulometría y límites de Atterberg), estado (humedad natural) y de agresividad del suelo. In situ, se llevaron a cabo determinaciones resistentes mediante penetrómetro de mano a diferentes profundidades.

En general, en el perfil del terreno se diferencia un nivel superior de rellenos antrópicos, con espesores de 30-50 cm, compuestos por tierra vegetal, restos de ladrillería y demolición, así como bolos, bloques calizos y restos de plásticos. Bajo este subyace un eluvial de alteración del sustrato inferior, de espesor entre 30-50 cm, compuesto en alguna de las catas por arenas con bastantes limos a limosas, sin plasticidad y de consistencia dura a muy dura, o por arcillas con algo de arena, de consistencia media a dura.

Para la situación existente en la actualidad, la tensión media admisible resultante, obtenida mediante una aproximación suficientemente conservadora, se estableció en 2.05 kp/cm<sup>2</sup>.



Fig. 5.3.15: Fotografía tomada durante la realización de una de las calicatas anexa al muro Este de la torre Sureste (cortesía Triax).



Fig. 5.3.16: Equipo formado por microscopio electrónico de barrido JEOL JSM, a la izquierda y sonda electrónica EDAX a la derecha (cortesía Ladicim-UC).

### 5.3.3 Caracterización de materiales

Se identificaron 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.

Los ensayos realizados consistieron en una caracterización química, física y mecánica de los materiales pétreos y de los morteros.

### 5.3.3.1 Caracterización química

#### I.- Microanálisis elemental con sonda electrónica (EDAX)

Para estos análisis, se utilizó un microscopio electrónico de barrido JEOL JSM – 5800 LV equipado con microanálisis por energía dispersiva de rayos X (Fig. 5.3.16).

Morfológicamente, las microestructuras de la caliza, la marga y la arenisca son normales, siendo la estructura más abierta de todas, como cabía esperar, la correspondiente a la arenisca. En las Fig. 5.3.17 - 5.3.20 se presentan varias microfografías en las que puede comprobarse la estructura de los diferentes tipos de roca y del mortero.

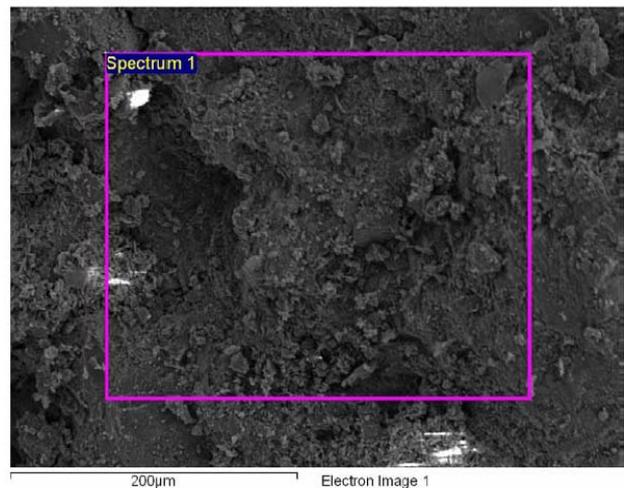
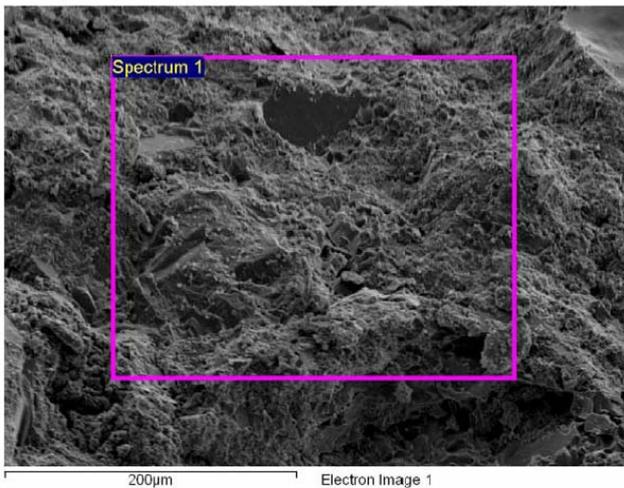


Fig. 5.3.17: Micrografía de una muestra de roca caliza (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.3.18: Micrografía de una muestra de una marga (cortesía Ladicim-UC).

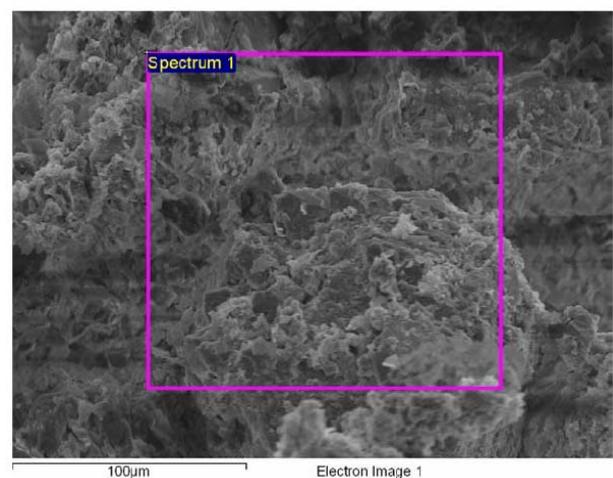
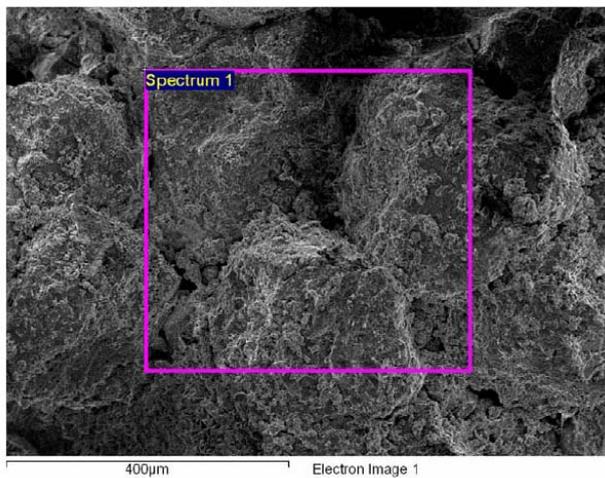


Fig. 5.3.19: Micrografía de una muestra de roca arenisca (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.3.20: Micrografía de una muestra de mortero de cal (cortesía Ladicim-UC).

En la Tabla 5.3.1 se presenta la composición, en % en peso, de las diferentes muestras pétreas y mortero, tanto en roca (medida superficial), como en polvo (para obtener la composición en el interior de las mismas).

La aparición combinada de cloro y sodio hace suponer la presencia de cloruro sódico, cuyo origen puede estar en la exposición prolongada de estas superficies porosas a un ambiente marino por proximidad a la costa o bien a que en la elaboración del mortero se ha empleado agua de mar, no descartándose en ningún caso la contribución de ambos factores.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.3.1: Composición, en % en peso, de las diferentes muestras pétreas y mortero, tanto en roca (medida superficial), como en polvo (para obtener la composición en el interior de las mismas).

Elemento	Caliza en roca	Caliza en polvo <sup>1</sup>	Marga en roca	Marga en polvo	Arenisca en roca	Arenisca en polvo	Mortero en roca	Mortero en polvo
Na	1.36	0.39	5.45	0.84	4.58	0.36	0.91	1.84
Mg	2.75	1.19	2.09	1.44	1.71	0.36	2.96	1.19
Al	1.32	0.35	4.54	4.82	13.21	1.98	5.22	1.40
Si	1.68	0.61	17.63	22.82	51.19	73.06	64.49 <sup>2</sup>	30.95 <sup>3</sup>
S	-	0.21	3.71	0.26	-	1.65	-	0.75
Cl	2.05	0.23	8.81	0.79	9.10	1.17	3.80	3.13
K	0.54	0.06	3.30	3.57	2.43	0.39	0.76	0.84
Ca	88.55	94.89	51.21	60.13	5.07	7.31	21.63	59.48
Fe	1.75	0.31	3.27	5.34	12.71	13.72	0.25	0.42
N.D. <sup>4</sup>	-	1.77	-	-	-	-	-	-

**II.- Análisis químico del mortero por fluorescencia de rayos X (XRF).**

Para la realización de estos análisis, se ha empleado un espectrómetro de fluorescencia de rayos X ARL ADVANT'XP equipado con detectores de flujo proporcional y de centelleo (Fig. 5.3.21).



Fig. 5.3.21: Espectrómetro de fluorescencia de Rayos X ARL ADVANT'XP (XRF) equipado con detectores de flujo proporcional y de centelleo (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.3.22: Difractómetro de rayos X PHILIPS PW 1820 (cortesía Ladicim-UC).

Los resultados del análisis realizado mediante esta técnica sobre muestra pulverizada de mortero se recogen en la Tabla 5.3.2, en forma de óxidos para las estequiometrías especificadas, indicando asimismo la pérdida al fuego (P.F.) registrada en la muestra.

Tabla 5.3.2: Composición en óxidos (XRF) del mortero de unión (% en peso)

CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	Cl	SO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	P.F.
32.17	30.55	1.56	1.41	1.13	1.08	0.33	0.245	0.214	31.2

<sup>1</sup> Dado que los análisis relacionados con las diferentes muestras en roca son resultados de determinaciones meramente superficiales, con objeto de contrastar si la presencia de cloruros era significativa en el interior de las mismas, se procedió a repetir los análisis sobre una fracción triturada de las mismas.

<sup>2</sup> Se constata el empleo de árido de naturaleza silíceo.

<sup>3</sup> La reducción significativa en el contenido de silicio y el parejo aumento del contenido de calcio puede responder a que durante el tamizado de la muestra las fracciones silíceas más duras, que quedaron tras la molienda con tamaños de partícula superiores a las de las partículas calcáreas, se han eliminado parcialmente.

<sup>4</sup> No definido.



### 5.3.3.2 Caracterización física de las piedras.

La caracterización física de las piedras objeto de estudio, comprendió 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. En la Tabla 5.3.3, se presentan los resultados correspondientes a la caracterización física de las piedras seleccionadas.

Tabla 5.3.3: Propiedades físicas

	Caliza	Marga	Arenisca roja	Arenisca blanca
Peso seco (g)	304.8	209.3	467.70	207.40
Peso saturado (g)	306.5	213.6	484.00	223.60
Peso sumergido (g)	115.2	83.6	208.10	99.00
Volumen aparente (cm <sup>3</sup> )	115.2	83.6	208.10	99.00
Porosidad accesible (cm <sup>3</sup> )	1.70	4.30	16.30	16.20
Volumen relativo (cm <sup>3</sup> )	113.5	79.3	191.80	82.80
Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	2.50	2.25	2.09
Densidad relativa (g/cm <sup>3</sup> )	2.69	2.64	2.44	2.50
Coef. de absorción (% en 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.

Derivado de lo referido, 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.

### 5.3.3.3 Caracterización mecánica: Resistencia a compresión.

Para la estimación de las resistencias mecánicas a compresión, se siguieron las regulaciones establecidas en la Norma UNE – EN 1926: “Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la compresión”. Se ha utilizado en la ejecución práctica del ensayo una prensa hidráulica de 15 toneladas de capacidad (Fig. 5.3.27).

Dado que en algunos casos no se verificaba la relación óptima  $H/\Phi = 2$ , fue preciso aplicar a los resultados obtenidos la pertinente corrección multiplicativa por esbeltez. En la Tabla 5.3.4, se recogen los resultados de los ensayos de resistencias mecánicas a compresión realizados sobre las muestras extraídas a partir de los testigos, junto con las pertinentes correcciones por esbeltez de las probetas.

Tabla 5.3.4: Resistencias mecánicas a compresión.  $\Phi$  es el diámetro de la probeta, H su altura, P la carga de rotura, C el factor de corrección por esbeltez y  $R_m$  la resistencia a compresión.

	Piedra	Arenisca roja		Arenisca blanca	
	caliza	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 1	Probeta 2
$\Phi$ [mm]	40	40	40	40	40
H [mm]	50	80	80	60	80
P [ton]	14.77	5.00	4.34	4.05	4.24
$\Phi/H$	1.25	2.00	2.00	1.50	2.00
C	0.94	1.00	1.00	0.96	1.00
$R_m$ [MPa]	108.4	39.0	33.9	30.3	33.1

## Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido

Como puede comprobarse, las areniscas, en promedio, tienen resistencias que rondan los 36 MPa en el caso de la arenisca roja y los 32 MPa en el caso de la arenisca blanca, siendo superior a 100 MPa la resistencia de la piedra caliza.



Fig. 5.3.27: Determinación de la resistencia a compresión de un testigo de piedra en una prensa hidráulica de 15 toneladas de capacidad (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.3.28: Estudio de la evolución en el tiempo de la velocidad de propagación de pulsos ultrasónicos en una probeta de arenisca roja.

### 5.3.3.4 Durabilidad: Ensayos de heladicidad.

Con el fin de evaluar la durabilidad de las distintas piedras, se optó por la realización de ensayos de heladicidad. En estos ensayos, tras secar las probetas hasta peso constante y pesarlas en esta condición, se saturan de agua por inmersión completa durante 48 horas. Una vez saturadas, se ejecuta un programa de ciclos de hielo – deshielo en el que las muestras son introducidas durante 6 horas en una cámara frigorífica a la temperatura de 20 grados bajo cero y, a continuación se sumergen durante 18 horas en agua a 20 °C. Esta alternancia de procesos hielo – deshielo se mantiene durante un total de 20 ciclos.

La evaluación del posible daño producido en el material a consecuencia de la acción expansiva de la transformación del agua líquida en hielo, se abordó de tres formas distintas:

- Mediante la pérdida de masa registrada en las probetas de los distintos tipos de roca sometidos a la acción de 20 ciclos de hielo – deshielo en las condiciones anteriormente especificadas (Fig. 5.3.29).
- Mediante la pérdida de resistencia mecánica por efecto de los ciclos de hielo – deshielo (Fig. 5.3.30).
- Mediante el estudio de la evolución en el tiempo de la velocidad de propagación de pulsos ultrasónicos en el seno del material (Fig. 5.3.28). En la Fig. 5.3.31 se grafican las velocidades en forma de diagramas de barras para cada uno de los tipos de roca considerados.

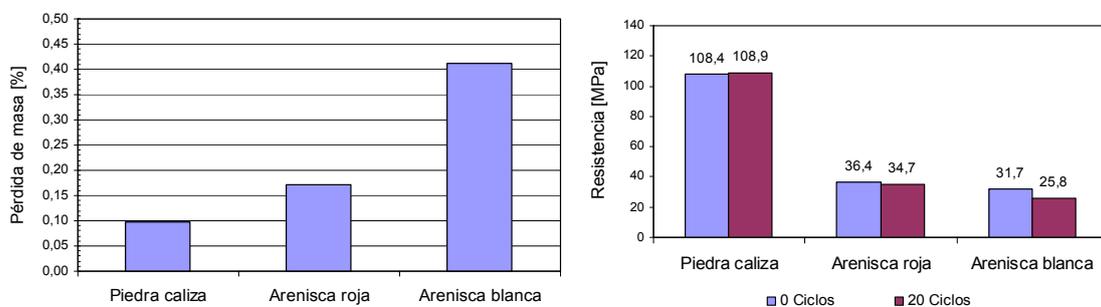


Fig. 5.3.29: Porcentajes de pérdida de masa en los testigos de roca natural sometidos a la acción de 20 ciclos de hielo – deshielo (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.3.30: Comparativa de las pérdidas de resistencia en los testigos de roca natural sometidos a la acción de 20 ciclos de hielo – deshielo, y los testigos no expuestos a la prueba de heladicidad (cortesía Ladicim-UC).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

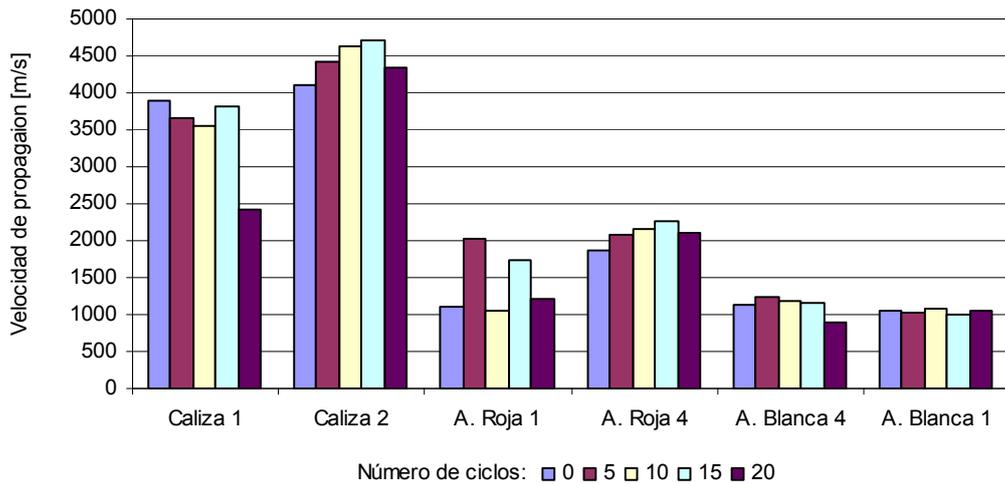


Fig. 5.3.31: Variación de la velocidad de propagación de impulsos ultrasónicos en los testigos de roca natural sometidos a la acción de diversos ciclos de hielo – deshielo, y los testigos no expuestos a la prueba de heladicidad (cortesía Ladictim-UC).

Como puede comprobarse, no hay una tendencia clara en la evolución de la velocidad de propagación de ultrasonidos en el seno de los testigos de roca para ninguno de los tipos de piedra natural considerados, obteniéndose resultados que fluctúan aleatoriamente a lo largo del desarrollo del ensayo de heladicidad. Quizás la razón de estas discrepancias pueda radicar en que las medidas de velocidad tomadas a 5, 10, 15 y 20 ciclos, se han realizado sobre los testigos saturados de humedad.

Tratando de obtener una mejor correlación de resultados, se volvieron a medir las velocidades de propagación sobre los testigos que habían sido sometidos a los 20 ciclos de hielo – deshielo, pero tras un secado previo en estufa hasta peso constante (Fig. 5.3.32).

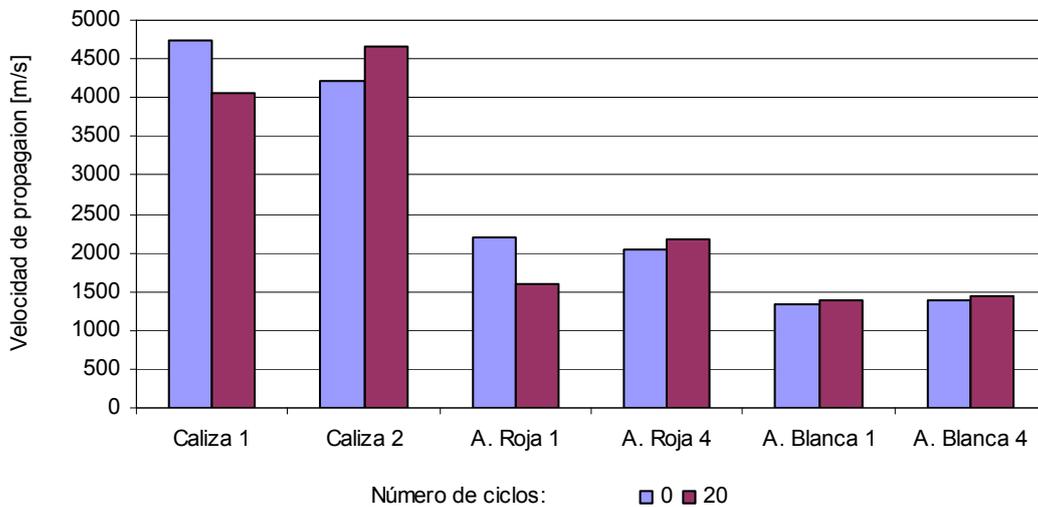


Fig. 5.3.32: Variación de la velocidad de propagación de impulsos ultrasónicos en los testigos secos de roca natural sometidos a la acción de 20 ciclos de hielo – deshielo, y los testigos secos no expuestos a la prueba de heladicidad (cortesía Ladictim-UC).

Como puede comprobarse, los resultados siguen sin definir una tendencia clara, pues en algunos casos la velocidad de propagación aumenta notablemente (caso del testigo 2 de la piedra caliza), mientras que en otros la velocidad disminuye apreciablemente (caso del testigo 1 de la piedra caliza o del testigo 1 de la arenisca roja) y en algunos casos apenas varía (como ocurre en los dos testigos de arenisca blanca). Dado que tampoco hay buena correlación de estos resultados con los obtenidos a partir de la pérdida de masa y la pérdida de resistencias mecánicas, parece claro que este método tentativo, basado en la medida de velocidad de propagación de impulsos ultrasónicos, no resulta fiable para evaluar los resultados del ensayo de heladicidad cuando se aplica a materiales pétreos naturales.

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tanto las areniscas como la caliza, mostraron un excelente comportamiento en los ensayos de heladicidad. La de peor rendimiento tras la acción de 20 ciclos de hielo – deshielo ha resultado ser, lógicamente, la de mayor porosidad (arenisca blanca), si bien el porcentaje de pérdida de masa es de tan sólo el 0.41% con respecto a la masa inicial. Algo inferior es el correspondiente a la arenisca roja (0.17%), mientras que la caliza apenas ha perdido masa durante la prueba de heladicidad (0.10%). Similares resultados se obtuvieron al considerar como parámetro de control la resistencia a compresión.

### **5.3.4 Ensayos MDT y NDT in situ.**

La finalidad de este epígrafe fue proceder a la caracterización mecánica (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson) de la mampostería de piedra caliza existente mayoritariamente en el edificio mediante la técnica de gato plano doble, así como estimar el nivel tensional, a peso propio, existente en un punto de la estructura, tanto mediante gato plano simple como mediante un ensayo hole drilling. Finalmente se exponen los trabajos desarrollados empleando técnicas de carácter sónico.

Previamente, en la Fig. 5.3.33 se localizan, dentro de la planta baja del complejo edilicio, los ensayos realizados.

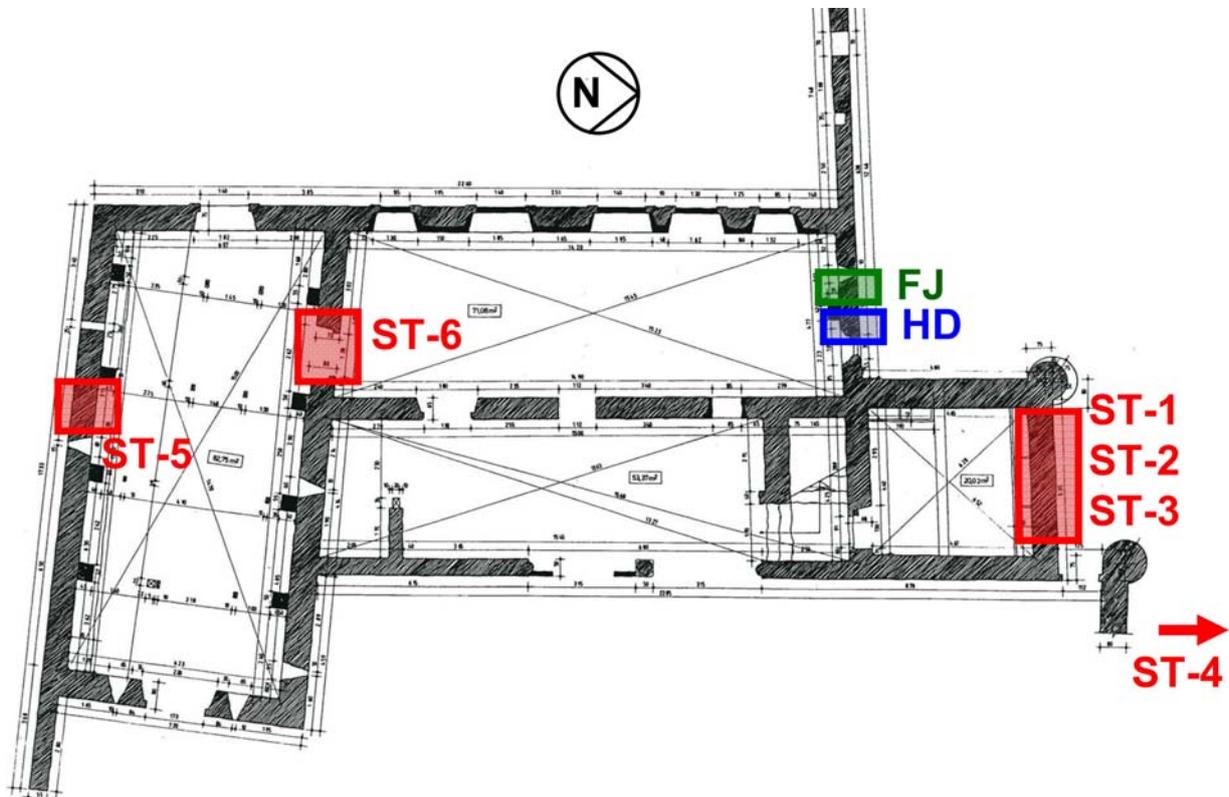


Fig. 5.3.33: Localización de los ensayos de hole drilling (HD), gatos planos simple y doble (FJ) y ensayos sónicos (ST) realizados en el Palacio de Riva-Herrera, Santander. El croquis corresponde al nivel de planta baja del edificio,

#### **5.3.4.1 Estimación del nivel tensional.**

##### **5.3.4.1.1 Gato plano simple**

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente, a nivel de planta baja, en el una hoja exterior del muro Norte del Palacio de Riva-Herrera (Santander, España). La fábrica es una mampostería caliza aparejada con mortero de cal. Con posterioridad, en el mismo emplazamiento, se ejecutó un ensayo de gato plano doble para caracterizar mecánicamente la mampostería.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

La Fig. 5.3.34 presenta una vista general del emplazamiento del ensayo. A su vez, La Fig. 5.3.35 ilustra el proceso de ejecución de la roza para la posterior inserción del gato plano. Por su parte, la Fig. 5.3.36 muestra una de las fases de control de la evolución de los puntos de control.



Fig. 5.3.34: Emplazamiento del ensayo de gato plano simple realizado en el Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

Fig. 5.3.35: Ejecución de la roza mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.3.36: Control de la evolución de las deformaciones del área de ensayo.

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se remite al lector a la Fig. 5.3.58 (gato superior) en la que se ilustra el área aproximada en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso alcanza un valor de 0.976 (Tabla 5.3.10).

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.7125 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En las Fig. 5.3.37 y 5.3.38 se han representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

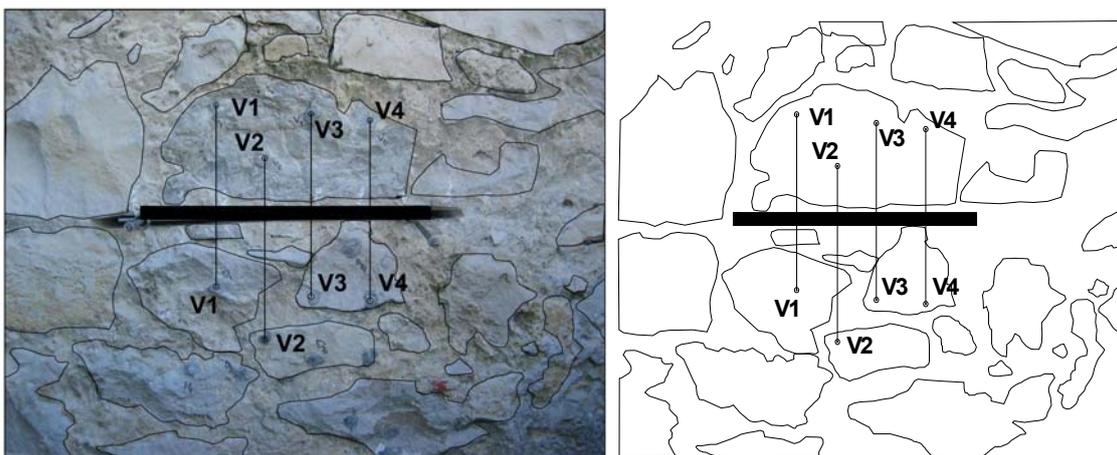


Fig. 5.3.37 y 5.3.38: Croquis del área de ensayo realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.3.39 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de 0.47 MPa. Por su parte, la Fig. 5.3.40 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

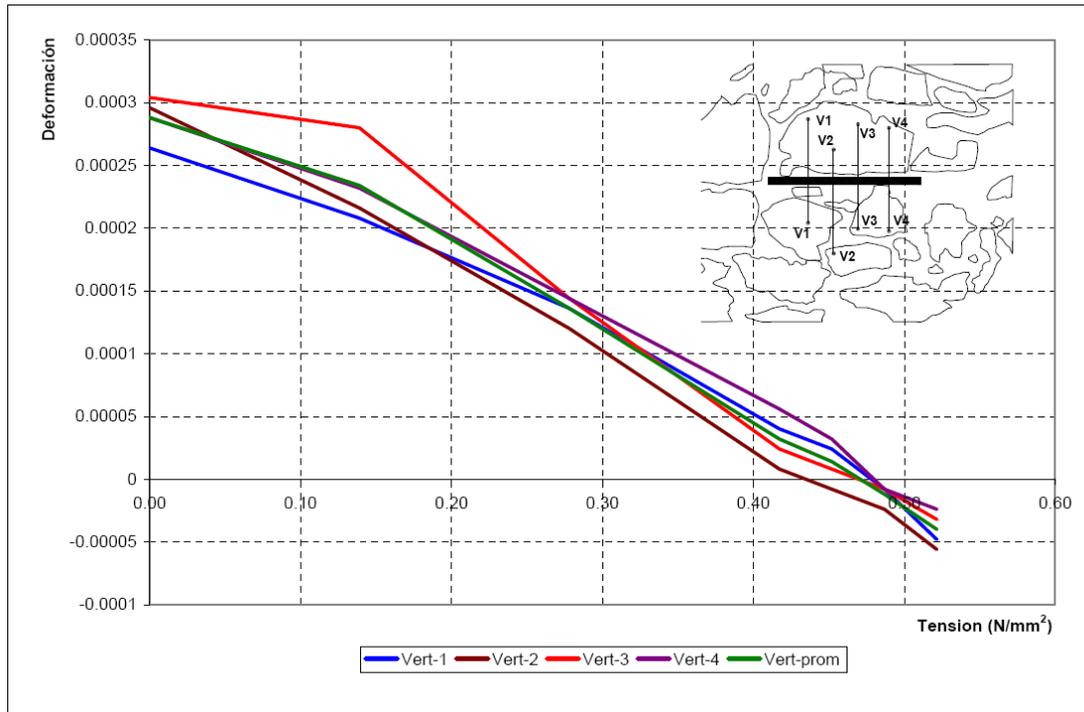
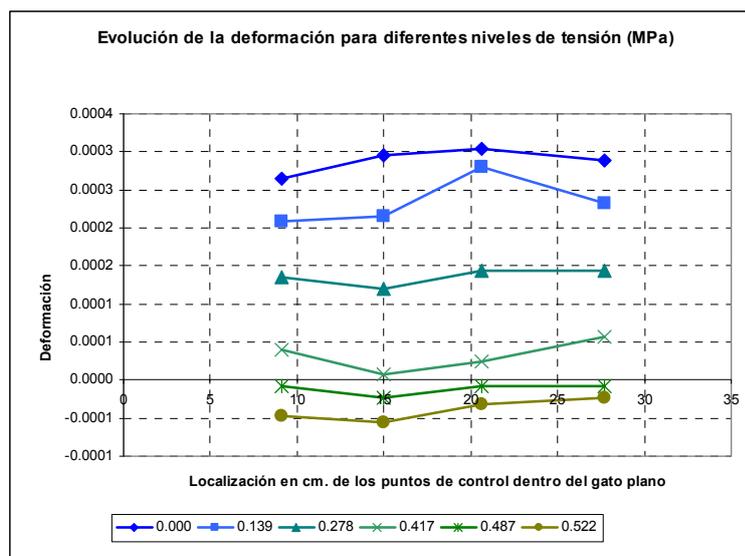


Fig. 5.3.39: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple ejecutado en el palacio de Riva-Herrera, Santander (Cantabria). Fue obtenido una tensión en servicio de 0.47 MPa.

Fig. 5.3.40: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo Lab1003 adjunto en el Anexo 19, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.3.4.1.2 Hole drilling HD-1.

La ejecución del ensayo hole drilling, con fecha 20-03-2009, tuvo como objetivo el estimar el nivel de tensiones de compresión en la planta baja del muro Norte del Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria), Fig. 5.3.41. Dicho componente se arma a base de una mampostería caliza y mortero de cal.

Tras el pegado y conexionado de las galgas extensométricas (Fig. 5.3.42), seguido del registro de las deformaciones hasta estabilización de las mismas, fue realizada la perforación, concéntrica con la extensometría dispuesta, empleando brocas trazadoras (Fig. 5.3.43 - 5.3.45). En la Fig. 5.3.46 se presenta un detalle de la zona de ensayo una vez finalizado éste.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.3.41: Perspectiva general del área de ensayo.

Fig. 5.3.42: Detalle del punto de ensayo una vez fijadas las bandas y conexionadas al sistema de adquisición de datos.

Fig. 5.3.43: Marcado del centro de la perforación mediante granetazo.



Fig. 5.3.44 y 5.3.45: Instantes captados durante la perforación del agujero. Puede apreciarse la plasticidad de la roca en la que se realizó el ensayo, circunstancia que apunta a su carácter margoso.

Fig. 5.3.46: Detalle del ensayo una vez finalizado.

En la Fig. 5.3.47 se presenta la evolución de las deformaciones registradas durante el registro de datos.

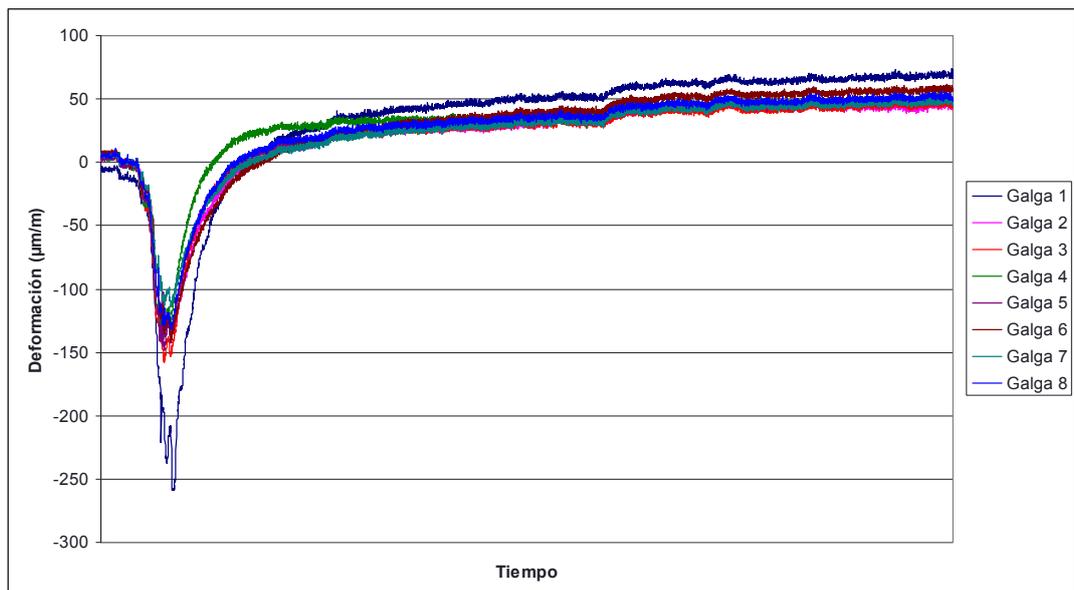


Fig. 5.3.47  
Evolución de la deformación en el tiempo.

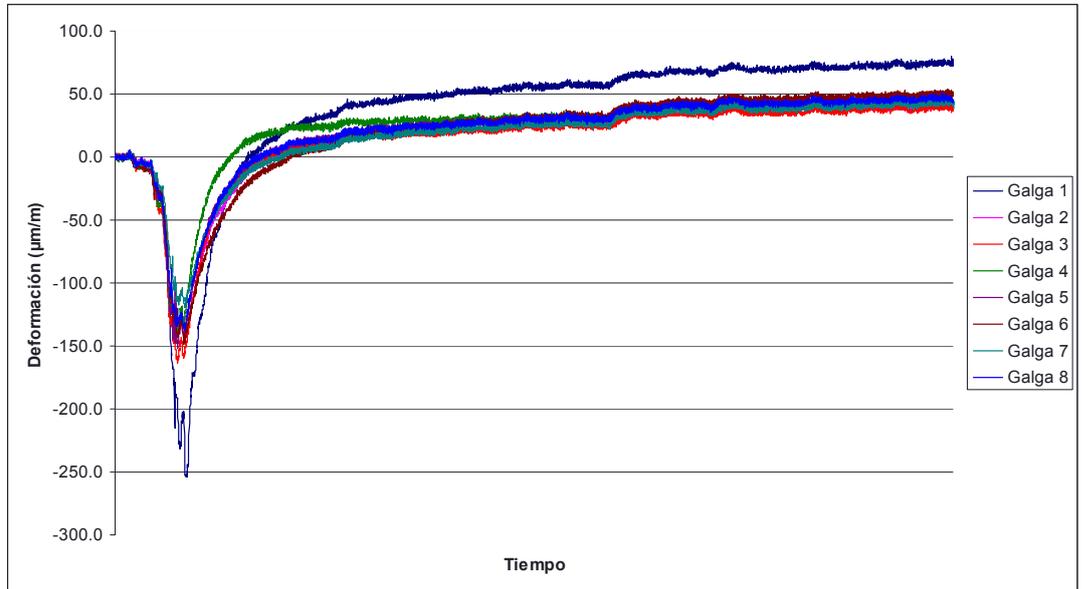
**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tomando como origen relativo los valores de la deformación, previamente al taladrado, una vez estabilizados (Tabla 5.3.5), la gráfica de evolución de la deformación con el tiempo toma el aspecto siguiente de presentado en la Fig. 5.3.48.

Tabla 5.3.5: Deformación una vez estabilizada la carga previamente al taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	-5.7	3.7	6.3	4.6	3.4	7.6	5.3	5.3

Fig. 5.3.48: Traslación de los registros con el objetivo de tomar como origen relativo para el procesado del ensayo, el instante en que los valores presentados por las galgas se estabilizan.



En las Fig. 5.3.49 - 5.3.52 se presentan cada par de galgas diametralmente opuestas.

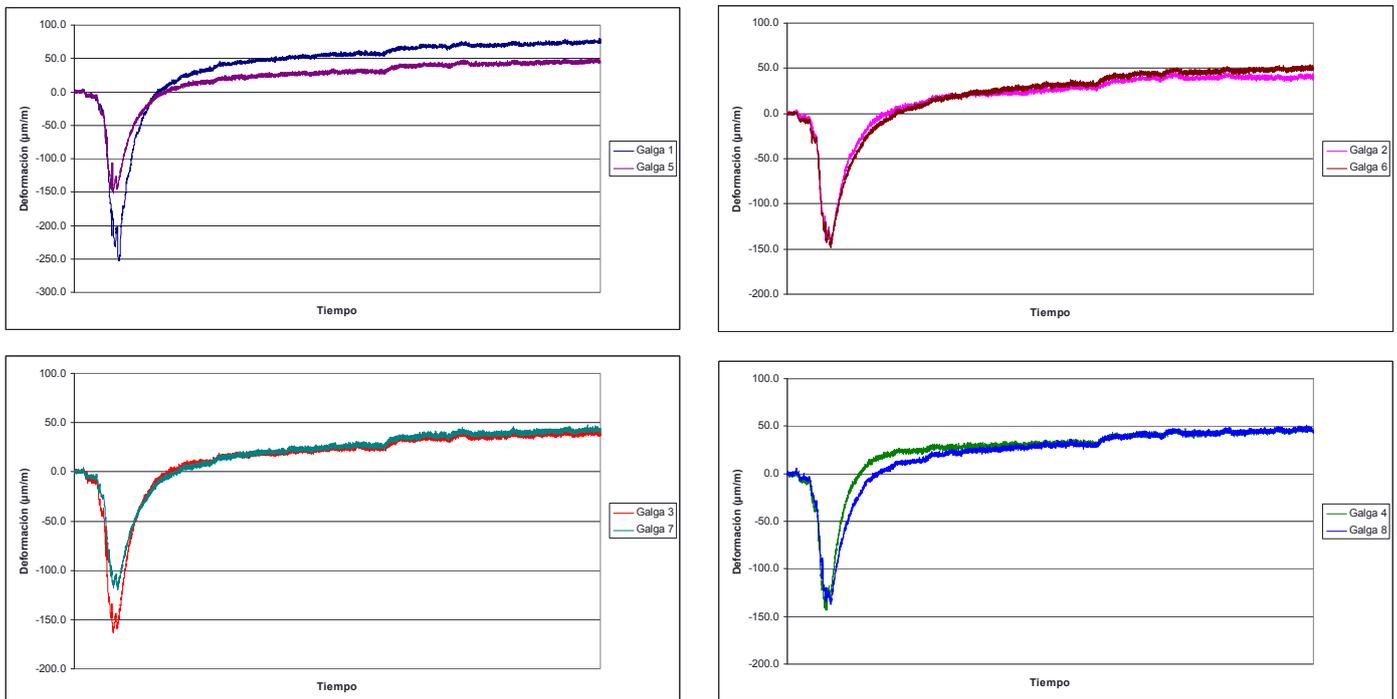


Fig. 5.3.49 - 5.3.52: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

Las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ , discriminando el ruido inherente a la toma de datos, durante los veinte últimos minutos del ensayo. En vista de lo

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

referido, se considera como incremento deformacional de las galgas, tras el taladrado, los valores de la siguiente Tabla 5.3.6:

Tabla 5.3.6: Incremento deformacional registrado por las galgas extensométricas después del taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\varepsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	71.8	39.7	37.0	43.9	43.5	47.8	40.3	44.3

Como ya se ha referido, dado que las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ , se considera el registro asociado a cada una de ellas como válido. En base a las deformaciones referidas y procediendo con la teoría de la elasticidad, puede obtenerse (Tabla 5.3.7), para cada una de las combinaciones referidas, las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\text{max}}$  y  $\sigma_{\text{min}}$ , el ángulo existente, medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

De la misma forma, debido a la elevada plasticidad presente en la roca sobre la que se realizó el ensayo, y en vista de su previsible reducida rigidez, ante la carencia de resultados sobre su deformabilidad se ha adoptado un módulo de deformación de la décima parte que el obtenido en los ensayos de las rocas calizas del Seminario Mayor de Comillas, es decir, 2,793.10 MPa, y para el coeficiente de Poisson un valor equivalente (0.31).

Tabla 5.3.7: Obtención, para cada una de las combinaciones de galgas, de las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\text{max}}$  y  $\sigma_{\text{min}}$ , el ángulo existente ( $\beta$ ), medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Combinación	Canales	$\sigma_{\text{max}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_{\text{min}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\beta$ ( $^\circ$ )	$\sigma_{\text{vert}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )
1*	1, 3, 6	-0.48	-0.69	80	-0.68
2	2, 4, 7	-0.43	-0.47	23	-0.46
3	3, 5, 8	-0.4	-0.46	-27	-0.45
4*	4, 6, 1	-0.34	-0.64	-43	-0.64
5	5, 7, 2	-0.43	-0.46	68	-0.46
6*	6, 8, 3	-0.44	-0.55	51	-0.55
7*	7, 1, 4	-0.48	-0.71	18	-0.69
8	8, 2, 5	-0.44	-0.46	-77	-0.45
$\sigma_{\text{vert, Promedio}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )					<b>-0.46</b>
$\sigma_{\text{vert, Desvest}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )					<b>0.01</b>
Coef. de variación					<b>1.27%</b>

\* Las combinaciones 1, 4, 6 y 7 no se tienen en lo que respecta al cálculo de la tensión vertical.

Desde un punto de vista estadístico (coeficiente de variación inferior al 10%) solo se tienen en cuenta las combinaciones 2, 3, 5 y 8. Para estas combinaciones la tensión vertical promedio estimada en el ensayo es de **0.46 N/mm<sup>2</sup>** (compresión), presentando un coeficiente de variación del 1.27%.

Por su parte, en la Tabla 5.3.8 adjunta se relaciona el nivel de tensión vertical promedio, su desviación típica y su coeficiente de variación en función de las combinaciones de galgas adoptado. Como puede apreciarse a medida que se discriminan las combinaciones, cuyo nivel tensional vertical se diferencie del valor promedio obtenido para cada conjunto de combinaciones una magnitud mayor que la desviación típica calculada para cada conjunto de éstas, el coeficiente de variación disminuye. Si bien la incertidumbre de los resultados obtenidos es importante, lo que si que parece claro es que el nivel tensional movilizado es reducido.

Tabla 5.3.8: Obtención, para diferentes combinaciones de galgas, la tensión vertical promedio existente, la desviación típica y el coeficiente de variación relacionado.

Combinaciones	$\sigma_{\text{vert, Promedio}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_{\text{vert, Desvest}}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	Coef. de variación
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8	-0.55	0.11	19.62%
2, 3, 4, 5, 6 y 8	-0.50	0.08	15.51%
2, 3, 5, 6 y 8	-0.47	0.04	9.02%
2, 3, 5 y 8	-0.46	0.01	1.27%

## Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0902 adjunto en el Anexo 19, para la consulta más detallada del ensayo.

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.3.9.

Tabla 5.3.9: Resultados de los ensayos de gato plano simple y hole drilling realizados en el Palacio de Riva-Herrera de Santander (Cantabria, España).

Fecha	Cód.	Comentarios	Ubicación	$\sigma_{\text{servicio}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{gato plano}}/\sigma_{\text{hole drilling}}$
04-02-10	FJS	Mampostería caliza y marga	Planta baja del muro Norte	0.47	1.02
20-03-09	HD	Mampostería caliza y marga	Planta baja del muro Norte	0.46	

Cabe relacionar la buena aproximación obtenida en la estimación del nivel tensional mediante gato plano simple y hole drilling.

Por su parte, la tensión teórica media existente en la base del muro ensayado, con una altura de 7.60 m, es de 0.175 MPa.

$$\sigma = 7.60m \cdot 2300 \frac{kg}{m^3} = 0.175MPa$$

EL hecho de que el nivel tensional teórico estimado sea del orden de la mitad que el medido experimentalmente puede deberse a que el muro, supuesto de 0.73 m de grosor no esté formado por la mampostería constituyente de la hoja exterior ensayada en todo su espesor, así lo demuestra la auscultación sónica y visual realizada en el punto 5.3.4.3 en la que se constata un relleno interior de menores prestaciones mecánicas y una hoja interna de mampuestos de menores dimensiones. Todo ello desemboca que la mayor parte de su carga se concentra en la hoja externa analizada, debido a su mayor rigidez.

### 5.3.4.2 Caracterización mecánica de la fábrica.

#### 5.3.4.2.1 Gato plano doble.

El ensayo de gato plano doble tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de una hoja exterior del muro de fábrica Norte del Palacio de Riva-Herrera (Santander, España). La fábrica es una mampostería caliza armada con mortero de cal, compuesta a base de dos hojas externas y un relleno interior (el factor diferencial entre unas y el otro era fundamentalmente el tamaño de los mampuestos, más pequeños en el núcleo).

Las Fig. 5.3.53 y 5.3.54 muestran sendos detalles de la roza realizada mediante sierra de disco manual para guiado en la fase de ejecución de la roza.



Fig. 5.3.53: Corte mediante sierra de disco manual para guiado en la fase de ejecución de la roza.

Fig. 5.3.54: Ejecución de la roza del gato plano inferior mediante sierra de disco orbital marca Husqvarna K-950.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Por su parte las Fig. 5.3.55 y 5.3.56 refieren dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical y horizontal fue de 200 mm. Finalmente, la Fig. 5.3.57 muestra una perspectiva del emplazamiento general del ensayo tomada durante la ejecución de uno de los ciclos de carga.



Fig. 5.3.55: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.3.56: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.3.57: Emplazamiento general del ensayo.

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.3.58 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.3.59 para el gato plano inferior.

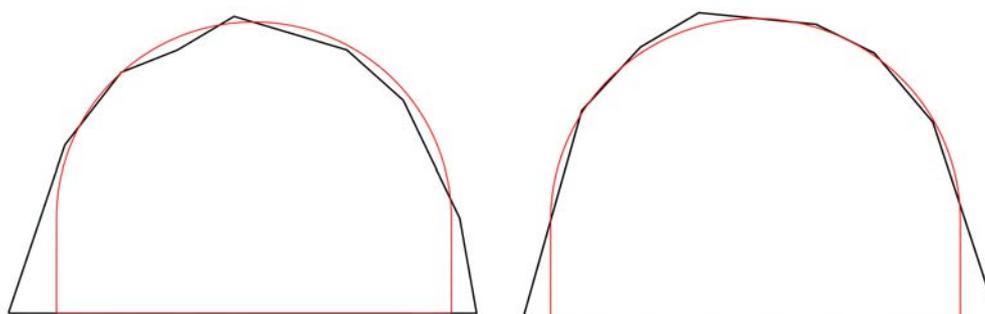


Fig. 5.3.58: Relación entre el área de la roza (797.63 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano superior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo de gato plano doble realizado en el Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

Fig. 5.3.59: Relación entre el área de la roza (801.75 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano inferior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo de gato plano doble realizado en el Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

En base a las áreas obtenidas para las rozas ejecutadas y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes las relaciones geométricas ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ). En la Tabla 5.3.10 se resumen los factores geométricos obtenidos.

Tabla 5.3.10: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo de gato plano doble realizado en el palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

Factores geométricos, $k_a$ , FJD Riva-Herrera (Santander, Cantabria)					
	Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas		$K_{a, \text{promedio}}$
Gato plano superior (Fig. 5.3.58)	$A_{\text{roza}}$	797.63	$K_{\text{gato-roza}}$	0.976	
	$A_{\text{gato}}$	778.56			
Gato plano inferior (Fig. 5.3.59)	$A_{\text{roza}}$	801.75	$K_{\text{gato-roza}}$	0.971	
	$A_{\text{gato}}$	778.56			

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.95 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.3.60 se presentan los resultados obtenidos para los cuatro puntos de control vertical y los dos horizontales tras la realización de 4 ciclos de carga y descarga. Las curvas obtenidas para los seis puntos de control resultaron satisfactorias.

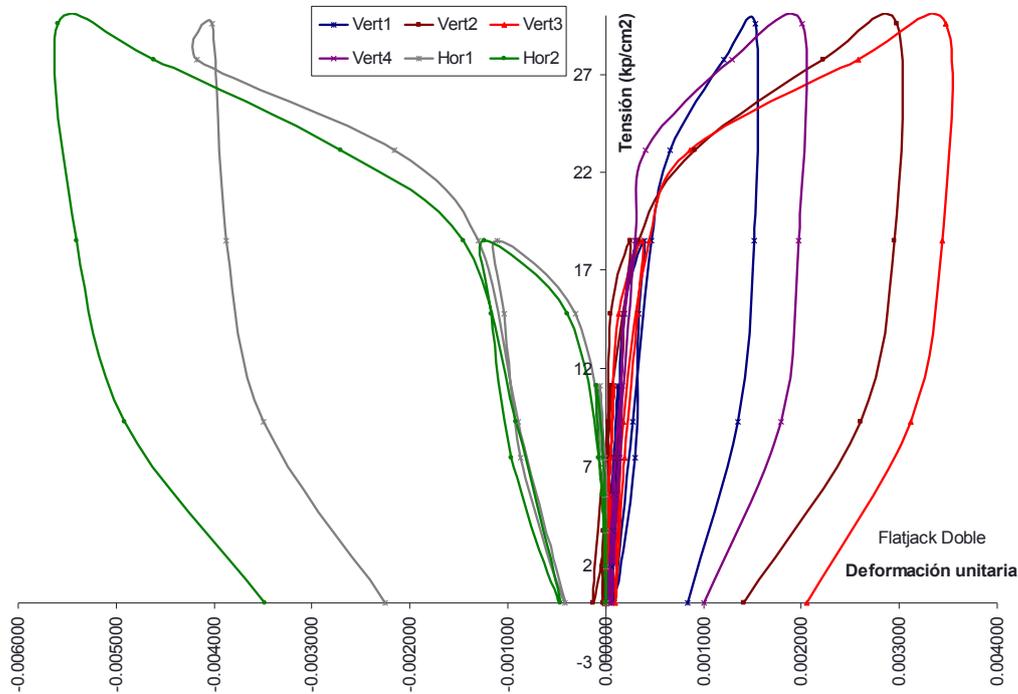


Fig. 5.3.60: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

Finalmente, en la Fig. 5.3.61 se presentan las leyes tensión – deformación promedio, obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control vertical, como para los horizontales.

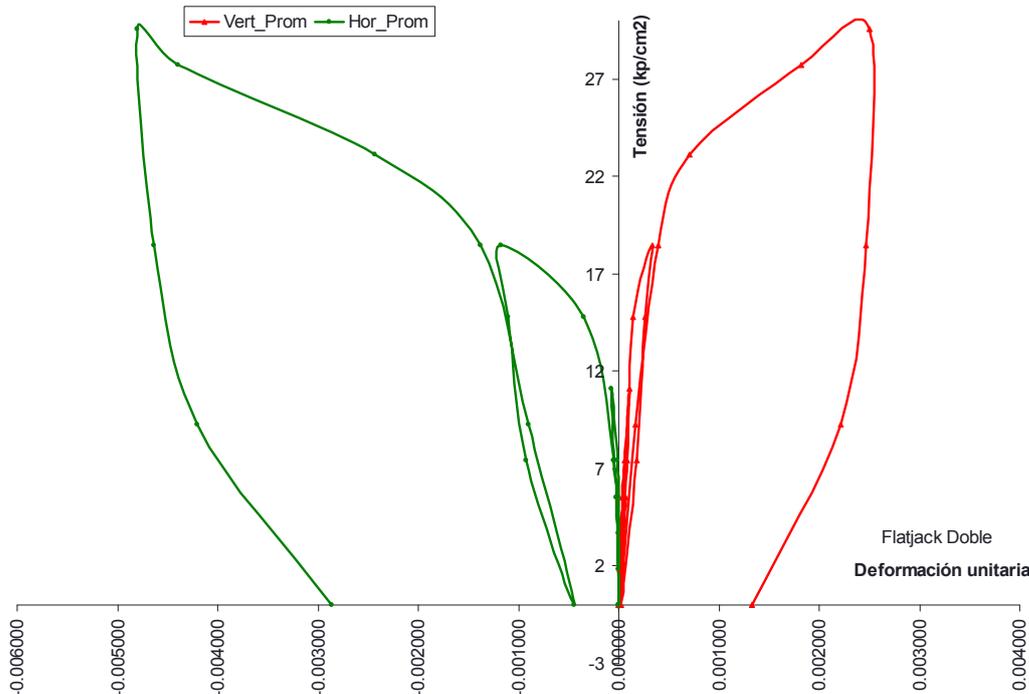


Fig. 5.3.61: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 1.30 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.3.62 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente de los mismos. A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3% (Tassios 1988), obteniendo un valor de 3.04 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

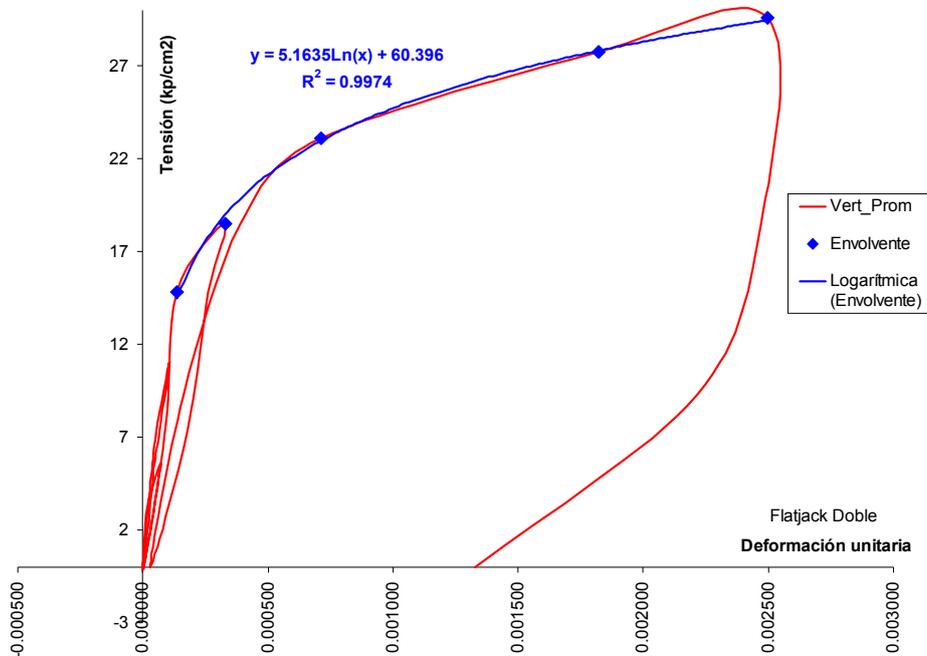


Fig. 5.3.62: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9974$ ).

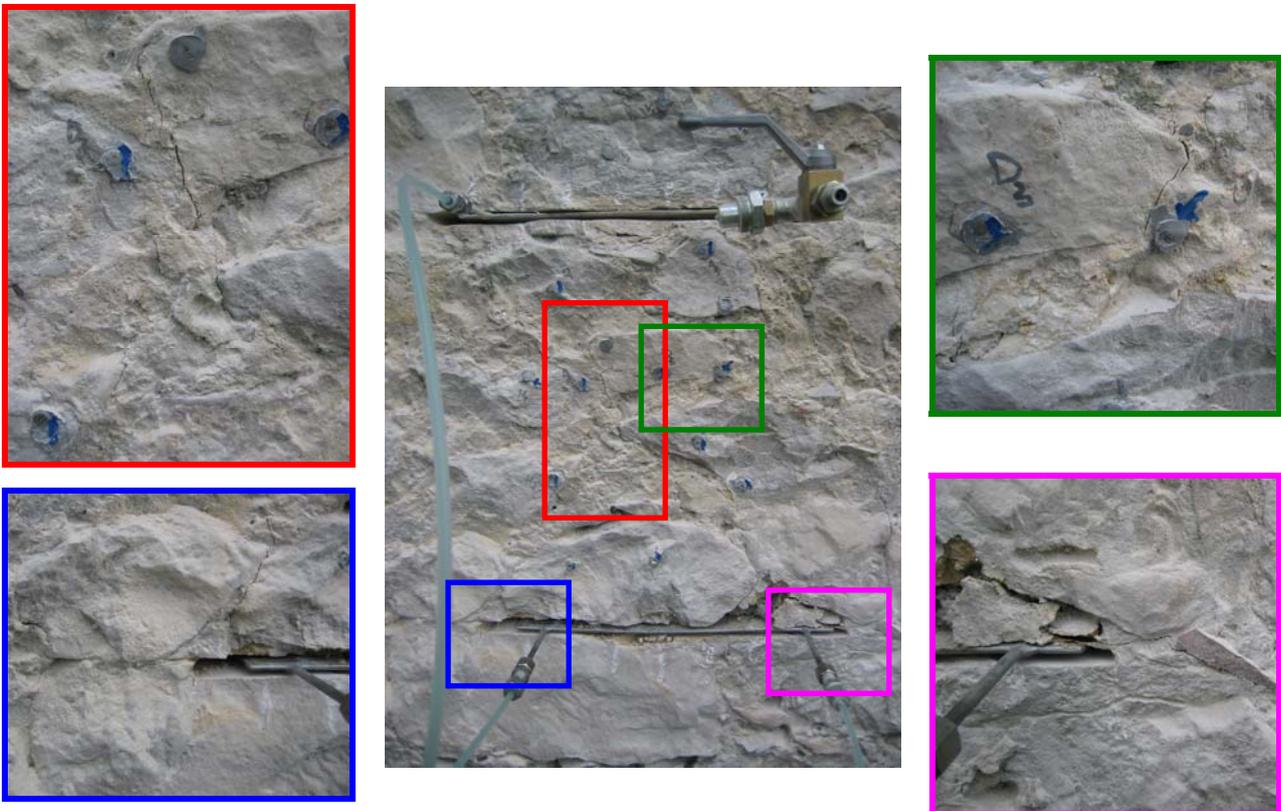


Fig. 5.3.63: Agrietamientos desarrollados en el área de ensayo.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Como ya se refirió en el estado del arte de esta tesis, para estimar la resistencia de la fábrica, puede llevarse a cabo un ensayo de gato plano doble hasta la aparición de las primeras grietas en la fábrica (**Binda et al. 1983; Rossi 1985 y 1988**).

En este sentido, para reforzar el argumento relacionado con la tensión última estimada, conviene exponer que la primera fisura vertical, enmarcada en rojo en la Fig. 5.3.63, comenzó a marcarse levemente en la fábrica a una presión instalada en el gato de 20 Ba (tensión equivalente en el muro de 1.85 MPa), haciéndose más evidente para niveles tensionales mayores. De la misma forma, la fisura enmarcada en verde en la misma Fig. 5.3.63 tuvo lugar para una presión instalada en el gato de 30 Ba (tensión equivalente en el muro de 2.78 MPa). Ambas tensiones son del orden de magnitud de la tensión a rotura estimada.

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.3.60 y 5.3.61) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha mampostería caliza. Dichos parámetros mecánicos serán función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.3.11 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.3.11: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p1-p2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p1-p2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p1-p2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	6	53,360	138,735	86,709	77,075	88,970	-0.16
2	0	8	77,075	154,150	154,150	115,613	125,247	-0.25
3	0	8	61,660	132,129	132,129	71,146	99,266	-
4	0	10	46,245	57,806	105,102	96,344	76,374	-
							<b>97,464.0</b>	<b>-0.21</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p1-p2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p1-p2}$ ).

Como conclusión, podría considerarse un módulo de elasticidad secante de **9,746.40 MPa** y un coeficiente de Poisson de **0.21**.

En las Fig. 5.3.64 - 5.3.65 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

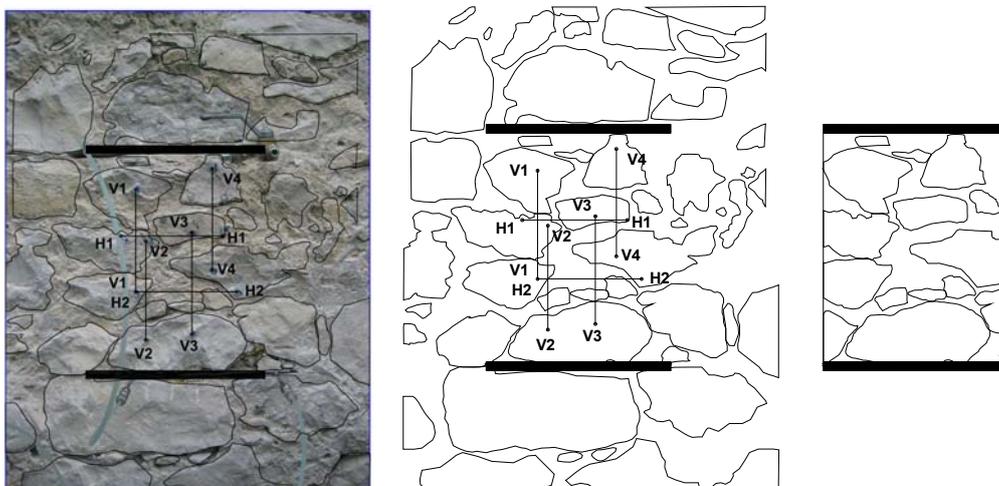


Fig. 5.3.64 y 5.3.65: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.3.66: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Por su parte en la Fig. 5.3.66 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una mampostería de caliza de resistencia media y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.3.12 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.3.12: Área total, de piedras y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.3.66. Relación entre el área de mortero y el área de las piedras.

$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	1,491.46
$A_{piedras}$ (cm <sup>2</sup> )	989.05
$A_{mortero}$ (cm <sup>2</sup> )	502.41
<b><math>A_{mortero}/A_{piedras}</math></b>	<b>0.51</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>9,746.40</b>

Se remite al lector al registro de ensayo Lab1004 adjunto en el Anexo 19, para la consulta más detallada del ensayo.

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.3.13:

Tabla 5.3.13: Resultados de los ensayos de gato plano realizados en el Palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria).

Fecha	Cód.	Comentarios	$A_{mortero}/A_{piezas}$	$E_{sec, prom}$ (MPa)	$v_{prom}$	$\sigma_{servicio}$ (MPa)	Límite elástico (MPa)	$\sigma_{rotura}$ (MPa)	$E/\sigma_k$
04-02-10	FJS	Mampostería de caliza	-	-	-	0.47	-	-	-
04-02-10	FJD	Mampostería de caliza	0.51	9,746.4	0.21	-	1.30	3.04	4,580.1

Por su parte el **coeficiente de seguridad** existente en la fábrica ensayada del inmueble

( $\gamma = \frac{0.7 \cdot \sigma_{rotura}}{\sigma_{servicio}}$ ), **frente a mecanismos de compresión a peso propio**, es de **4.53**.

### 5.3.4.3 Ensayos sínicos.

En el presente apartado se muestran algunas de las posibilidades de la aplicación de la metodología de Impacto-Eco sobre los datos obtenidos a partir de los ensayos realizados en el Palacio de Riva Herrera, en la ciudad de Santander, y su posterior procesado.

Dicho trabajo fue realizado en colaboración con la Unidad de Modelización Geofísica de la universidad de Oviedo, empleando un equipo TDAS-16. Dicho equipo consta de un maletín que protege una serie de cuatro convertidores analógico-digitales. Los sensores empleados fueron acelerómetros cuya frecuencia de resonancia es de 55 KHz. Igualmente también se utilizó un martillo conectado al equipo, dicho martillo posee en su cabeza un elemento sensor que actúan como trigger para la recepción de la señal.

Para realizar este tipo de ensayos es necesario el concurso de, al menos, dos personas. Una dedicada a la adquisición de los datos en el equipo informático y la otra para realizar los impactos en la estructura y para la colocación del sensor a fin de detectar las ondas emitidas por el martillo. En el caso en que la superficie interna del material sea también accesible, al menos en ciertos puntos, puede plantearse como objetivo la realización de ensayos de transmisión directa. Normalmente, en ese caso, hace falta la ayuda de una tercera persona.

## Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido

La técnica de Impacto-Eco se basa en la propagación de pulsos transitorios en un medio (considerado como) elástico. El pulso energético, introducido mediante el emisor, se propaga por el medio hasta una posible interfase o discontinuidad, donde parte de la energía es reflejada y vuelve nuevamente a la superficie de partida. El contraste de impedancia con el aire ocasiona un nuevo rebote y el ciclo se repite (con dispersión y amortiguamiento) varias veces hasta que la energía asociada al pulso se extingue, véase esquema en la Fig. 5.3.67.

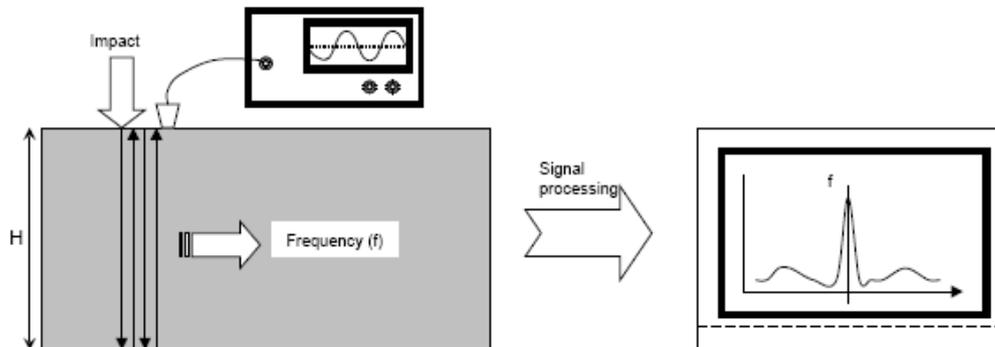


Fig. 5.3.67: Impacto-eco. Fundamentos.

El registro temporal de la aceleración medida por el acelerómetro contiene, pues, la periodicidad asociada a las reflexiones múltiples. La aplicación de la transformada de Fourier a la señal registrada presenta un máximo local en la frecuencia característica. Dicha frecuencia está relacionada con la velocidad del pulso en el medio de propagación ( $V_p$ ) y con la distancia entre las intercaras implicadas en el eco mediante la siguiente expresión genérica.

$$f = \alpha \cdot \frac{V_p}{2 \cdot H} \quad (5.3.1)$$

Siendo  $f$  la frecuencia de resonancia,  $H$  la distancia entre las superficies que motivan las reflexiones y  $V_p$  la velocidad de propagación. El parámetro  $\alpha$  contiene información de la geometría del material analizado. Para el caso de placas libres se emplea el valor 0.96. Sin embargo, la corrección del 4% que supone, no es relevante al nivel de análisis e interpretativo que se propone en el presente apartado.

Aunque los fundamentos del método son claros y fácilmente comprensibles, la viabilidad de la aplicación del mismo parece tener una fuerte componente específica de cada material y geometría concreta. En este caso el objetivo inicial es comprobar la consistencia de la información obtenida y tratar de correlacionarla, sin recurrir al conocimiento a priori, con la estructura geométrica del interior del muro.

Sólo en la fase interpretativa final se emplea dicho conocimiento para realizar una crítica fundamentada de la viabilidad del modelo propuesto y para realizar nuevas sugerencias de ajuste de otros modelos.

### 5.3.4.3.1 Toma de datos

Los ensayos sínicos, de impacto eco y de transmisión directa, se realizaron en diferentes zonas del edificio. En el croquis adjuntado en la Fig. 5.3.33 se ubican los diferentes puntos de ensayo para una mejor comprensión.

En lo que sigue se adjuntan breves comentarios sobre la realización de los mismos.

- Puntos ST-1, 2 y 3: corresponden a la pared Norte del palacio. En estos puntos se realizaron ensayos de impacto-eco y medidas de ruido (Fig. 5.3.68).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.3.68: Ensayo para medir el "ruido" en el exterior del muro de carga Norte.

Fig. 5.3.69: Ensayo para medir el "ruido" en la cerca Este de la finca.

- Punto ST-4: corresponde al muro Este de cierre de la finca, justo a la entrada. Se realizó impacto-eco y medida de ruido (Fig. 5.3.69).



Fig. 5.3.70: Ensayo directo en el muro Sur con el emisor en el interior.

Fig. 5.3.71: Ensayo directo en el muro Sur con el emisor en el exterior.

- Punto ST-5: en el muro de carga Sur del palacio. En esta zona se pudo realizar unos ensayos de transmisión directa (Fig. 5.3.70 y 5.3.71) y de impacto eco (Fig. 5.3.72), debido a que una pequeña ventana permitió ubicar perfectamente los puntos de impacto, desde dentro y desde fuera. También se realizaron medidas de ruido.
- Punto ST-6: se ubica sobre el dintel de una puerta que comunica dos estancias interiores del palacio (Fig. 5.3.73).



Fig. 5.3.72: Ensayo de impacto eco en el interior del muro Sur.

Fig. 5.3.73: Ensayo de impacto eco en un dintel de un muro interior.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Salvo en el caso del dintel, constituido a base de una piedra arenisca labrada de tamaño importante, el resto de ensayos fueron realizados sobre muros armados a base de una mampostería de piedra caliza y con argamasa de cal.

Dado que dichos ensayos mencionados no son el objeto principal de esta tesis doctoral, los resultados ilustrados, en lo que sigue, se basan en el punto ST-5, pues es mayor la información disponible sobre el mismo (ver descripción de los ensayos realizados en este punto: Tabla 5.3.14). En la Fig. 5.3.74 se puede observar una señal en el dominio del tiempo recogida por los sensores en dicho punto.

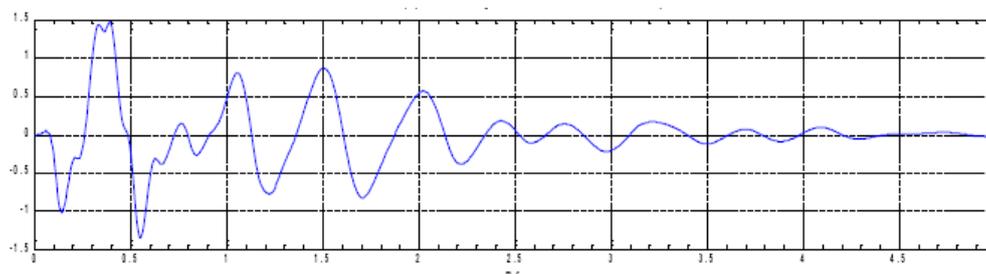


Fig. 5.3.74: Señal típica obtenida en el dominio del tiempo.

Tabla 5.3.14: Ensayos de ruido, impacto eco y de transmisión directa realizados sobre el muro de carga Sur del Palacio de Riva Herrera (punto 5), con fecha 04-06-09. El muro, de mampostería caliza y mortero de cal, presenta un espesor aproximado de 73 cm.

Clave	Punto	Gel <sup>5</sup>	Presión <sup>6</sup>	Comentarios
Ruido 11	5	C	P	10 ms <sup>7</sup> , 1 Mhz <sup>8</sup>
Ruido 12	5	C	P	10 ms, 1 Mhz
Impacto eco (dentro)	5a	C	P	15 cm entre impacto y sensor 50 ms, 200 kHz
Impacto eco (dentro)	5b	C	P	
Impacto eco (dentro).promedio 5 impactos	5cAVG	C	P	
Ensayo directo Dir5iea	5	C	P	Impacto dentro 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5ieb	5	C	P	Impacto dentro 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5iecAVG	5	C	P	Impacto dentro 50 ms, 200 kHz Promedio 5 impactos
Ensayo directo Dir5eia	5	C	P	Impacto fuera 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5eib	5	C	P	Impacto fuera 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5eicAVG	5	C	P	Impacto fuera 50 ms, 200 kHz Promedio 5 impactos
Impacto eco fuera	5d	C	P	50 ms, 200 kHz
Impacto eco fuera	5e	C	P	50 ms, 200 kHz
Impacto eco fuera	5fAVG	C	P	50 ms, 200 kHz Promedio 7 impact.
Ruido 13	5	C	P	10 ms, 1 Mhz
Ruido 14	5	C	P	10 ms, 1 Mhz

<sup>5</sup> C con gel, S sin gel.

<sup>6</sup> P con presión, NP sin presión.

<sup>7</sup> Tiempo de adquisición en milisegundos.

<sup>8</sup> Frecuencia de adquisición.

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Las medidas de señal en el dominio del tiempo fueron adquiridas con una frecuencia de muestreo de 200 kHz prolongándose el tiempo de adquisición durante 50 ms. Siempre se adquiere, como medida del estado de referencia, un registro del ruido natural del emplazamiento. En este caso, la frecuencia de adquisición se eleva hasta 1 MHz, mientras que el tiempo de escucha se reduce hasta los 10 ms.

En este caso, todas las medidas de ruido tuvieron aproximadamente la misma amplitud, varios órdenes de magnitud por debajo de la señal útil y por tanto, se comprobó que no interfiere en la interpretación ésta.

### **5.3.4.3.2 Procesado de señales**

El procesado de las señales se realizó desde dos puntos de vista:

- En base al estudio de la señal mediante la transformada de Fourier (Lombillo et al. 2009).
- Mediante la transformación por ondículas (wavelet transform, en inglés), en particular, se aplicó la denominada CWT (continuous wavelet transform) empleando la ondícula de Morlet para este caso particular, tanto en modo real como en versión compleja (Fernández et al. 2009).

En lo que sigue se van a resumir los resultados obtenidos mediante la transformada de Fourier, remitiendo al lector a Fernández et al. (2009) para una consulta de los trabajos relacionados mediante Wavelets.

Las señales adquiridas por el TDAS-16 fueron importadas a MATLAB®. Se escribió un pequeño programa para calcular y representar las transformadas de Fourier a la señal adquirida. La morfología de los resultados puede verse en la Fig. 5.3.75.

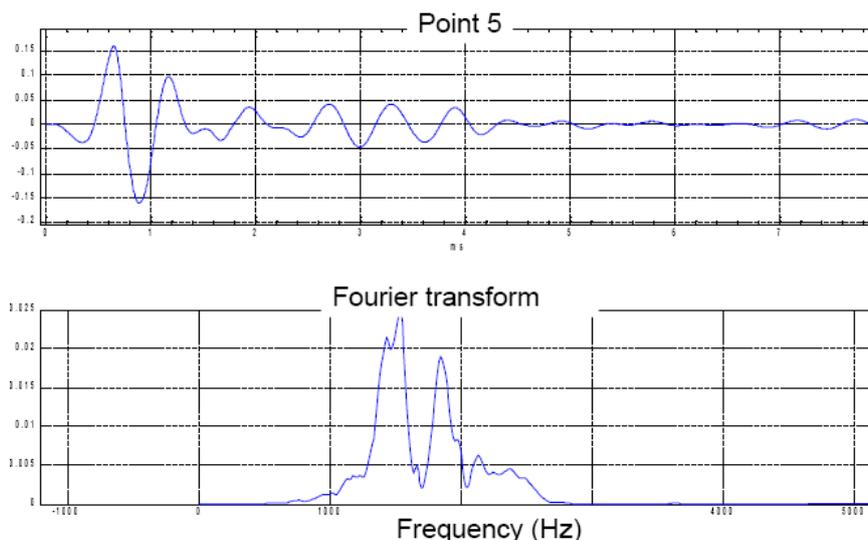


Fig. 5.3.75: Señal en el dominio del tiempo y su transformada de Fourier.

El procesado conlleva analizar la forma de la onda en el dominio del tiempo así como su transformada de Fourier, identificando las frecuencias a las que se presentan los picos predominantes (resonancias) para su posterior interpretación.

### **5.3.4.3.3 Interpretación de resultados**

La interpretación se relaciona con la elaboración de un modelo, o varios, hipotéticos capaces de reproducir los resultados obtenidos. Se destaca que la propuesta de modelos se realiza solamente basada en los datos obtenidos de los distintos ensayos de impacto eco realizados sobre el mismo punto.

En esta metodología la velocidad es una incógnita del problema. Cada capa propuesta tiene la suya y es desconocida. Una opción es recurrir a ensayos diferentes para determinarla y otra intentar estimarla como parte del método junto con las profundidades.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

El punto ST-5 se ubica en el muro de carga Sur del palacio, en una zona accesible por ambas caras de la pared, de manera que se pudieron repetir los ensayos desde dentro y desde fuera, para poder contrastar los resultados y tratar de ofrecer, al menos, diversos casos posibles de estructura interna de la pared.

La Fig. 5.3.76 presenta los espectros (superpuestos) de diferentes ensayos efectuados desde la misma cara externa.

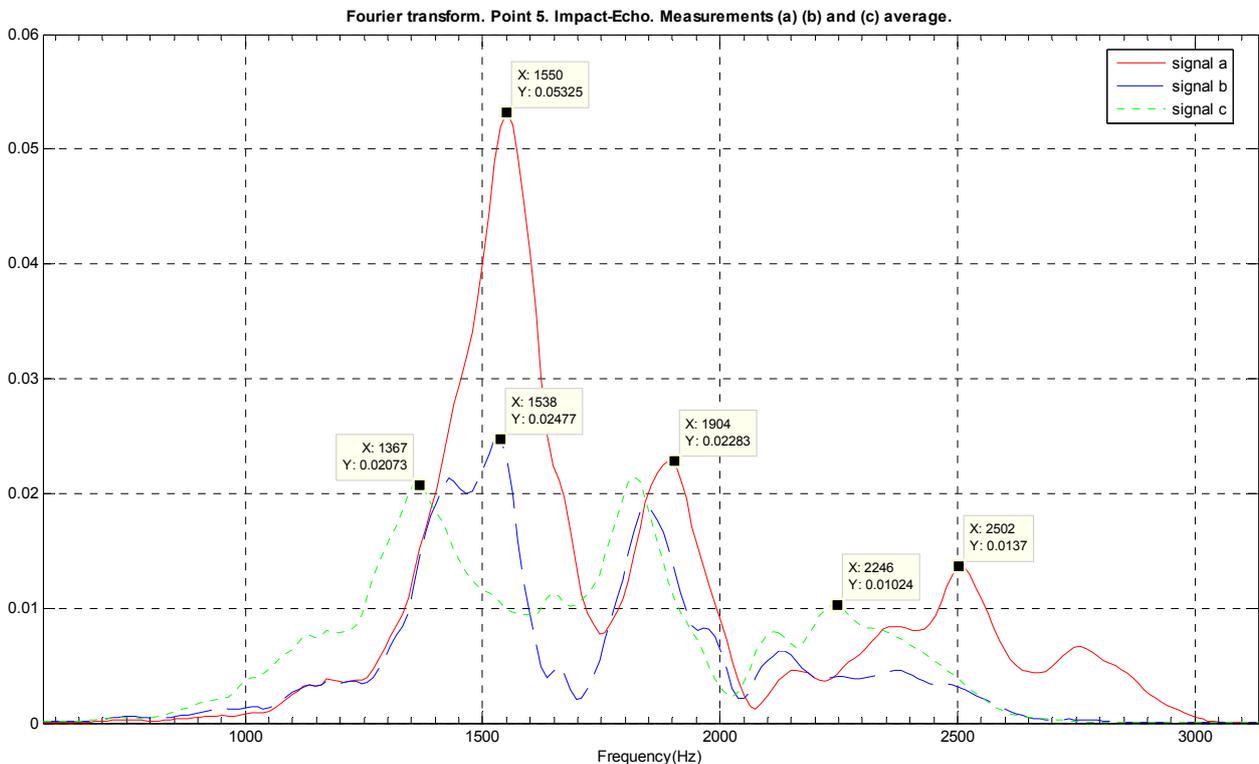


Fig. 5.3.76: Transformada de Fourier de las señales registradas en el punto ST-5.

Como puede comprobarse existen tres picos destacados: 2500, 1900 y 1500 Hz aproximadamente. Pero, sobre todo, se observa la existencia consistente de tres zonas de resonancia que, hipotéticamente, pudieran corresponder a tres capas del muro.

Cada pico de la transformada se considera generado por el rebote de las ondas en una interfase. Esta interfase puede separar dos medios con distinta impedancia acústica o ser un defecto extenso en el seno de un material, por otro lado, homogéneo. De este hecho puede extraerse una primera conclusión: parecen existir tres zonas en el interior de la pared.

Los picos de frecuencias más altas corresponden a interfases más cercanas a la fuente emisora de energía, es decir más cercanas a la superficie en que impacta el martillo. Por el mismo motivo, los picos de frecuencias más bajas vendrían provocados por rebotes en superficies más profundas. El pico de menos frecuencia (1500 Hz) puede corresponder a la interfase que separa dos medios con impedancia acústica muy dispar: la piedra y el aire (por ello que la amplitud en el espectro de frecuencias sea muy grande).

Esta primera conclusión se ilustra geoméricamente en la Fig. 5.3.77, donde puede verse una pared de 73 cm (espesor medido in situ) formada por tres zonas de ancho desconocido, según se infiere de la transformada.

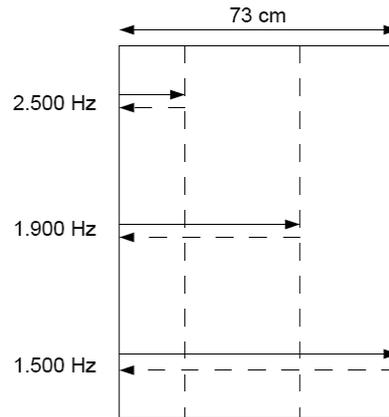


Fig. 5.3.77: Modelo para la composición interna del muro en el punto ST-5.

Los espesores son desconocidos porque no se conoce la velocidad de propagación de la onda en cada uno de los distintos materiales. Para estimar la velocidad de propagación, se analiza la onda generada por transmisión directa. Utilizando la llegada de la onda P se puede calcular la velocidad media de propagación en la pared. En total se realizaron seis ensayos de transmisión directa, de los cuales se obtienen los resultados recogidos en la Tabla 5.3.15.

Tabla 5.3.15: Velocidades promedio observadas mediante transmisión directa de pulsos mecánicos.

Señal	Velocidad observada (m/s)
1	1,678
2	1,972
3	1,759
4	1,848
5	1,946
6	1,738
<b>Media</b>	<b>1,823.5</b>
<b>Desviación típica</b>	<b>118.6</b>
<b>Coefficiente de variación</b>	<b>0.07</b>

Como puede comprobarse, La dispersión es muy pequeña (desviación típica de 118.6 m/s) y por tanto, presenta en términos relativos (coeficiente de variación de 0.07) una magnitud claramente compatible con errores experimentales.

Conviene dejar constancia que esta velocidad promedio es la media ponderada de las distintas velocidades de propagación a través de los diversos materiales por los que atraviesa la onda en su viaje a través de la pared.

En principio, diversos escenarios cuantitativos resultan compatibles con las señales analizadas. Se ofrece, no obstante, como aproximación razonable un modelo que considera que los materiales son lo suficientemente parecidos como para poder suponer que la velocidad es la misma en las tres capas y que la separación entre ellas, con entidad física propia debida al proceso constructivo, es la responsable de las reflexiones obtenidas.

En este modelo multicapa los picos de frecuencia vendrían regulados por las siguientes ecuaciones:

$$f_1 = \alpha \cdot \frac{V_{p,1}}{2 \cdot T_1} \tag{5.3.2}$$

Para el segundo eco:

$$f_2 = \frac{1}{\frac{2 \cdot T_1}{\alpha \cdot V_{p,1}} + \frac{2 \cdot T_2}{\alpha \cdot V_{p,2}}} \tag{5.3.3}$$

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Para el tercer eco:

$$f_3 = \frac{1}{\frac{2 \cdot T_1}{\alpha \cdot V_{p,1}} + \frac{2 \cdot T_2}{\alpha \cdot V_{p,2}} + \frac{2 \cdot T_3}{\alpha \cdot V_{p,3}}} \quad (5.3.4)$$

Siendo  $V_{p,i}$  y  $T_i$ , las velocidades de propagación y los espesores de cada zona, respectivamente.

A partir de estas ecuaciones, conocida la velocidad (considerada como la media ponderada de las distintas velocidades de propagación de la onda longitudinal), quedan perfectamente determinados los espesores de las capas implicadas. El fondo del muro estaría a unos 61 cm de profundidad. La primera hoja tendría un espesor aproximado de unos 36 cm, la segunda hoja aproximadamente unos 12 cm, y la tercera unos 13 cm, las incertidumbres integradas en esta aproximación rondarían los dos centímetros.

Lo más interesante es, sin duda, la identificación de la zonación correcta y también el hecho de que las potencias estimadas para cada capa son compatibles con la estructura real interna del muro tal como se desprende de las Fig. 5.3.78 y 5.3.79 (corresponden a otro muro del palacio, similar al estudiado)

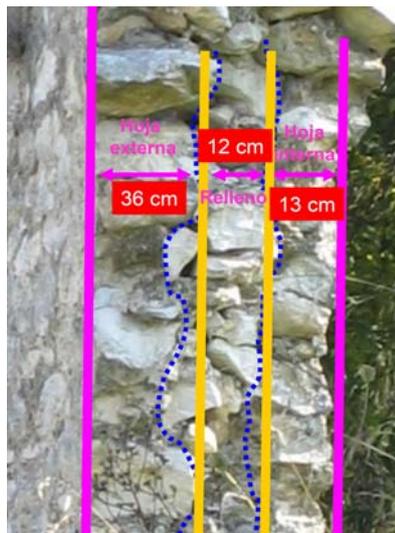


Fig. 5.3.78: Esquema de distribución interna de materiales en uno de los muros.

Fig. 5.3.79: Aspecto de la tercera hoja y la interfase entre ésta y la segunda hoja.

## 5.4 Campaña experimental desarrollada en una chimenea de fábrica de ladrillo de finales del siglo XIX – principios del siglo XX (Tejerías La Covadonga – Muriedas, Cantabria).

### 5.4.1 Introducción.

La campaña experimental relacionada consistió en la realización de un ensayo hole drilling sobre la fábrica de ladrillo componente de la chimenea de las tejerías la Covadonga, sita en Muriedas, Cantabria (España), Fig. 5.4.1 - 5.4.3.



Fig. 5.4.1 y 5.4.2: Localización en planta del emplazamiento de los ensayos.

Fig. 5.4.3: Aspecto general de la chimenea de fábrica de ladrillo.

La obra de fábrica, de dos astas y media de anchura (aprox. 60 cm), fue construida a finales del siglo XIX a base de ladrillo macizo (Fig. 5.4.4 - 5.4.6).

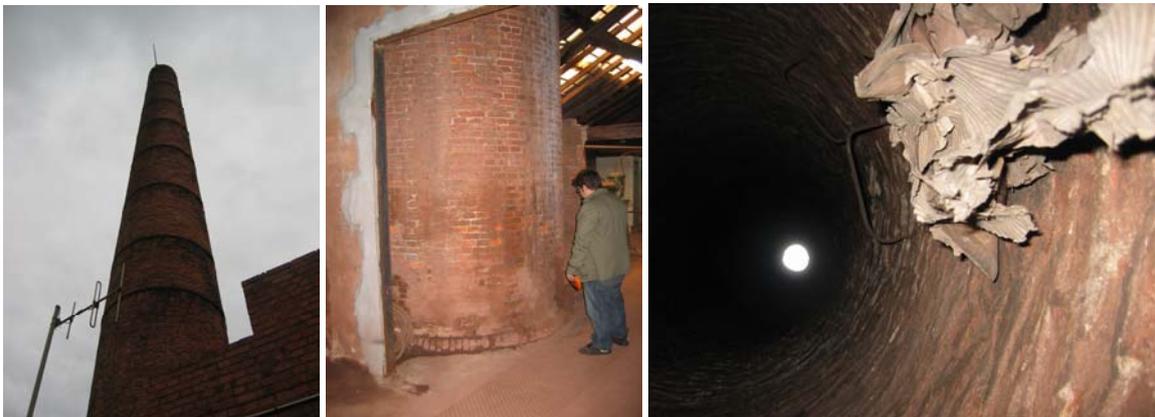


Fig. 5.4.4, 5.4.5 y 5.4.6: Detalles de la fábrica de ladrillo de la chimenea.



Fig. 5.4.7: Detalles del hueco existente en su parte inferior.

Fig. 5.4.8: Detalles del agrietamiento existente en la parte superior del hueco referido en la Fig. 7.

## ***Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido***

Inicialmente la chimenea tenía una altura mayor, si bien en el pasado fue desmochada a causa de los agrietamientos que aparecieron. Como consecuencia de los avatares sufridos, actualmente muestra un desplome hacia la sombra arrojada por la misma en la Fig. 5.4.2, circunstancia que motiva tracciones en su cara opuesta, en la cuál también se localiza la apertura de un hueco en su parte inferior (Fig. 5.4.7). Igualmente, en dicha zona también existe un agrietamiento vertical de magnitud apreciable (Fig. 5.4.8).

### **5.4.2 Estimación del nivel tensional.**

#### **5.4.2.1 Ensayo de Hole Drilling.**

La finalidad de la ejecución del ensayo hole drilling tuvo como objetivo el tratar de estimar las tracciones existentes en dicha zona, para lo cual el punto de ensayo se localizó en la parte superior derecha del hueco referido (Fig. 5.4.9).



Fig. 5.4.9: Localización del Hole Drilling dentro del conjunto del muro de fábrica, una vez realizado.

Fig. 5.4.10: Conexión de las galgas con el equipo de adquisición de datos.

Tras el pegado y conexión de las galgas extensométricas (Fig. 5.4.10), seguido el registro de las deformaciones hasta estabilización de las mismas, fue realizada la perforación, concéntrica con la extensometría dispuesta, empleando brocas trazadoras (Fig. 5.4.11 y 5.4.12). En la Fig. 5.4.13 se presenta un detalle de la zona de ensayo una vez finalizado éste.



Fig. 5.4.11 y 5.4.12: Perforación realizada para generar la relajación tensional. La profundidad del taladro alcanzó los 36.13 mm.

Fig. 5.4.13: Aspecto del ensayo una vez realizada la perforación.

En la Fig. 5.4.14 se presentan los registros de la evolución de la deformación de cada galga a lo largo del ensayo.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

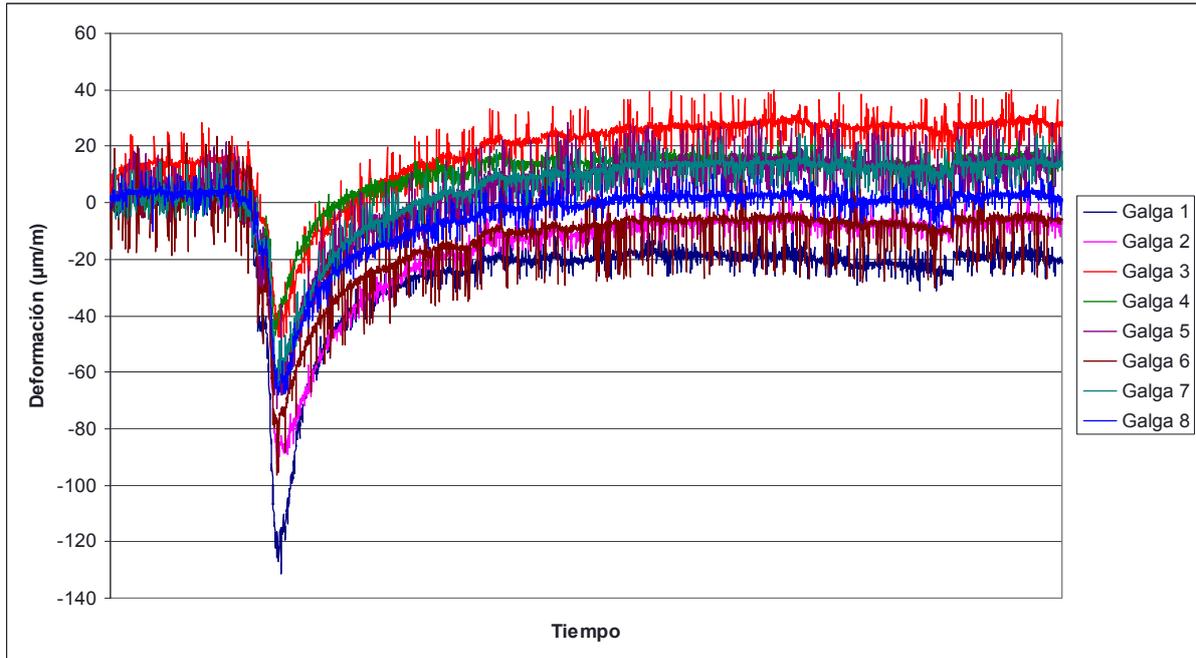


Fig. 5.4.14: Evolución de la deformación en el tiempo.

Tomando como origen relativo los valores de la deformación, previamente al taladrado, una vez estabilizados (Tabla 5.4.1), la gráfica de evolución de la deformación con el tiempo toma el aspecto siguiente (Fig. 5.4.15):

Tabla 5.4.1: Deformación una vez estabilizada la carga previamente al taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	2.3	2.8	13.3	2.3	5.7	1.4	3.3	3.3

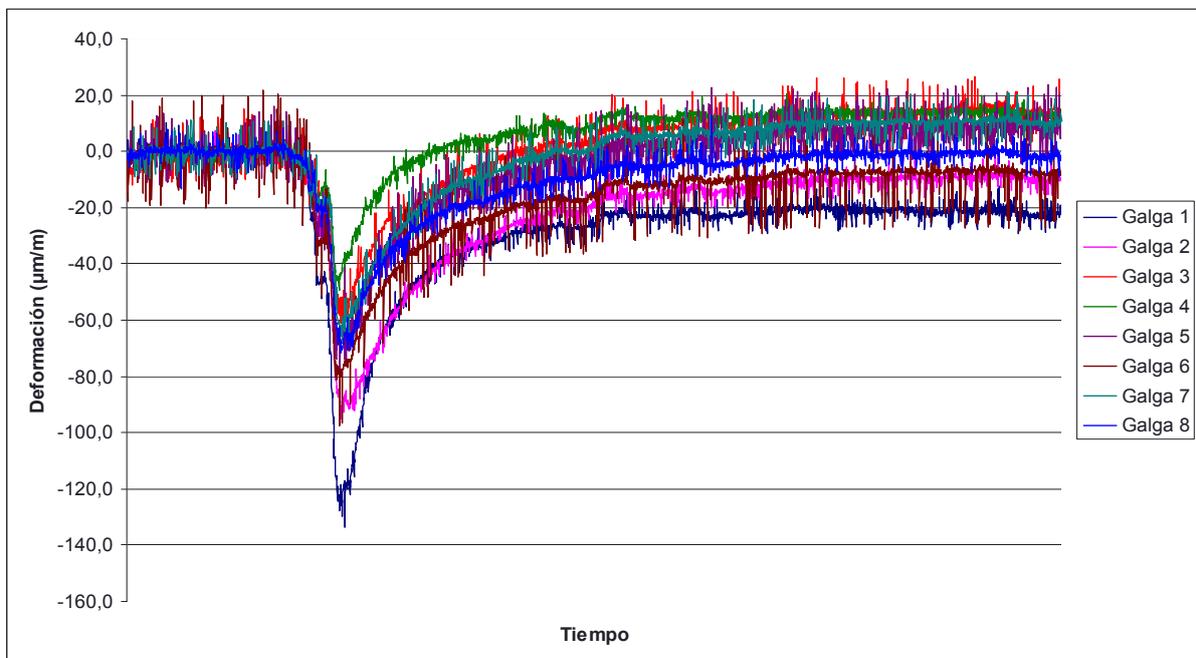


Fig. 5.4.15: Traslación de los registros con el objetivo de tomar como origen relativo para el procesado del ensayo, el instante en que los valores presentados por las galgas se estabilizan.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

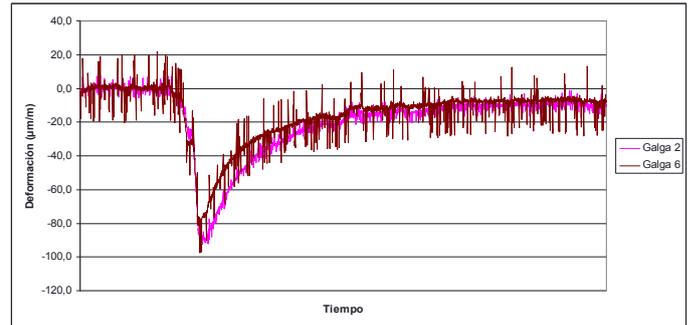
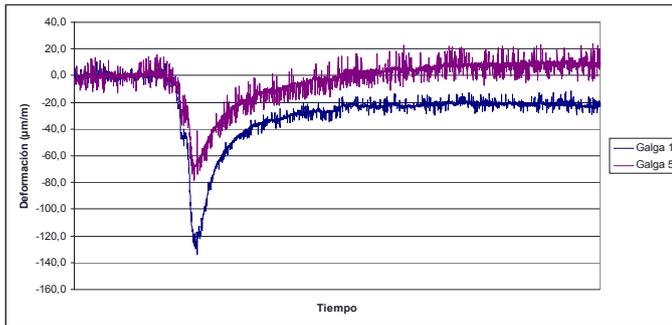


Fig. 5.4.16- 5.4.17: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

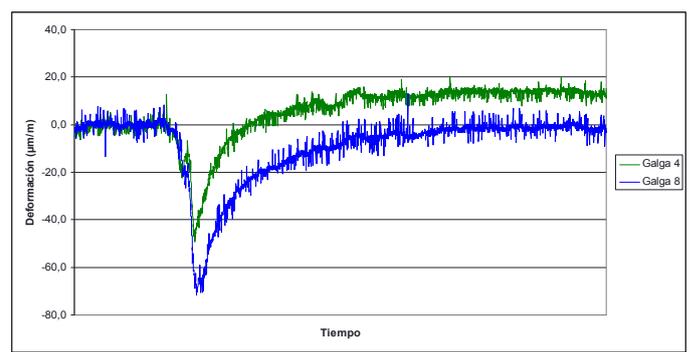
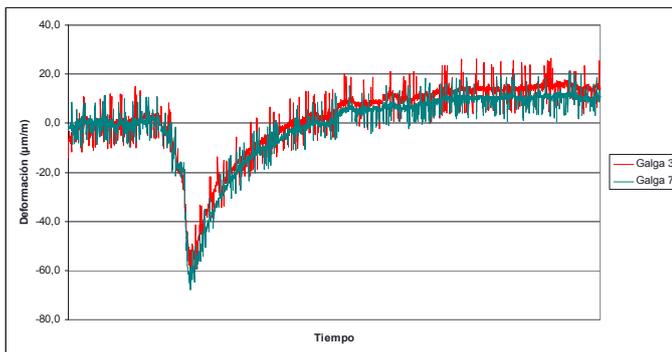


Fig. 5.4.18- 5.4.19: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

Las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ , discriminando el ruido inherente a la toma de datos, durante los diez últimos minutos del ensayo. En vista de lo referido, se considera como incremento deformacional de las galgas, tras el taladrado, los valores de la siguiente Tabla 5.4.2:

Tabla 5.4.2: Incremento deformacional registrado por las galgas extensométricas después del taladrado

	<b>Galga 1</b>	<b>Galga 2</b>	<b>Galga 3</b>	<b>Galga 4</b>	<b>Galga 5</b>	<b>Galga 6</b>	<b>Galga 7</b>	<b>Galga 8</b>
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	-21.5	-9.5	14.7	13.7	8.6	-7.9	10.4	-1.1

Como ya se ha referido dado que las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ , se consideran el registro asociado a cada una de ellas como válido. En base a las deformaciones referidas y procediendo con la teoría de la elasticidad, para cada una de las ocho combinaciones de galgas extensométricas existentes, puede obtenerse (Tabla 5.4.3), para cada una de las combinaciones referidas, las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\text{max}}$  y  $\sigma_{\text{min}}$ , el ángulo existente, medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Desde un punto de vista estadístico (coeficiente de variación del orden del 10%) solo se han tenido en cuenta las combinaciones 1, 4 y 7. Para estas combinaciones la tensión vertical promedio estimada en el ensayo es de  $0.15 \text{ N/mm}^2$  (tracción), presentando un coeficiente de variación de 17.64%. En la Tabla 5.4.4 adjunta se relaciona el nivel de tensión vertical promedio, su desviación típica y su coeficiente de variación en función de las combinaciones de galgas adoptado. Como puede apreciarse a medida que se discriminan las galgas, cuyo nivel tensional vertical se diferencie del valor promedio obtenido para cada conjunto de galgas una magnitud mayor que la desviación típica calculada para cada conjunto de galgas, el coeficiente de variación disminuye.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.4.3: Obtención, para cada una de las combinaciones de galgas, de las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente ( $\beta$ ), medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Combinación	Canales	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$ (°)	$\sigma_{\text{vert}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	1, 3, 6	0.16	-0.08	7	0.16
2	2, 4, 7	0.07	-0.12	-18	0.03
3	3, 5, 8	-0.06	-0.23	52	-0.12
4	4, 6, 1	0.13	-0.21	57	0.12
5	5, 7, 2	0	-0.24	44	-0.12
6	6, 8, 3	0.18	-0.07	-40	0.18
7	7, 1, 4	0.23	-0.09	-65	0.17
8	8, 2, 5	0.16	-0.03	-53	-0.03
<b><math>\sigma_{\text{vert, Promedio}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>0.15</b>
<b><math>\sigma_{\text{vert, Desvest}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>0.03</b>
<b>Coef. de variación</b>					<b>17.64%</b>

\* Las combinaciones 2, 3, 5, 6 y 8 no se han tenido en cuenta desde un punto de vista estadístico (coeficiente de variación del orden del 10%).

Tabla 5.4.4: Obtención, para diferentes combinaciones de galgas, la tensión vertical promedio existente, la desviación típica y el coeficiente de variación relacionado.

Combinaciones	$\sigma_{\text{vert, Promedio}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{vert, Desvest}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Coef. de variación
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8	0.05	0.13	260.49%
1, 2, 4, 7 y 8	0.09	0.09	96.55%
1, 2, 4 y 7	0.12	0.06	53.14%
1, 4, y 7	0.15	0.03	17.64%
1 y 7	0.17	0.01	4.29%

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0913 adjunto en el Anexo 20, para una consulta más detallada del ensayo.

## 5.5 Campaña experimental desarrollada en un arco de fábrica de ladrillo del siglo XIX (Arco de ladrillo de Campo Grande – Valladolid).

### 5.5.1 Introducción.

El Arco de Ladrillo es un monumento singular. Se trata de un arco sobre las vías del ferrocarril Madrid-Hendaya, cercano a la Estación de Valladolid-Campo Grande. Fue construido en 1856, y se levantó inmediatamente antes del tendido de las vías (Fig. 5.5.1), por lo que puede ser considerada la primera construcción ferroviaria de la ciudad, prólogo de la llegada del ferrocarril a Valladolid.



Fig. 5.5.1: Fotos antiguas del Arco de Ladrillo: Puede apreciarse como en la imagen todavía no están tendidas las vías (Fuente: J.A. Martínez).

Fig. 5.5.2: Fotos antiguas del Arco de Ladrillo: Se aprecia la geometría completa del arco (Fuente: J.A. Martínez)

Salva todo el espacio de las vías trazando un arco carpanel de 23 m de luz, más tendido en el trasdós, para unirse a los estribos (Fig. 5.5.2). Hay que destacar la limpieza de la forma, fundiendo arco y contrafuertes.

Exteriormente, parece estar construido con ladrillos macizos a base de hiladas transversales, salvo en los estribos, donde son horizontales. La base de los estribos es, en parte, de mampostería careada. Su cara superior está enfoscada, probablemente para mejorar su impermeabilidad.

Sin utilidad práctica conocida, posiblemente fue construido como un alarde, consecuencia de la rivalidad entre ladrillo y el hierro a finales del siglo XIX y principios del siglo XX.



Fig. 5.5.3: Fotos antiguas del Arco de Ladrillo: Instante durante el paso del ferrocarril bajo la estructura (Fuente: J.A. Martínez).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Hay varias versiones diferentes sobre su origen: García Valladolid lo atribuye a Julián Sánchez, como encargo de la Compañía de los Caminos de Hierro del Norte de España, como modelo de cómo tenían que ser los arcos que se colocarían en la boca de los túneles (Fig. 5.5.3); también se atribuye al ingeniero Venancio del Valle; algunos creen que se construyó en honor a la Reina Isabel II cuando vino a Valladolid a inaugurar las obras del ferrocarril, pero esto parece de ser falso, por ser el Arco anterior al ferrocarril; los hay que aseguran que este arco sirvió para construir la cimbra de algún puente ferroviario, sobre el Duero o como modelo general; pero, probablemente, la más creíble es la que lo atribuye a Joaquín Fernández Gamboa, con motivo de una exposición, para demostrar la calidad y resistencia del ladrillo producido en su fábrica.

Para la caracterización geométrica del Arco (Fig. 5.5.4) se empleó la técnica de la fotogrametría, apoyada con la de la topografía láser (Martínez et al. 2009). Para la captura de la información, se empleó el Láser escáner 3D FARO Photon 80 (hasta 120.000 medidas por segundo con una fiabilidad de 2 mm a 25 m). Seguidamente se procedió a la limpieza, registro y optimización obteniendo una nube de puntos, procesada, libre de ruido, en el mismo marco de referencia del levantamiento. A su vez, mediante el tratamiento combinado de la información fotogramétrica y de la nube de puntos (Fig. 5.5.5) se obtuvieron las características geométricas que definieron el modelo. Una vez procesada la información se procedió a la restitución a escala de detalle de la información capturada



Fig. 5.5.4: Arco de Ladrillo en la actualidad

Fig. 5.5.5: Vista en perspectiva de la nube de puntos del Arco de Ladrillo (Martínez et al. 2009).

El intradós del Arco se caracterizó por cinco arcos de circunferencia, uno central y dos laterales a cada lado, mientras el trasdós, además de los 5 arcos de circunferencia, posee trazados rectilíneos en ambos extremos, tangentes a los arcos adyacentes. Aunque aparentemente su forma es simétrica, realmente no lo es. A pesar de ello es prácticamente seguro que su proyecto sí que tuviera una definición geométrica exacta. La falta de concordancia entre lo proyectado y lo que realmente existe puede ser debido a errores de replanteo de la cimbra durante su ejecución, a pequeños ajustes o asentamientos tras el descimbrado, o a pequeños movimientos de la cimentación durante su existencia.

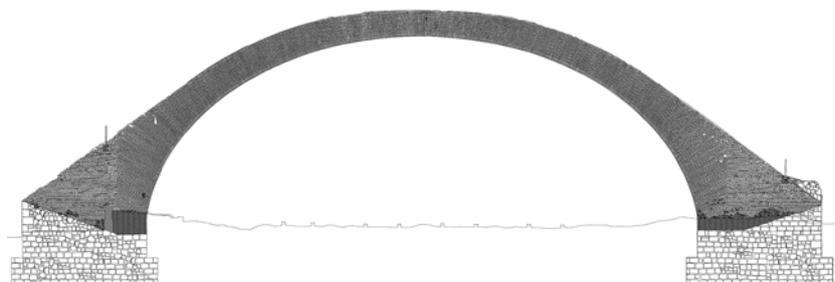


Fig. 5.5.6: Campaña de ensayos geotécnicos (Martínez et al. 2009).

Fig. 5.5.7: Vista de cimentación y alzado (Martínez et al. 2009).

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Desde el punto de vista del terreno de cimentación, morfológicamente se trata de un terreno llano correspondiente a un extenso valle en el que se han desarrollado terrazas fluviales. La campaña de reconocimientos del terreno (Fig. 5.5.6) consistió en la ejecución de 2 sondeos mecánicos hasta una profundidad media de 8 metros, uno en cada apoyo del arco, con extracción de testigo continuo y muestras para ensayos; un total de 5 ensayos SPT en los sondeos; un ensayo de penetración dinámica DPSH, junto al apoyo sur del arco; tres catas en el apoyo Sur del arco para determinar la tipología de la cimentación; ensayos de laboratorio de las muestras de terreno obtenidas en sondeos para su caracterización geotécnica; y determinación del nivel freático con sonda en los sondeos.

La estratigrafía del terreno obtenida se compone de un primer nivel de rellenos heterogéneos, constituido por limos arenosos con cantos y escombros, con espesor medio de 2.3 metros; un segundo nivel, con un espesor de 3.20 metros, constituido por gravas arenosas cuaternarias que presentan una densidad media-alta; y un nivel subyacente, de gran potencia, constituido por arenas arcillosas del Mioceno de elevada consistencia y densidad. El nivel freático se encuentra a unos 3.5 metros de profundidad.

En lo referente a la tipología de la cimentación del arco cabe relacionar que es de mampostería caliza tomada con mortero (Fig. 5.5.7), constituyendo un gran cubo con unas dimensiones de 6.50 x 2 metros en la superficie de arranque de la fábrica de ladrillo y con una profundidad de 3 metros. A partir de 1.60 metros de profundidad la cimentación se ensancha 0.60 metros en todo su perímetro, por lo que la superficie de apoyo en el terreno es de 7.70 x 3.20 metros, es decir 24.60 m<sup>2</sup>, materializándose en las gravas arenosas y por encima del nivel freático, éste se encuentra medio metro por debajo. Su estado de conservación es bueno, la mampostería no se encuentra dañada manteniendo un aparejo uniforme y bien trabado.

### **5.5.2 Caracterización de materiales**

Con objeto de valorar el estado de la construcción y establecer las posibles pautas encaminadas a conseguir una completa caracterización de los materiales, se desarrolló un estudio de los materiales formes de la fábrica de ladrillo del Arco, morteros y ladrillos.

En primer lugar se llevó a cabo una toma de muestras en 3 zonas bien diferenciadas del estribo Sur del Arco (Fig. 5.5.8 y 5.5.9). Se recogieron muestras de ladrillo de las 3 zonas indicadas en la Fig. 5.5.8. Igualmente, también se tomaron muestras de los morteros en cada una de las zonas referidas.



Fig. 5.5.8 y 5.5.9: Zonas de toma de muestras (la zona 1 corresponde con la cara opuesta a la mostrada en la fotografía) y detalle de un instante de las tareas de extracción.

Sobre los materiales considerados, se llevaron a cabo actuaciones específicas de cara a su caracterización óptima con relación a la función que desempeñan:

- Análisis visual de coloración y consistencia de los materiales.

## Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido

- Caracterización física de los materiales: Comprendió la realización de ensayos para la determinación de las densidades, la porosidad y la absorción de distintas muestras preparadas para tal efecto.
- Caracterización mecánica de los materiales: Resistencia a compresión.
- Análisis químico elemental mediante microscopio electrónico de barrido, equipado con microanálisis por energía dispersiva de rayos X.
- Análisis mineralógico mediante difracción de rayos X de los morteros.

En lo que sigue se presentan los principales resultados y conclusiones obtenidas.

### 5.5.2.1 Morteros

En el transcurso de la inspección llevada a cabo se identificaron 3 tipos de mortero poco diferenciados. En cuanto a su composición, aparentemente, se trata de un mortero fabricado con arena de tipo silíceo, como relleno, en los que se ha utilizado cal como material conglomerante. Los morteros presentan un estado muy deteriorado que se manifiesta en una fácil disgregación de los mismos.

La composición química elemental (Fig. 5.5.10) de las muestras de mortero analizadas cuentan, como elemento mayoritario, el calcio, entre un 34-40 % en peso, debido a la utilización de cal como elemento aglutinante. Finalmente, la presencia y proporciones de silicio, aluminio, potasio y sodio hacen pensar que el árido utilizado en la fabricación de los morteros es de tipo granítico, reforzando este hecho la hipótesis de que el origen del árido de relleno tiene su procedencia en algún río de la zona.

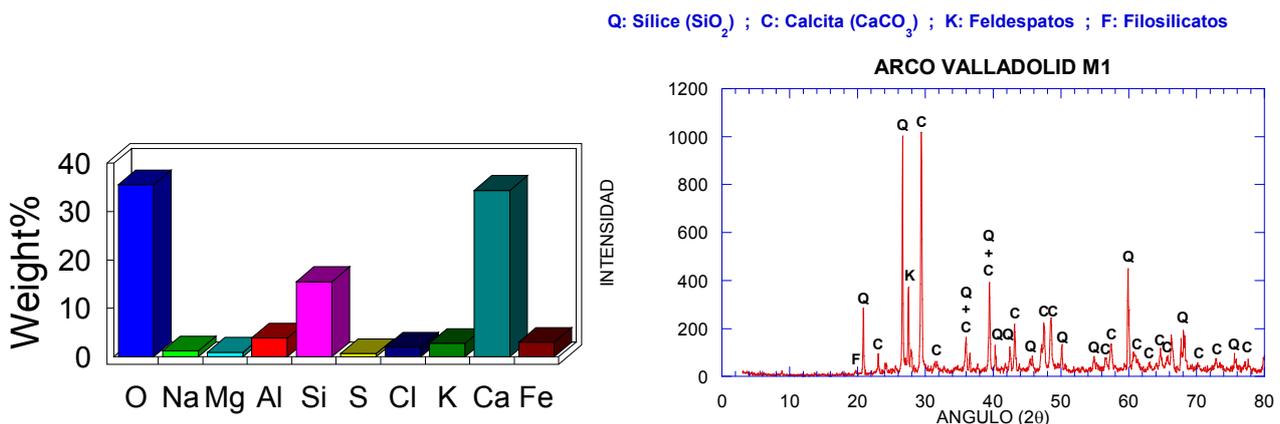


Fig. 5.5.10: Composición química elemental en peso del mortero de la muestra MZ1 (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.5.11: Análisis mineralógico del mortero MZ1 (cortesía Ladicim-UC).

En relación al análisis mineralógico de los morteros (Fig. 5.5.11), en las tres muestras se detecta la presencia de sílice, feldespatos y filosilicatos, procedente del árido empleado, y carbonato cálcico, producto de la meteorización de morteros de cal.

En cuanto a la microestructura del mortero (Fig. 5.5.12 y 5.5.13), éste se presenta como un material abierto, en concordancia con la alta porosidad y poca consistencia observada sobre las muestras llevadas al laboratorio.

### 5.5.2.2 Ladrillos

Los ladrillos, fabricados mediante técnicas hoy en día artesanales, presentan aspectos diferenciados según la zona o posición que ocupan: así, las caras más expuestas son las que han sufrido mayor deterioro, probablemente físico-químico, presentando ángulos más redondeados y superficies más alteradas

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

De la inspección visual de estos materiales, puede esperarse una baja densidad, una alta porosidad y una alta capacidad de absorción.

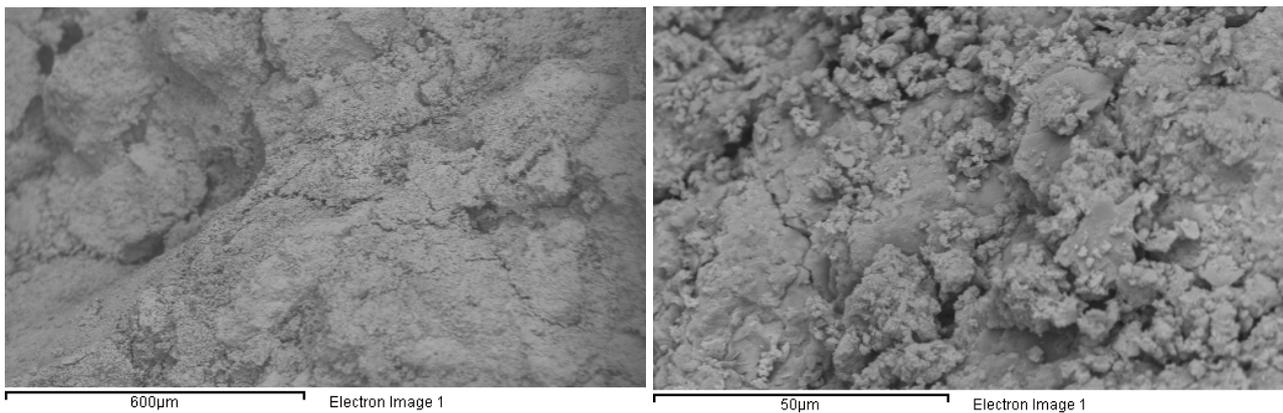


Fig. 5.5.12 y 5.5.13: Micrografías del mortero de la zona 3 (cortesía Ladicim-UC).

De los resultados obtenidos en la caracterización física (densidad, porosidad y absorción) de las muestras analizadas, puede deducirse que los tres tipos de ladrillo analizados son de características muy similares. La densidad relativa se sitúa en torno a los 1.86 t/m<sup>3</sup>, la absorción total es algo superior al 15% en peso de la muestra y la porosidad abierta se sitúa en torno al 33% en volumen de muestra. Como era de esperar, destacan la alta porosidad de estos materiales.

La resistencia mecánica a compresión de los ladrillos de las distintas zonas, es mucho más homogénea de lo que cabría esperar en piezas artesanales de la época. Sin embargo, los ladrillos correspondientes a la zona 1 (13.46 MPa) presentan una resistencia a compresión notablemente inferior a la que presentan los ladrillos de las zonas 2 y 3 (22.60 MPa y 23.31 MPa, respectivamente), estando estos resultados en concordancia con las propiedades físicas de los mismos: menor densidad y mayor porosidad.

Desde un punto de vista de evaluar la durabilidad de los ladrillos formes de la fábrica, se ha desarrollado una campaña experimental basada en la comparación del material, previamente y con posterioridad, a la ejecución de una serie de ciclos de hielo-deshielo y frente a ciclos de humedad-sequedad.

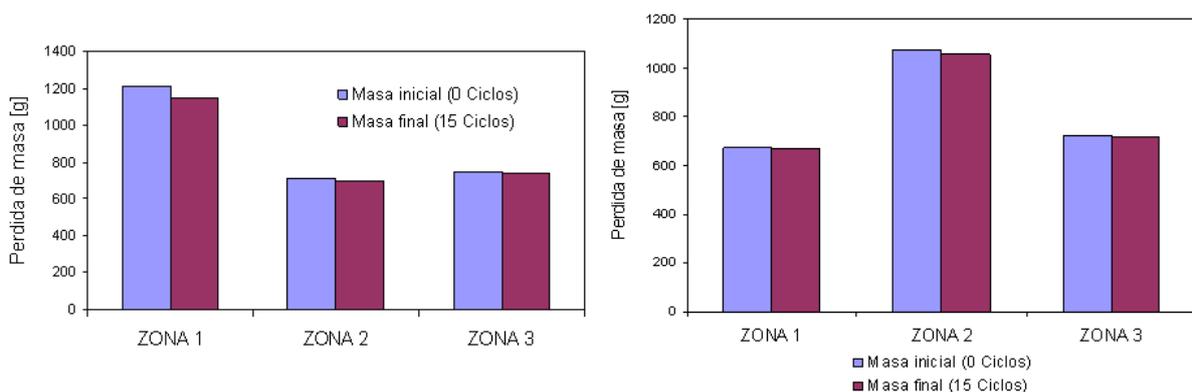


Fig. 5.5.14: Perdida total de masa de las muestras obtenidas de las 3 zonas antes y después del envejecimiento por ciclos de hielo-deshielo (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.5.15: Perdida de masa de muestras y testigos antes y después del envejecimiento por ciclos de humedad-sequedad.

En relación con la evaluación del envejecimiento por helada (ciclos hielo-deshielo), dicha valoración se ha llevado a cabo desde una doble óptica.

Por un lado se ha evaluado la resistencia a la helada mediante la pérdida de masa experimentada por las muestras antes y después de la ejecución de los ciclos (Fig. 5.5.14). Se ha obtenido una

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

pérdida de masa de la zona 1 de entorno al 6%, de alrededor del 1.5% en la zona 2, y de algo más del 1% en la zona 3.

Complementariamente se ha estimado la posible pérdida de resistencia mecánica mediante la realización de ensayos de rotura a compresión de los testigos obtenidos de los ladrillos antes y tras haber completado el programa de ciclos previsto. Éstos resultados se presentan en la Tabla 5.5.1. Como era de esperar se ha producido una pérdida importante de la resistencia en las muestras que presentaban originalmente menor degradación.

Tabla 5.5.1: Evaluación de la resistencia a la helada por pérdida de resistencia.

	Testigo ZONA 1		Testigo ZONA 2		Testigo ZONA 3	
	0 Ciclos	15 Ciclos	0 Ciclos	15 Ciclos	0 Ciclos	15 Ciclos
R <sub>m</sub> [MPa]	13.46	12.15	22.60	15.19	23.31	17.62
Pérd. [MPa]		1.31		7.41		5.69
Pérdida [%]		9.73		32.79		24.41

Por su parte, en relación con la valoración del envejecimiento por choque térmico, se ha evaluado la resistencia a los ciclos de humedad-sequedad mediante la pérdida de masa experimentada. Dicha pérdida de masa es muy inferior a la encontrada en los ensayos de hielo-deshielo por ser éste un método menos agresivo. Se ha encontrado para la zona 1 una pérdida de masa de entorno al 1.5%, para la zona 2 una pérdida de cerca del 2.3 %, y finalmente, para la zona 3 aproximadamente de un 1.2 %. La Fig. 5.5.15 esquematiza la pérdida de masa que han sufrido el conjunto de probetas analizadas.

En cuanto a la composición química elemental de los ladrillos (Fig. 5.5.16 y 5.5.17), la mayoría de los constituyentes de las piezas cerámicas en sus caras internas (sin contacto atmosférico directo) son elementos típicos de la arcilla utilizada para fabricar elementos constructivos de este tipo. Sin embargo, las composiciones de las caras exteriores o expuestas presentan elementos cuyo origen es, probablemente, la contaminación ambiental (P, S, Cl y Ti, Tabla 5.5.2), circunstancia que podría desencadenar erosión de origen químico, que sumada a la de origen mecánico, contribuiría a la desagregación superficial de los ladrillos (Fig. 5.5.18).

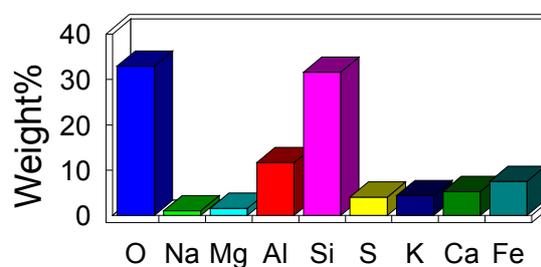
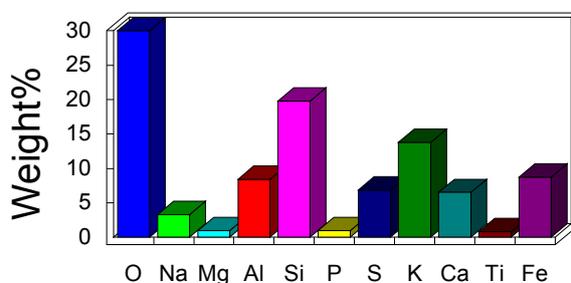


Fig. 5.5.16: Composición química elemental en peso del ladrillo, en su cara exterior expuesta, LZ2 (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.5.17: Composición química elemental en peso del ladrillo, en su cara interior, LZ2 (cortesía Ladicim-UC).

En lo que respecta a la microestructura, destaca la gran heterogeneidad morfológica de los ladrillos. Es de destacar, el gran tamaño de los poros abiertos (Fig. 5.5.19). Éstos tienen su origen más probable en la deficiente compactación del material antes del cocido.

En cuanto a la influencia de esta porosidad en la durabilidad del material, estos macroporos pueden ser el origen de posibles patologías debidas al envejecimiento, principalmente, por ciclos de hielo-deshielo (con la consecuente erosión mecánica). Observando la estructura del arco, pueden detectarse fácilmente muchos ladrillos que han sufrido una gran meteorización (Fig. 5.5.18). Este hecho puede explicarse teniendo en cuenta la alta porosidad y la baja consistencia del material, todo ello combinado con las extremas condiciones climáticas a las que se ven sometidos en la ciudad de Valladolid.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

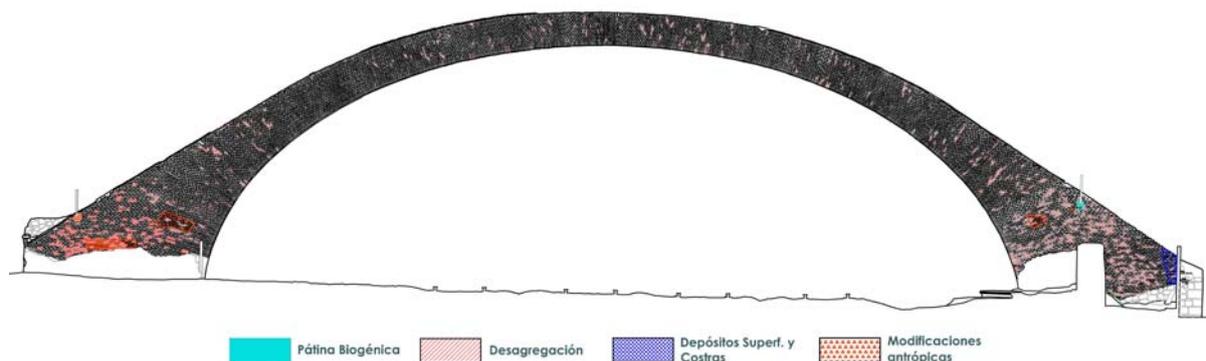


Fig. 5.5.18: Alzado Este, procesos patológicos.

Tabla 5.5.2: Comparativa ladrillos: Análisis químico elemental, presencia [% en peso].

	Cara exterior o expuesta			Cara interior, no expuesta		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
O	31,22	29,98	35,09	32,36	32,89	32,53
Na	0	3,26	0,93	0	1	0
Mg	1,23	0,94	2,06	1,54	1,59	2,2
Al	10,57	8,45	9,54	12,98	11,7	11,82
Si	29,86	19,73	30,96	37,45	31,62	32,96
P	0	0,94	0	0	0	0
S	4,37	6,87	0,6	0	4,05	0
Cl	0	0	0,55	0	0	0
K	4,89	13,78	3,45	4,34	4,4	6,42
Ca	9,38	6,51	8,5	3,91	5,26	6,62
Ti	0	0,83	1,02	0	0	0
Fe	8,47	8,7	7,31	7,41	7,48	7,46

Finalmente, cabe referir que se encuentra una microestructura más homogénea en los ladrillos de las zonas 2 y 3, que en los de la zona 1.

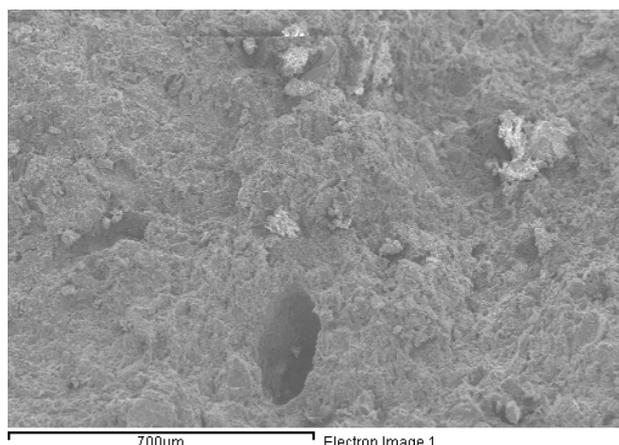


Fig. 5.5.19: Micrografía del ladrillo obtenido de la zona 1 (cortesía Ladicim-UC).

### 5.5.3 Estimación de niveles tensionales.

Con la finalidad de obtener el nivel tensional existente en sendos estribos del arco de ladrillo se realizaron dos ensayos de gato plano simple. Igualmente, se procedió a la determinación de las características mecánicas de la fábrica de ladrillo mediante otros tantos ensayos de gato plano doble. Los resultados de estos ensayos se expondrán en el apartado 5.5.4 siguiente.

Para una mejor comprensión del lector, en la Fig. 5.5.20 se presenta un alzado del arco con la localización de los ensayos referidos.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

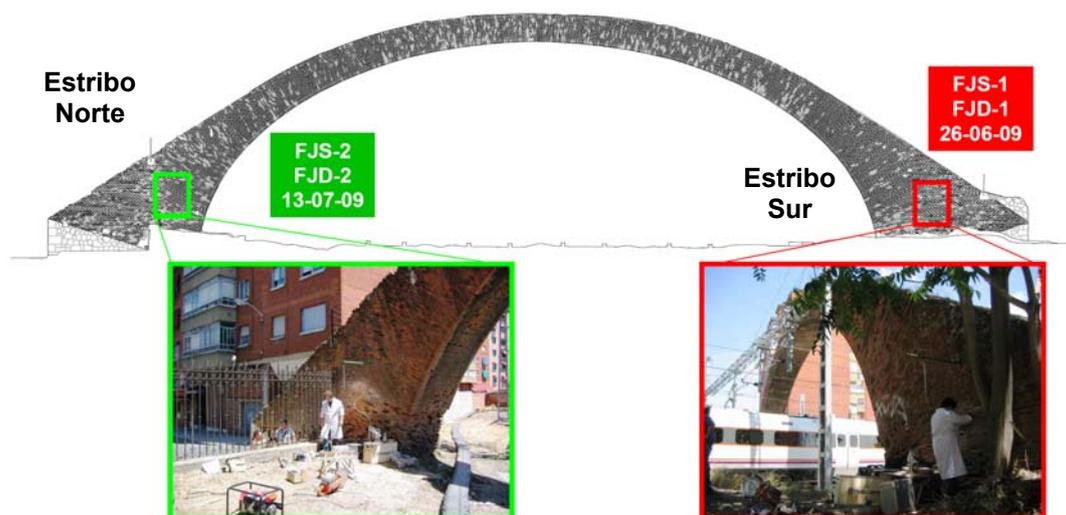


Fig. 5.5.20: Localización de los ensayos de gato plano (alzado Oeste).

### 5.5.3.1.1 Gato plano simple FJS-1

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente en la hoja externa del estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España). El elemento estructural se compone de una fábrica de ladrillo macizo aparejada mortero de cal. Con posterioridad, en el mismo emplazamiento, se ejecutó un ensayo de gato plano doble, FJD-1, para caracterizar mecánicamente la fábrica.



Fig. 5.5.21: Emplazamiento del ensayo.

Fig. 5.5.22: Ejecución de la roza mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.5.23: Instante captado durante la realización del ensayo.

La Fig. 5.5.21 ofrece una perspectiva general del emplazamiento del ensayo. A su vez, la Fig. 5.5.22 ilustra el proceso de ejecución de la roza para la posterior inserción del gato plano. Por su parte la Fig. 5.5.23 muestra un instante captado durante la realización del ensayo en el momento en que la presión instalada en el gato plano simple era de 5 Ba.

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se remite al lector a la Fig. 5.5.47 (gato superior) en la que se ilustra el área aproximada en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso alcanza un valor de 0.934 (Tabla 5.5.3, gato superior).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de  $0.570^1$  en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En las Fig. 5.5.24 y 5.5.25 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

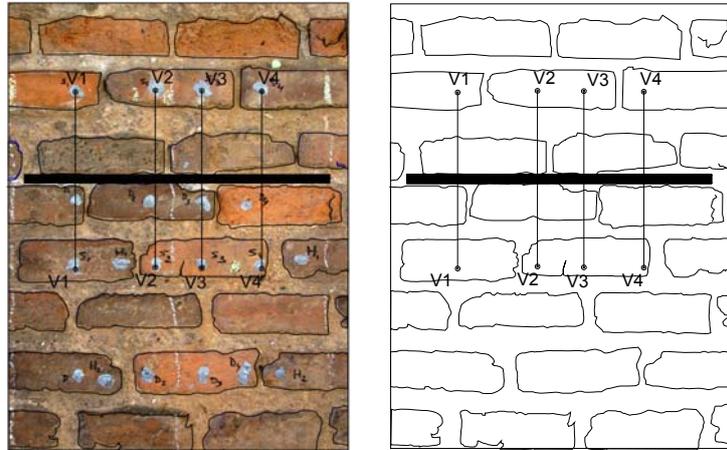


Fig. 5.5.24 y 5.5.25: Croquis del área de ensayo realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.5.26 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de **0.25 MPa**. Por su parte, la Fig. 5.5.27 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

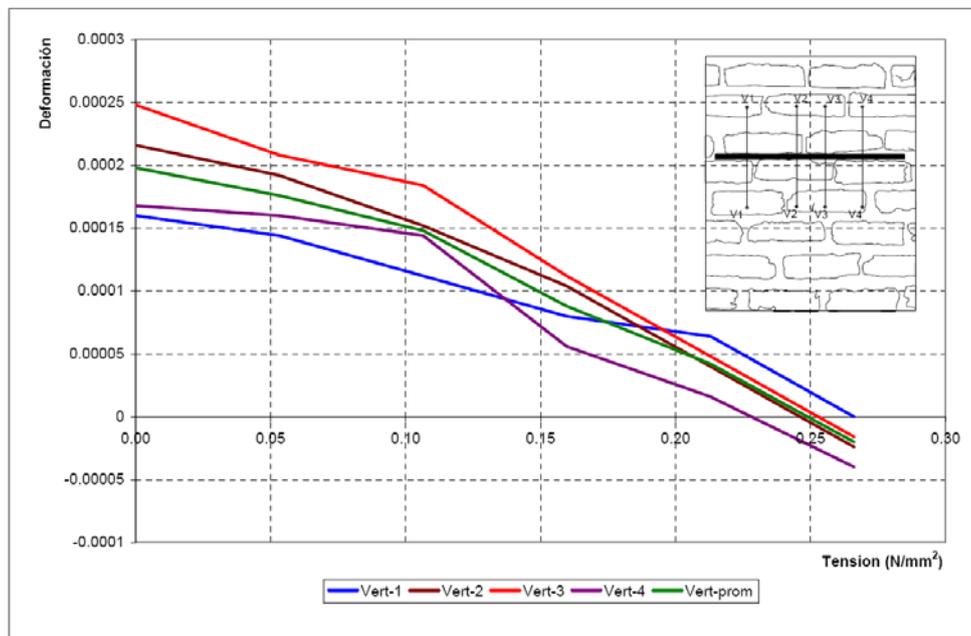
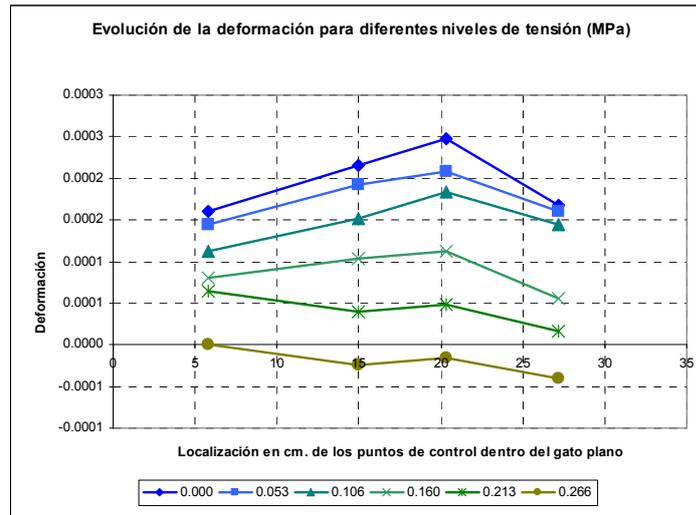


Fig. 5.5.26: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple ejecutado en el estribo Sur del arco de ladrillo de la estación de Campo Grande de Valladolid. Fue obtenido una tensión en servicio de 0.25 MPa.

<sup>1</sup> En base al certificado de calibración proporcionado por el fabricante, cuando el campo de presiones aplicadas es inferior a los 5 bar se especifica que no se ha encontrado un coeficiente de calibración constante aplicable, por lo que se puede entender que el nivel tensional deducido podría no corresponderse con el existente en la realidad (en cualquier caso el nivel de carga sería muy bajo). Dicha problemática podría resolverse empleando gatos planos de baja presión, de los cuáles se carecía en el momento de realizar estos ensayos. Para la obtención del  $k_m$  referido se decidió adoptar un valor del 60% del proporcionado por el fabricante (0.95).

Fig. 5.5.27: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo Lab0909 adjunto en el Anexo 21, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.5.3.1.2 Gato plano simple FJS-2

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente, en la hoja externa del estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España). Este ensayo tiene la peculiaridad que fue realizado en las escopetas de la fábrica debido a la configuración del aparejo del arco. El elemento estructural se compone de una fábrica de ladrillo macizo aparejada con mortero de cal. Con posterioridad, en el mismo emplazamiento, se ejecutó un ensayo de gato plano doble, FJD-2, para caracterizar mecánicamente la fábrica.

La Fig. 5.5.28 ilustra el proceso previo a la ejecución de la roza, una vez replanteada la posición del gato plano. Por su parte las Fig. 5.5.29 y 5.5.30 muestran sendos instantes captados durante la realización del ensayo.



Fig. 5.5.28: Replanteo de la roza.

Fig. 5.5.29 y 5.5.30: Instantes tomados durante la realización del ensayo.

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se remite al lector a la Fig. 5.5.60 (gato superior) en la que se ilustra el área aproximada en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso alcanza un valor de 0.863 (Tabla 5.5.6, gato superior).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de  $0.570^2$  en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En las Fig. 5.5.31 y 5.5.32 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

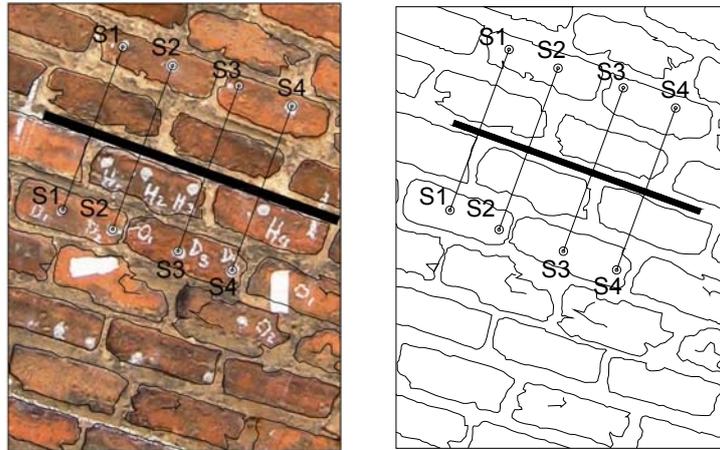


Fig. 5.5.31 y 5.5.32: Croquis del área de ensayo realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.5.33 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de **0.29 MPa**. Por su parte, la Fig. 5.5.34 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

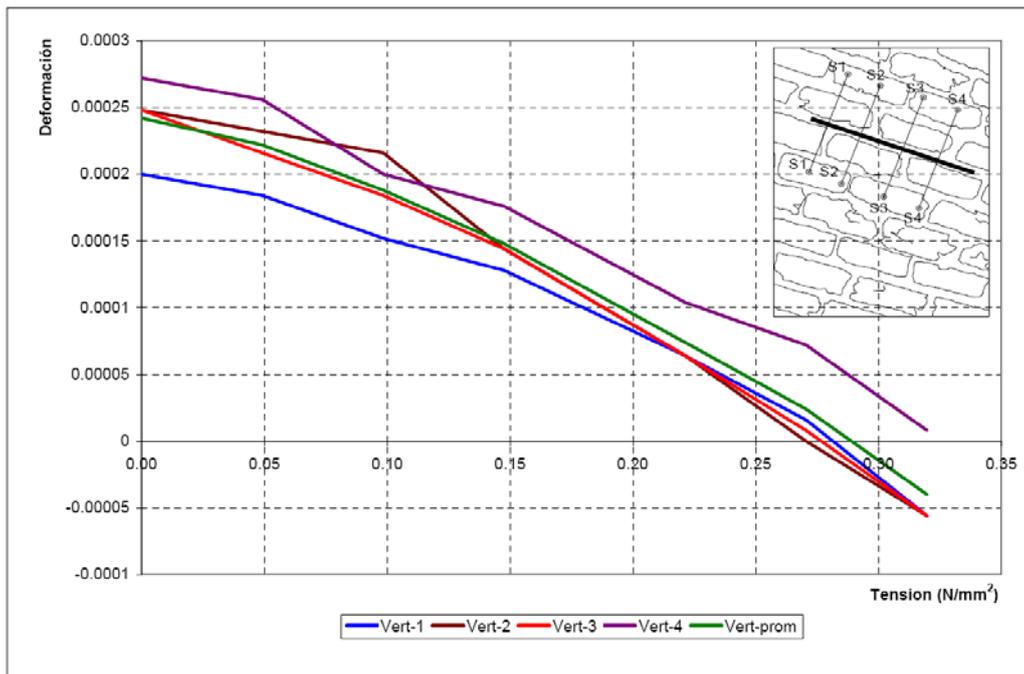
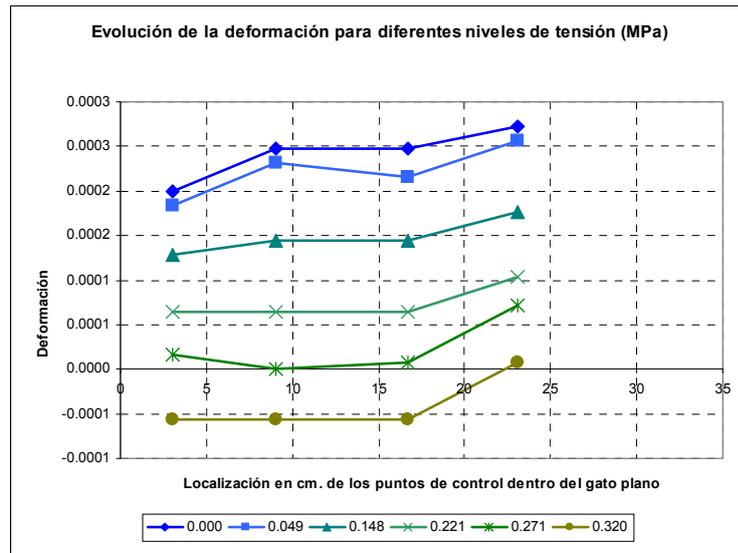


Fig. 5.5.33: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple ejecutado en el estribo Norte del arco de ladrillo de la estación de Campo Grande de Valladolid. Fue obtenido una tensión en servicio de 0.29 MPa.

<sup>2</sup> En base al certificado de calibración proporcionado por el fabricante, cuando el campo de presiones aplicadas es inferior a los 5 bar se especifica que no se ha encontrado un coeficiente de calibración constante aplicable, por lo que se puede deducir que el nivel tensional estimado podría no corresponderse con el existente en la realidad (en cualquier caso el nivel de carga sería muy bajo). Dicha problemática podría resolverse empleando gatos planos de baja presión, de los cuáles se carecía en el momento de realizar estos ensayos. Para la obtención del  $k_m$  referido se decidió adoptar un valor del 60% del proporcionado por el fabricante (0.95).

Fig. 5.5.34: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo Lab0911 adjunto en el Anexo 21, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.5.3.1.3 Caracterización estructural mediante modelado numérico

Antes de la realización de los ensayos de gato plano simple llevados a cabo se efectuó una modelización que aportase información sobre las zonas del arco más solicitadas y también respecto al funcionamiento general del mismo. Para ello se procedió a efectuar dos modelos de elementos finitos, uno de ellos basado en elementos sólidos de 8 nudos y el otro consistente en un arco formado por elementos barra, de sección variable y directriz coincidente sensiblemente con la del arco.

En ambos se supuso que se trataba de un arco enteramente formado de ladrillo (incluido su interior) y que la acción principal que debía soportar era su peso propio. El módulo de deformación adoptado fue de 3,000 MPa y el coeficiente de Poisson de 0.15. Así mismo, se consideró una densidad de 1.8 t/m<sup>3</sup>. Las condiciones de contorno adoptadas consistieron en suponer las bases de los estribos perfectamente empotradas.

Bajo estas condiciones se simularon dos modelos, unos de elementos sólidos, para medir niveles tensionales y otro de elementos barras, para estimar esfuerzos y la excentricidad de la línea de empujes.

#### 5.5.3.1.3.1 Modelo previo de elementos sólidos.

En la Fig. 5.5.35 se presenta el modelo del arco basado en elementos sólidos de 8 nudos. Mediante el estudio de la deformada (Fig. 5.5.36), bajo acción del peso propio, se comprobó que la deformación máxima calculada en el arco fue de 7.04 mm, que tratándose de un arco de unos 30 m de luz, es un valor muy reducido.

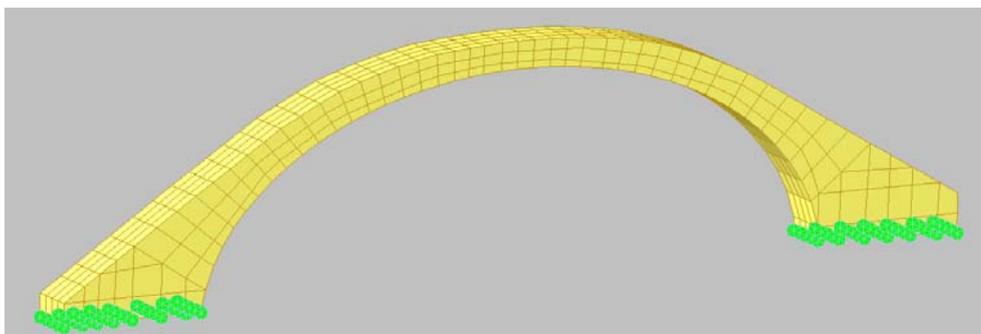


Fig. 5.5.35: Modelo del arco según elementos sólidos de 8 nudos.

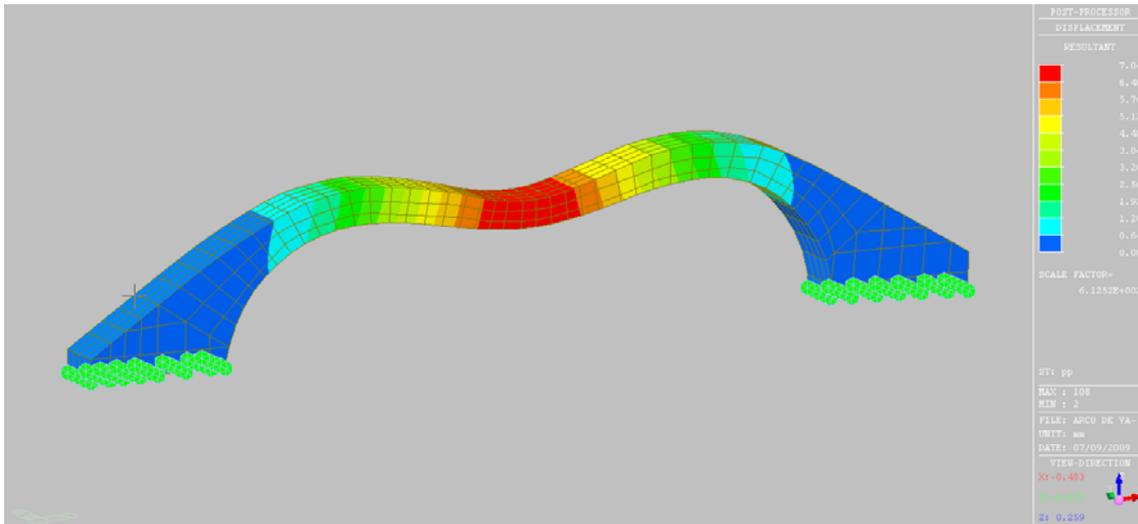


Fig. 5.5.36. Deformada del arco bajo la acción del peso propio.

En lo que respecta a los valores de las tensiones en el arco debidas al peso propio (Fig. 5.5.37), se comprobó que no se alcanzaban valores de tracción mayores de 0.04 MPa. Las tensiones máximas se localizan en la clave del arco y en los riñones. Este valor máximo presentó una magnitud de 0.73 MPa (compresión). En base a lo referido se comprobó lo que ya se esperaba a priori: el reducido nivel tensional en toda la estructura.

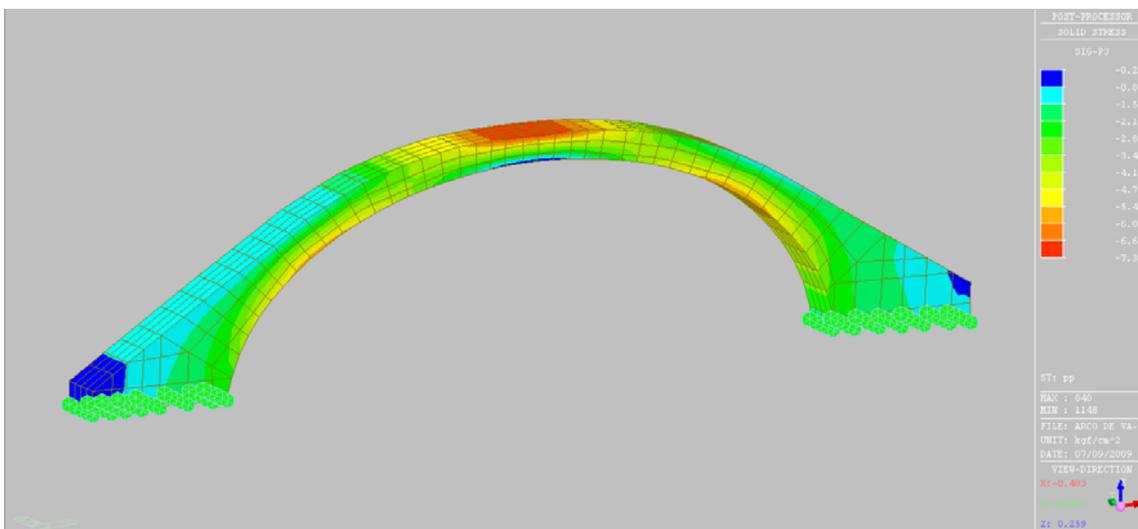


Fig. 5.5.37: Valores de la tensión principal de compresión máxima.

De cara a estimar previamente las tensiones que se podían presentar en los estribos, se calculó la tensión vertical en los mismos. En lo que sigue se muestran los resultados asociados con el estribo Sur del arco (Fig. 5.5.38). Los valores de las tensiones verticales en dicho estribo del arco no sobrepasaron el valor de 0.1-0.12 MPa.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

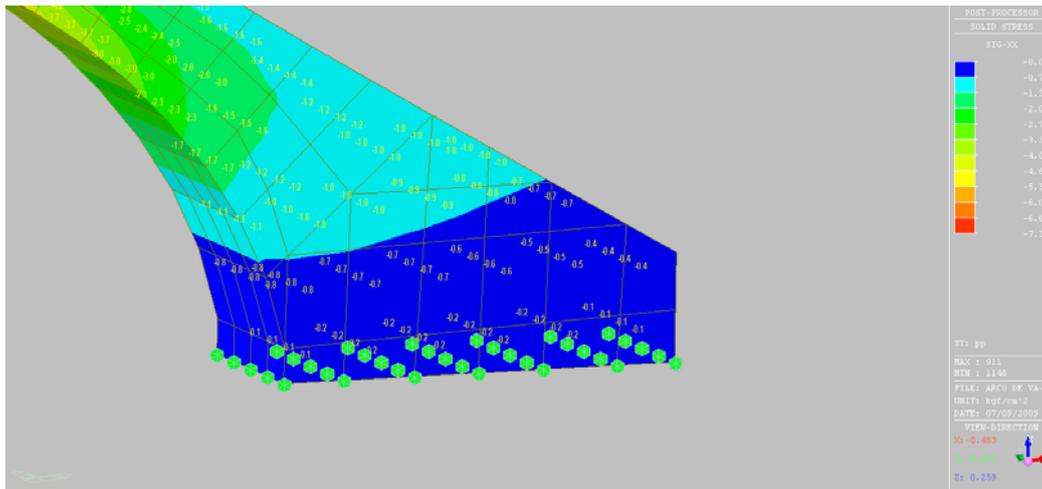


Fig. 5.5.38: Valores de tensiones verticales en el estribo Sur del arco.

**5.5.3.1.3.2 Modelo previo de elementos barra.**

El modelo de barras (Fig. 5.5.39) se llevó a cabo utilizando un gran número de secciones diferentes, y su intención fue determinar el comportamiento del arco y estimar la excentricidad de la línea de empujes en relación a la directriz del arco.

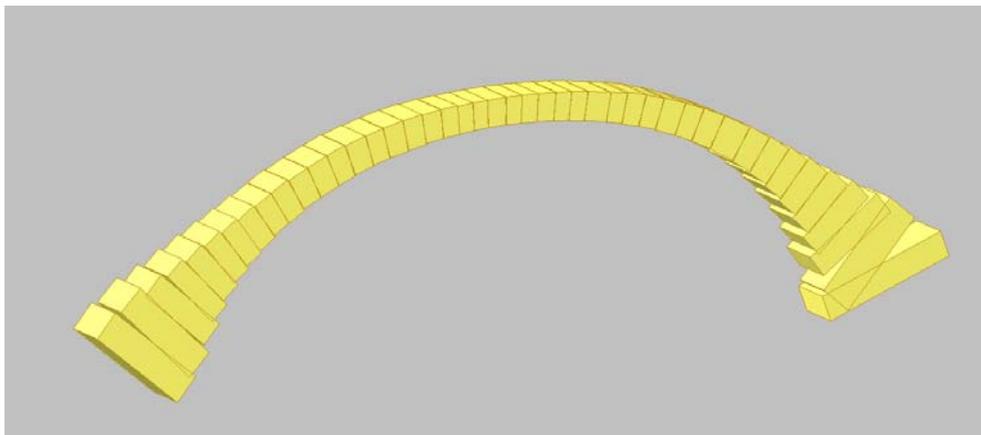


Fig. 5.5.39: Modelo de barras del arco.

La deformación máxima del arco bajo la acción de peso propio, alcanzó un valor de 6.64 mm, presentando un aspecto coincidente con la obtenida en el modelo anterior (Fig. 5.5.40).

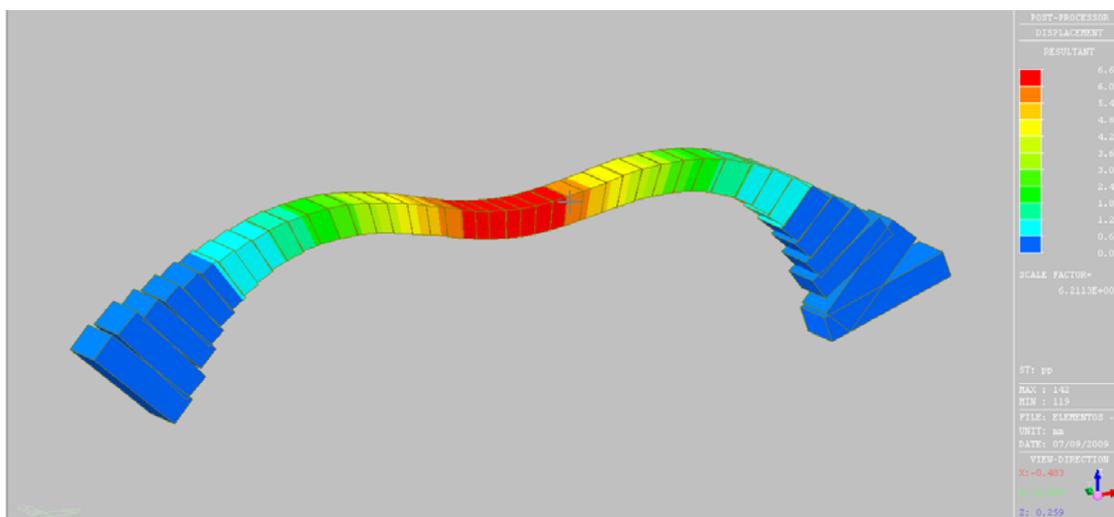


Fig. 5.5.40: Deformada del modelo de barras bajo acción de peso propio.

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Las excentricidades máximas obtenidas alcanzaban un valor de 59.4 cm, correspondiente a una sección de más de 6m de canto. Así mismo, en la sección de la clave, la excentricidad es de 16.9 cm, cuando la sección tiene un canto de 1.22 m. A la luz de estos resultados, pudo concluirse que el arco es sensiblemente el antifunicular de las cargas de peso propio.

### **5.5.3.1.3.3 Comparación de los resultados previos de cálculo con los resultados de ensayo.**

Los módulos de deformación y el coeficiente de Poisson obtenidos mediante la técnica de gato plano doble, fueron mayores de los tenidos en cuenta en el cálculo (en base a experiencias previas y documentación de referencia). En concreto, el módulo de elasticidad en la fábrica presentó un valor próximo a los 4,400 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.24. Estos nuevos valores no fueron sorprendentes debido a la variabilidad de los mismos entre diferentes estructuras de fábrica de ladrillo.

Sin embargo, el valor de las tensiones verticales obtenidas en los estribos mediante la técnica de gato plano simple, sí que fue sensiblemente superior al estimado mediante cálculos. Este valor alcanzó los 0.25 MPa en el estribo Sur y 0.29 MPa en el estribo Norte, mientras que los valores estimados a priori y referidos en los cálculos previos eran de en torno a 0.1 MPa.

Se consideraron diferentes explicaciones para justificar esta diferencia entre los cálculos y los ensayos, las cuales no son excluyentes entre sí:

- La posibilidad de que se haya producido un desplome del arco y que este desplome genere esas sobretensiones en el lado Este. Al no realizarse ensayos de gato plano en el alzado Oeste, no se pudo verificar el nivel tensional asociado y, por ende, la hipótesis referida de un posible desplome.
- La posibilidad de que el arco no sea de ladrillo en toda su sección, sino que esté formado por una capa exterior del mismo y un relleno más deformable en el interior. Esta circunstancia provocaría una concentración tensional en el “tubo” exterior, debido a su mayor rigidez, que produciría aumentos en el nivel tensional respecto del estimado en el modelo de elementos finitos (en el que se supuso un arco macizado todo él mediante ladrillos).

### **5.5.3.1.3.4 Modelo con la geometría definitiva.**

Posteriormente, se recibió una nueva geometría, más depurada, a partir de la cual se realizó un nuevo modelo basado en elementos sólidos de 8 nudos, sobre el que se realizó un mallado más denso, de cara a poder obtener resultados con mayor precisión.

En primer lugar, se supuso de nuevo el arco entero de ladrillo, sin ningún tipo de relleno, y se procedió a obtener los valores de tensiones en el estribo Sur (Fig. 5.5.41), para compararlo con el resultado del ensayo en gato plano simple y con el obtenido en modelos previos.

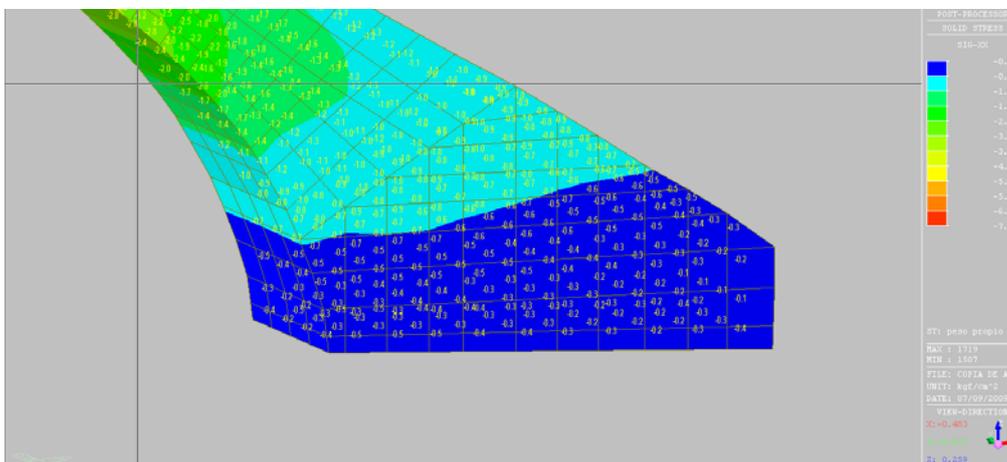


Fig. 5.5.41: Valores de las tensiones verticales por peso propio en el estribo Sur.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Los resultados obtenidos fueron del mismo orden, 0.1 MPa, que los obtenidos en el modelo inicial de elementos sólidos.

Con posterioridad se decidió modelar el arco con un relleno situado a 0.5 metros de los paramentos exteriores verticales, de peso propio 1.8 t/m<sup>3</sup> y rigidez prácticamente despreciable en relación a la del ladrillo (es decir, se supuso muy alterado y sin contacto entre sus secciones).

Nuevamente se evaluaron las tensiones en el estribo Sur considerando los efectos combinados del relleno y del peso propio (Fig. 5.5.42). En estas condiciones se comprobó que las tensiones en los ladrillos exteriores (0.5 m de espesor) alcanzan un valor de 0.15 MPa.

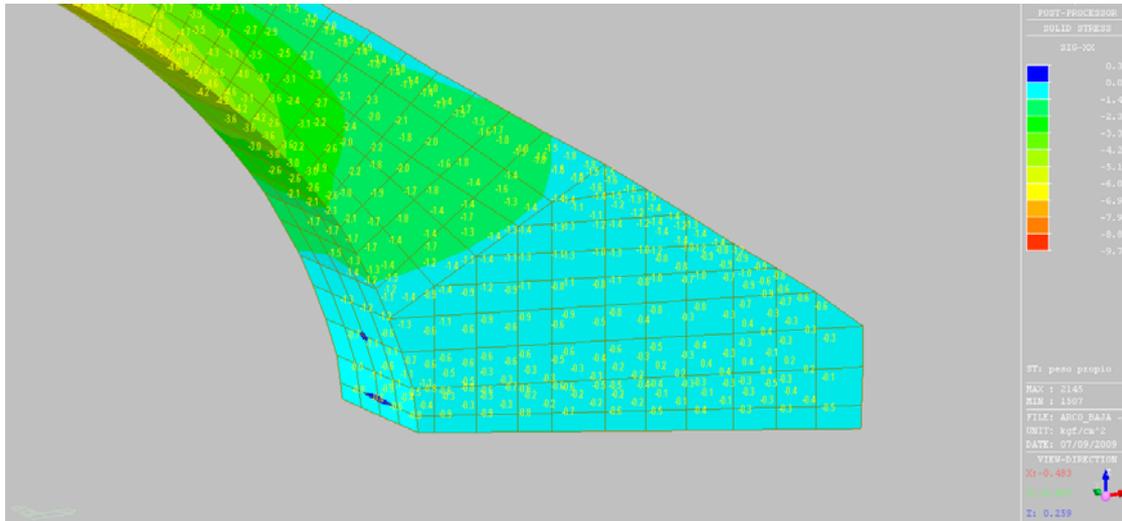


Fig. 5.5.42: Tensiones verticales en el estribo derecho del arco relleno, bajo acción de peso propio.

En este punto, las incertidumbres en relación a las hipótesis de cálculo eran grandes, debido a que se desconocía no sólo la magnitud de los fenómenos considerados, sino su existencia. En aras a determinar si en efecto existe un relleno en su interior y a qué profundidad está en relación a las caras exteriores, se recomendó verificar la sección transversal del arco mediante técnicas sónicas no destructivas, complementadas con sondeos mecánicos (Fig. 5.5.43) para determinar los posibles rellenos que podría haber en su interior y los espesores de las diferentes capas que podrían componer el arco. Igualmente, también se recomendó estimar los desplomes del arco, para su consideración en futuros modelos del mismo.

En base a la Fig. 5.5.43 referida se constató que el arco está armado en toda su sección con ladrillo, por lo que la hipótesis realizada para explicar las diferencias entre el nivel tensional experimental y el obtenido numéricamente, basada en una sección compuesta por un relleno interno de menor rigidez y una “cáscara” exterior de ladrillo, fue desestimada.



Fig. 5.5.43: Sondeo mecánico realizado en el arco para evaluar su sección transversal (Fuente: J.A. Martínez).

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tras los argumentos relacionados, la única causa razonable que podría justificar las diferencias entre los niveles tensionales obtenidos se relaciona con el factor  $k_m$  de los gatos planos empleados. Cuando el campo de presiones aplicadas es inferior a los 5 bar el fabricante (Anexo 4) especifica que no se ha encontrado un coeficiente de calibración constante aplicable (en este caso para conseguir el ajuste entre la tensión obtenida de forma numérica y la experimental registrada debiera considerarse un  $k_m$  de 0.24), por lo que se puede entender que el nivel tensional deducido podría no corresponderse con el existente en la realidad. En cualquier caso, como ya se ha referido, el nivel tensional real sería bastante reducido y, por ende, el nivel de riesgo asociado con esta indeterminación sería despreciable. En situaciones futuras en las que se espere tener que determinar niveles tensionales muy reducidos (necesidad de ir a presiones aplicadas inferiores a los 5 bar) se aconseja emplear gatos planos de baja presión.

A modo de conclusión, en este caso práctico, la no concordancia entre resultados numéricos y experimentales, fue el detonante de un proceso de investigación iterativo y cruzado, que a demanda de una mayor precisión del modelo de cálculo en relación a los resultados experimentales, puede permitir inferir información sobre la composición de la estructura y los procesos que hayan podido presentarse en ella a lo largo de los 150 años de existencia de la misma.

### **5.5.4 Caracterización mecánica**

#### **5.5.4.1 Gato plano doble FJD-1**

El ensayo FJD-1 tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de la hoja externa del estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

En las Fig. 5.5.44 y 5.5.45 se ilustran dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical y horizontal fue de 200 mm. Por su parte en la Fig. 5.5.46 se presenta una perspectiva de la configuración general del ensayo.



Fig. 5.5.44: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.5.45: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.5.46: Configuración general del ensayo.

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.5.47 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.5.48 para el gato plano inferior.

En base a las áreas obtenidas para las rozas ejecutadas y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes las

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

relaciones geométricas ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ). En la Tabla 5.5.3 se resumen los factores geométricos obtenidos.

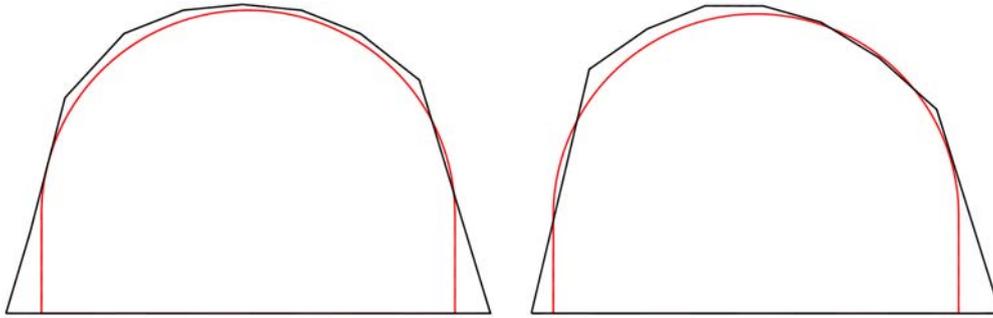


Fig. 5.5.47: Relación entre el área de la roza (833.50 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano superior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo FJD-1 del estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Fig. 5.5.48: Relación entre el área de la roza (826.83 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano inferior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo FJD-1 del estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Tabla 5.5.3: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-1 Arco Valladolid						
		Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas		$K_{a, \text{promedio}}$
Gato plano superior (Fig. 5.5.47)	$A_{\text{roza}}$	833.50	$K_{\text{gato-roza}}$	0.934		
	$A_{\text{gato}}$	778.56				
Gato plano inferior (Fig. 5.5.48)	$A_{\text{roza}}$	826.83	$K_{\text{gato-roza}}$	0.942		
	$A_{\text{gato}}$	778.56				

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.95 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.5.49 se presentan los resultados obtenidos para tres puntos de control vertical, dado que uno de los puntos de control vertical fue pegado de forma incorrecta quedando fuera del rango de medida del comparador, y los dos horizontales tras la realización de 4 ciclos de carga y descarga. Las curvas obtenidas para los cinco puntos de control resultaron satisfactorias.

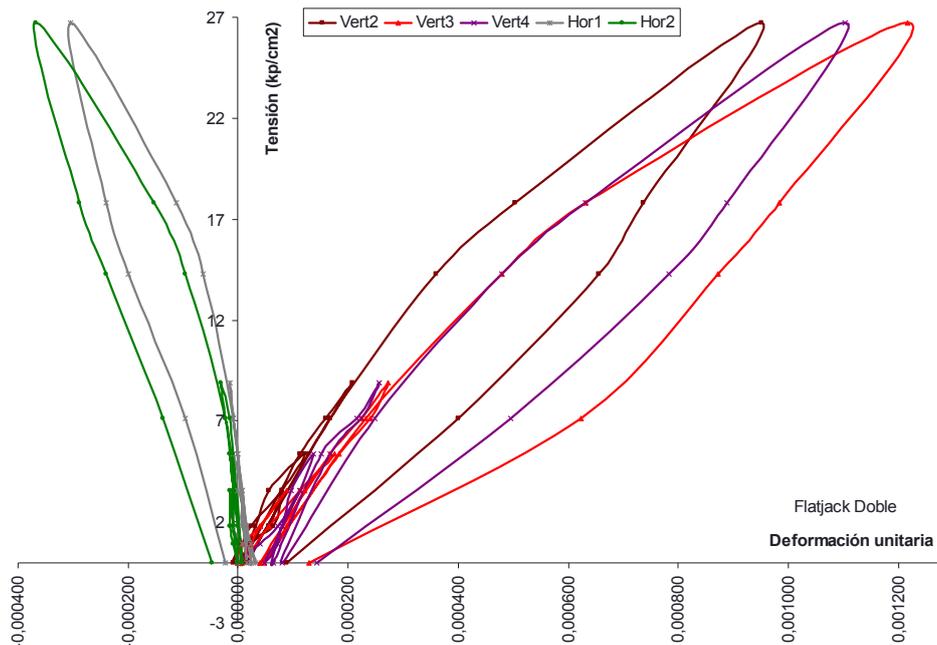


Fig. 5.5.49: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Finalmente, en la Fig. 5.5.50 se presentan las leyes tensión – deformación, promedio, obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control vertical, como para los horizontales.

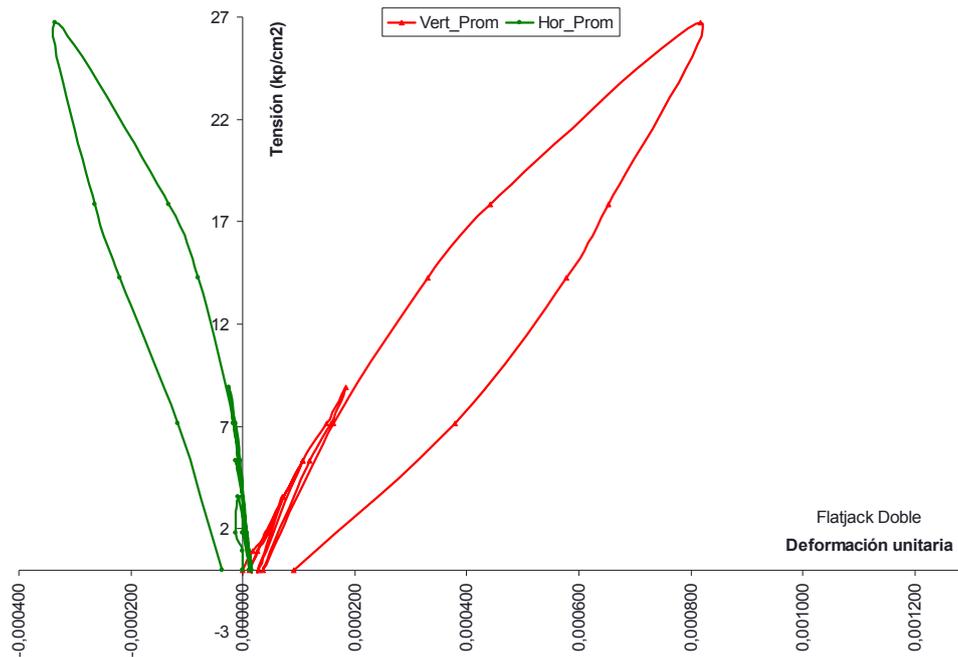


Fig. 5.5.50: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 1.70 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.5.51 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente de los mismos en la zona de comportamiento no lineal. A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 4.46 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

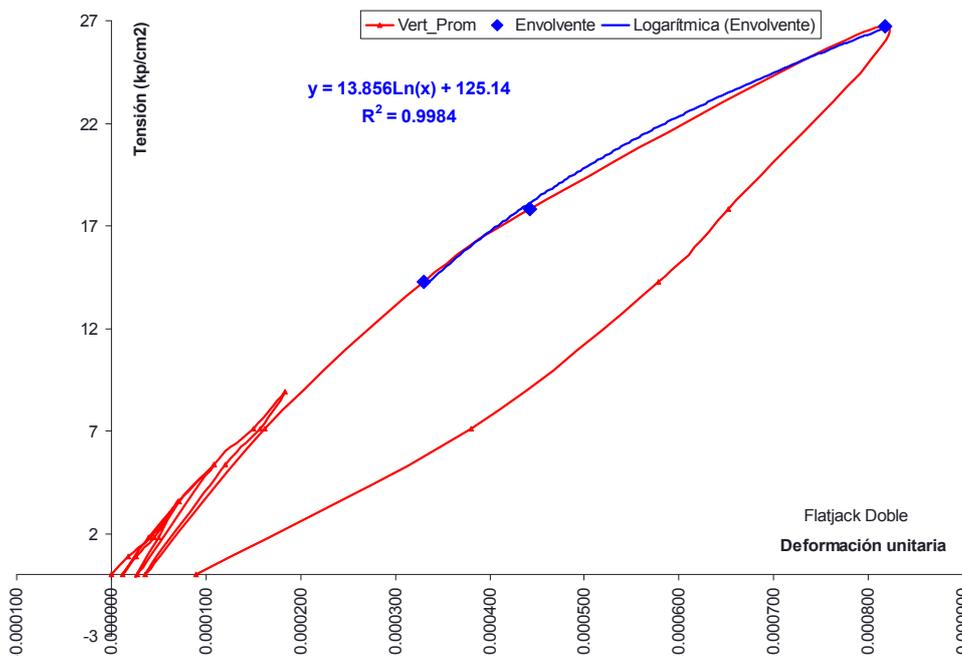


Fig. 5.5.51: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9984$ ).

Conviene referir que durante la ejecución del ensayo se alcanzó un valor máximo de la presión instalada en el gato plano de 30 Ba (tensión equivalente en el muro de 2.67 MPa), no apareciendo

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

fisuras verticales en el área ensayada, circunstancia que según Binda et al. (1983) y Rossi (1985 y 1988) indica que la resistencia de la fábrica alcanza valores superiores al referido.

En las Fig. 5.5.52 y 5.5.53 se presentan sendos instantes captados durante la ejecución del ensayo de gato plano doble.



Fig. 5.5.52 y 5.5.53: Instantes durante la ejecución del ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.5.49 y 5.5.50) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha fábrica de ladrillo. Dichos parámetros mecánicos son función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.5.4 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.5.4: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Sur del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Vert 1	$E_{p_1-p_2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )			$E_{p_1-p_2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p_1-p_2\_promedio}$
				Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	4	f/r**	44,555	40,505	31,825	38,962	-0.29
2	0	4	f/r**	40,505	34,273	74,258	49,679	-0.27
3	0	8	f/r**	46,900	38,743	46,900	44,181	-0.26
4	0	16	f/r**	41,447	33,004	35,644	36,698	-0.31
							<b>42,380</b>	<b>-0.28</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p_1-p_2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p_1-p_2}$ ).

\*\* f/r indica que el punto de control fue pegado de forma incorrecta quedando fuera del rango de medida del comparador.

Como conclusión, podría considerarse un módulo de elasticidad secante de **4,238.0 MPa** y un coeficiente de Poisson de **0.28**.

En las Fig. 5.5.54 y 5.5.55 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

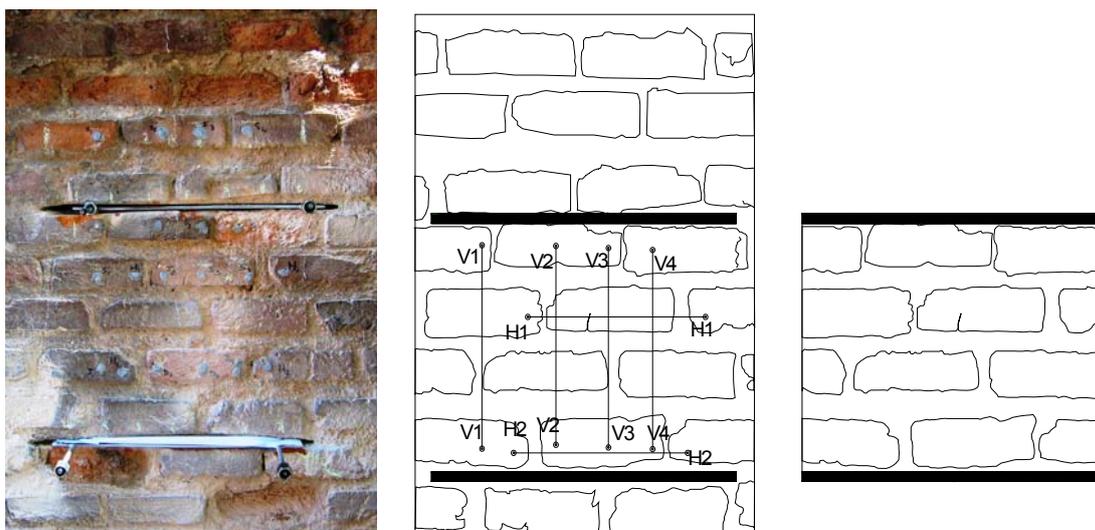


Fig. 5.5.54 y 5.5.55: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.5.56: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.5.56 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de ladrillo movilizada. El fin perseguido es aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase cerámica y de la fase mortero, para el caso de una fábrica de ladrillo a tizones. En este sentido en la Tabla 5.5.5 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.5.5: Área total, de ladrillos y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.5.56. Relación entre el área de mortero y el área de los ladrillos.

$A_{\text{total}} \text{ (cm}^2\text{)}$	870.87
$A_{\text{ladrillos}} \text{ (cm}^2\text{)}$	558.41
$A_{\text{mortero}} \text{ (cm}^2\text{)}$	312.46
<b><math>A_{\text{mortero}}/A_{\text{ladrillos}}</math></b>	<b>0.56</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>4,238.0</b>

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0910 adjunto en el Anexo 21, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.5.4.2 Gato plano doble FJD-2

El ensayo FJD-2 tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de la hoja externa del estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España). Este ensayo tiene la peculiaridad que fue realizado en las escopetas de la fábrica debido a la configuración del aparejo del arco.

En la Fig. 5.5.57 siguiente se muestra un instante tomado durante el proceso de corte para la inserción del gato plano inferior. Por su parte las Fig. 5.5.58 y 5.5.59 refieren dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical y horizontal fue de 200 mm.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.5.57: Instante tomado durante el proceso de corte para la inserción del gato plano inferior.

Fig. 5.5.58: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.5.59: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.5.60 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.5.61 para el gato plano inferior.

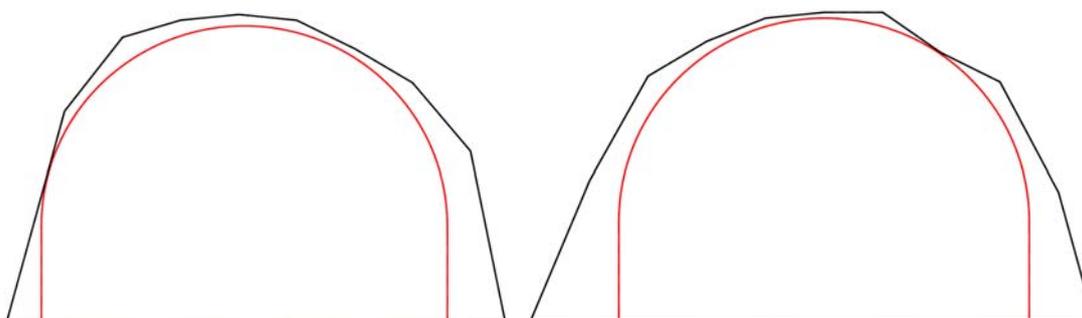


Fig. 5.5.60: Relación entre el área de la roza (902.50 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano superior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo FJD-2 del estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Fig. 5.5.61: Relación entre el área de la roza (941.50 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano inferior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo FJD-2 del estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

En base a las áreas obtenidas para las rozas ejecutadas y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes las relaciones geométricas ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ). En la Tabla 5.5.6 se resumen los factores geométricos obtenidos.

Tabla 5.5.6: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

	Factores geométricos, $k_a$ , FJD-2 Arco Valladolid				
	Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas		$K_{a, \text{promedio}}$
Gato plano superior (Fig. 5.5.60)	$A_{\text{roza}}$	902.50	$K_{\text{gato-roza}}$	0.863	
	$A_{\text{gato}}$	778.56			
Gato plano inferior (Fig. 5.5.61)	$A_{\text{roza}}$	941.50	$K_{\text{gato-roza}}$	0.827	
	$A_{\text{gato}}$	778.56			

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.95 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.5.62 se presentan los resultados obtenidos para tres puntos de control vertical (nº 1, 2 y 3), el punto vertical número 4 registró un comportamiento un tanto anárquico en alguno de los ciclos del ensayo (Fig. 5.5.63), y los dos horizontales tras la realización de 4 ciclos de carga y descarga. Las curvas obtenidas para los cinco puntos de control resultaron satisfactorias.

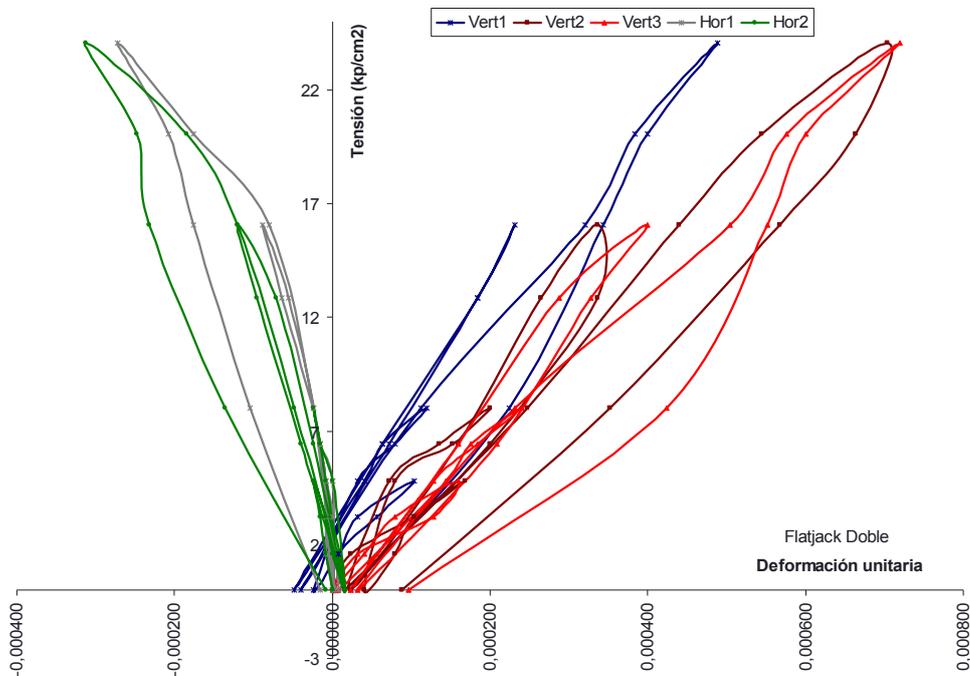


Fig. 5.5.62: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

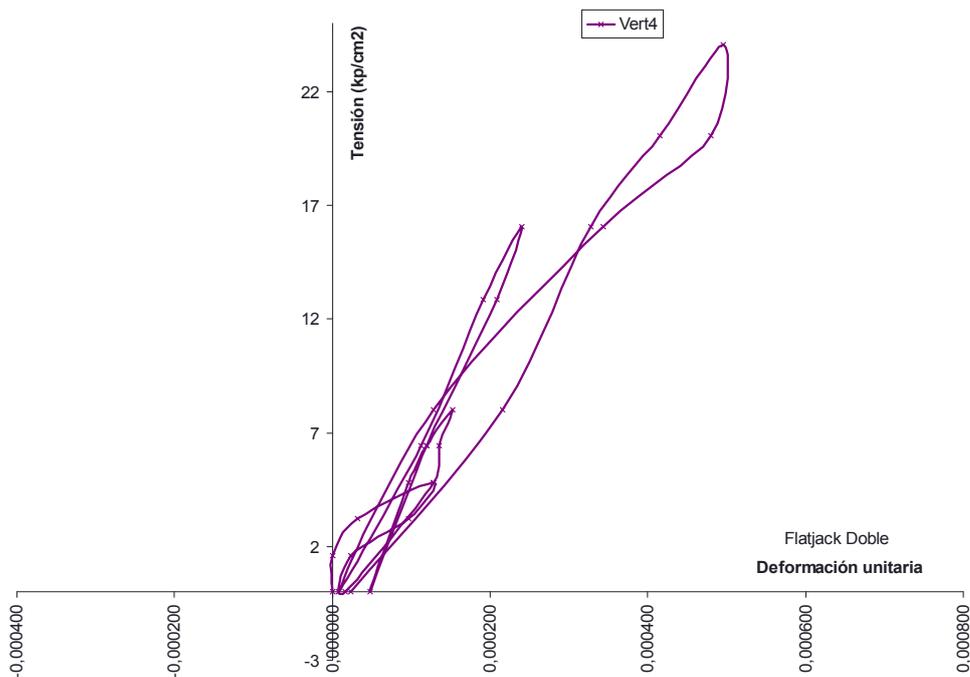


Fig. 5.5.63: Ley  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenida el punto de control vertical nº 4. Puede apreciarse un comportamiento un tanto anárquico.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Finalmente, en la Fig. 5.5.64 se presentan las leyes tensión – deformación, promedio (sin tener en cuenta dicho punto de control vertical nº 4), obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control vertical nº 1, 2 y 3, como para los horizontales.

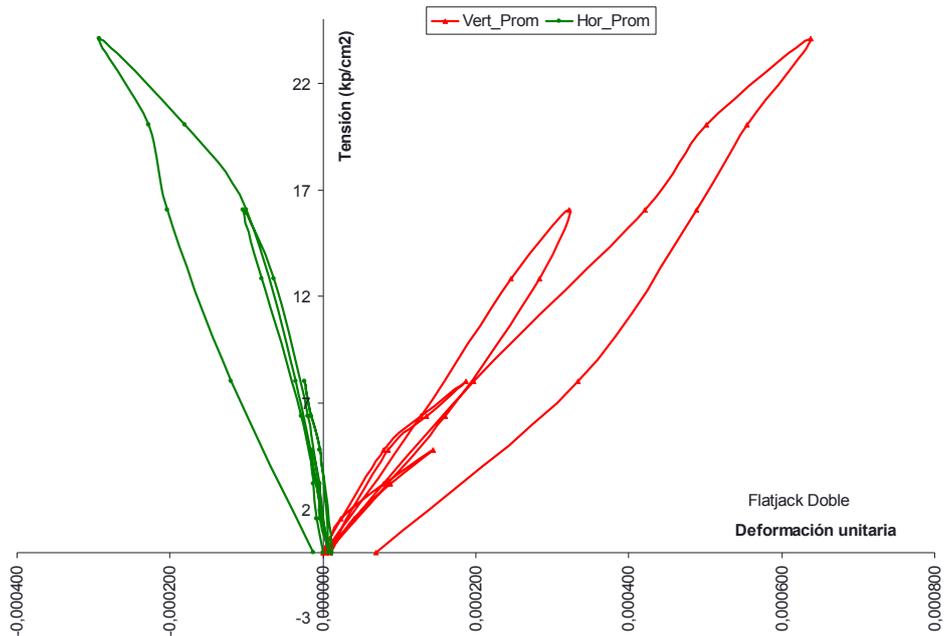


Fig. 5.5.64: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio, sin tener en cuenta dicho punto de control vertical nº 4, obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 1.60 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.5.65 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente de los mismos en la zona de comportamiento no lineal (sin tener en cuenta dicho punto de control vertical nº 4). A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 4.10 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

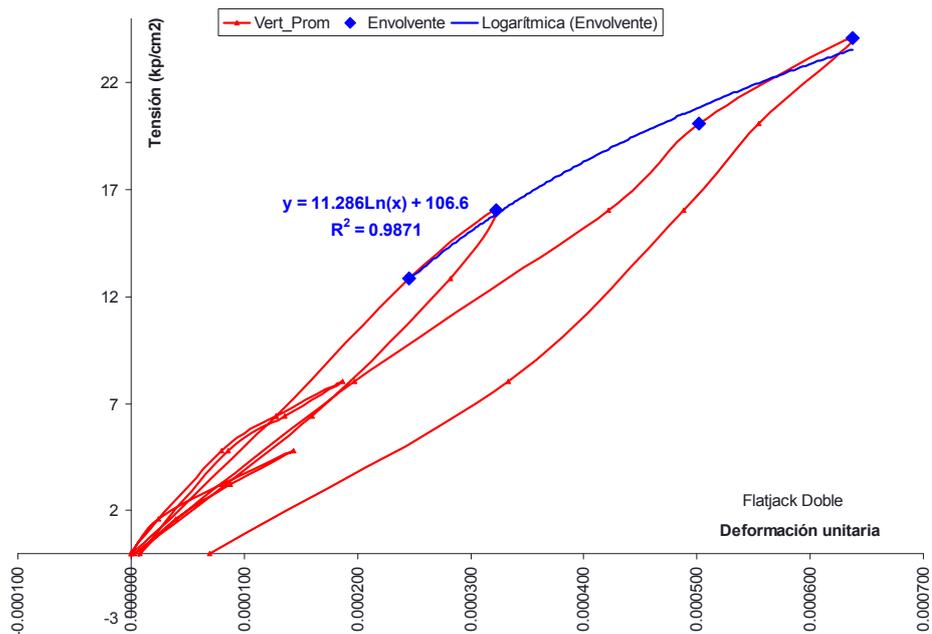


Fig. 5.5.65: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9871$ ).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Conviene referir que durante la ejecución del ensayo se alcanzó un valor máximo de la presión instalada en el gato plano de 30 Ba (tensión equivalente en el muro de 2.41 MPa), no apareciendo fisuras verticales en el área ensayada, circunstancia que según **Binda et al. (1983) y Rossi (1985 y 1988)** indica que la resistencia de la fábrica alcanza valores superiores al referido.

En las Fig. 5.5.66 y 5.5.67 se presentan sendos instantes durante la ejecución del ensayo de gato plano doble.

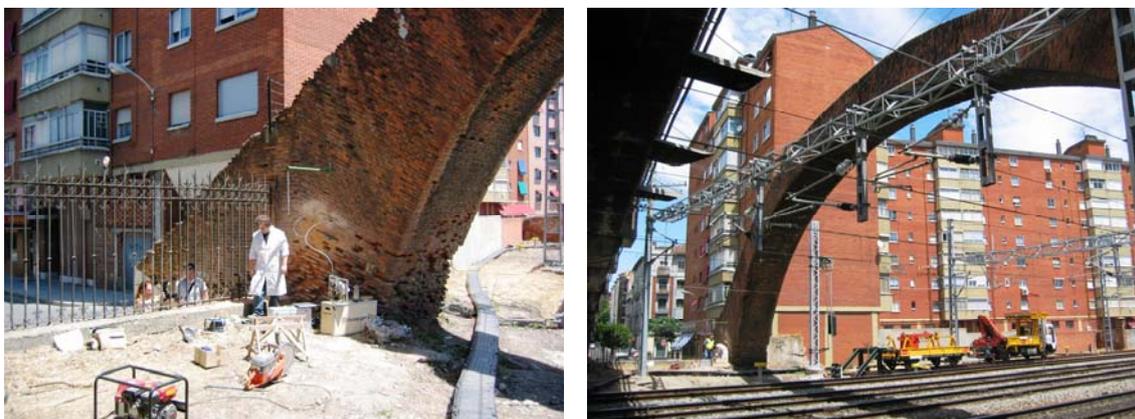


Fig. 5.5.66 y 5.5.67: Instantes durante la ejecución del ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.5.62 y 5.5.64) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha fábrica de ladrillo. Dichos parámetros mecánicos son función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.5.7 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.5.7: Características mecánicas, E y v, obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el estribo Norte del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p1-p2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p1-p2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$V_{p1-p2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	6	46,312	28.670	30.103	n/c**	35,028	-0.15
2	0	8	61,750	57.339	38.226	n/c**	52,438	-0.22
3	0	8	57,339	47.221	47.221	n/c**	50,594	-0.22
4	0	10	52,812	34.601	40.138	n/c**	42,517	-0.23
							<b>45,144</b>	<b>-0.20</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p1-p2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $V_{p1-p2}$ ).

\*\*n/c indica que dicho punto de control no se considera para la obtención de las características mecánicas.

Como conclusión, podría considerarse un módulo de elasticidad secante de **4,514.4 MPa** y un coeficiente de Poisson de **0.20**.

En las Fig. 5.5.68 y 5.5.69 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

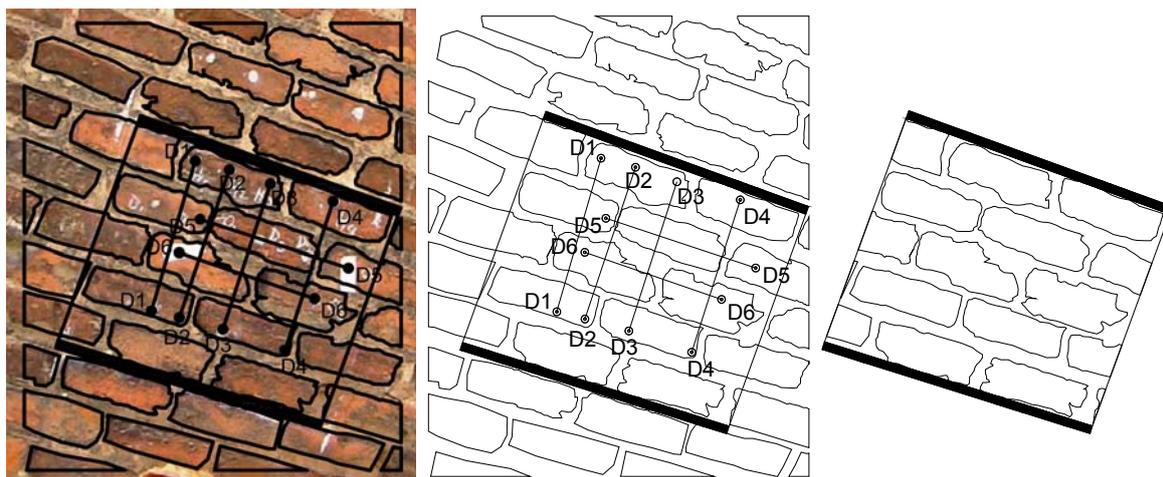


Fig. 5.5.68 y 5.5.69: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.5.70: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.5.70 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de ladrillo movilizada. El fin perseguido es aportar otro punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase cerámica y de la fase mortero, para el caso de una fábrica de ladrillo a tizones. En este sentido en la Tabla 5.5.8 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.5.8: Área total, de ladrillos y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.5.70. Relación entre el área de mortero y el área de los ladrillos.

$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	1013.02
$A_{ladrillos}$ (cm <sup>2</sup> )	706.61
$A_{mortero}$ (cm <sup>2</sup> )	306.41
<b><math>A_{mortero}/A_{ladrillos}</math></b>	<b>0.43</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>4,514.4</b>

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0912 adjunto en el Anexo 21, para la consulta más detallada del ensayo.

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.5.9. Por su parte en la Tabla 5.5.10 se obtiene el coeficiente de seguridad de las fábricas frente a mecanismos de compresión.

Tabla 5.5.9: Resultados de los ensayos de gato plano realizados en los estribos del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Fecha	Cód.	Comentarios	$A_{mortero}/A_{piezas}$	$E_{sec, prom}$ (MPa)	$v_{prom}$	$\sigma_{servicio}$ (MPa)	Límite elástico (MPa)	$\sigma_{rotura}$ (MPa)	$E/\sigma_k$
26-06-09	FJS-1	Arco de ladrillo, estribo Sur	-	-	-	0.25	-	-	-
26-06-09	FJD-1	Arco de ladrillo, estribo Sur	0.56	4,238.0	0.28	-	1.70	4.46	1,357.46
13-07-09	FJS-2	Arco de ladrillo, estribo Norte	-	-	-	0.29	-	-	-
13-07-09	FJD-2	Arco de ladrillo, estribo Norte	0.43	4,514.4	0.20	-	1.60	4.10	1,572.96

Puede comprobarse que tanto en lo que respecta a niveles tensionales, como a características mecánicas, sendos estribos presentaron un comportamiento similar.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Finalmente, puede observarse como el **coeficiente de seguridad** existente en la base de los estribos del arco, **frente a mecanismos de compresión frente a peso propio**, es de **11.19**.

Tabla 5.5.10: Coeficiente de seguridad frente a mecanismos de compresión de las fábricas componentes de los estribos del arco de ladrillo sito en la estación de Campo-Grande de Valladolid (España).

Localización	$\sigma_{servicio}$ (MPa)	$\sigma_{rotura}$ (MPa)	$\gamma = \frac{0.7 \cdot \sigma_{rotura}}{\sigma_{servicio}}$
Arco de ladrillo, estribo Sur	0.25	4.46	12.49
Arco de ladrillo, estribo Norte	0.29	4.10	9.90
			<b>11.19</b>

## 5.6 Campaña experimental desarrollada en muros de mampostería caliza y de ladrillo de un edificio del siglo XIX (Seminario Mayor de Comillas, Cantabria).

### 5.6.1 Introducción: La construcción del Seminario Mayor.

El Seminario Mayor de Comillas se trata de un edificio Modernista (finales s. XIX) en el que parcialmente participó el Arquitecto Lluís Domènech i Montaner (autor de entre otros edificios del Hospital de la Santa Creu i Sant Pau y del Palacio de la Música Catalana, ambos Patrimonio de la Humanidad).



Fig. 5.6.1: Perspectiva general del Seminario Mayor de Comillas a principios del s. XXI (Villegas et al. 2009a).

El edificio ocupa una superficie rectangular aproximada de 100 m x 65 m, articulándose en torno a dos claustros, de dimensiones aproximadas 35 m x 25 m, flanqueando volumen central (Fig. 5.6.1) en el que se ubican los elementos arquitectónicos y artísticos de mayor calidad, el hall de entrada, la escalera principal, el paraninfo, la sacristía y la iglesia.

El edificio consta de planta baja y tres alturas con dos castilletes laterales recrecidos en las esquinas de la fachada de entrada principal y uno situado encima de dicha entrada. En la fachada puede observarse como el muro es de mampostería recibida con mortero con pilares/contrafuertes de ladrillo macizo. En ocasiones se observa como la fachada de mampostería se encuentra enmarcada con un “pórtico” de sillares de distinto material, que en algunos casos se sustituyen a partir de cierta altura por ladrillo macizo revestido de mortero.

La primera idea de construir un edificio en Comillas para “Seminario de Pobres” tomó forma al final del verano de 1881 (Alonso et al. 2008). Aquel agosto la villa marinera recibió al rey Alfonso XII y a su familia, invitados por el indiano Antonio López y López, desde 1878 primer Marqués de Comillas, quien mucho había ayudado política y económicamente a la restauración borbónica.

El Marqués de Comillas empresario y hombre de negocios, se había enriquecido tras su periplo cubano ayudado por sus relaciones familiares y comerciales con el mundo empresarial catalán. Establecido en Barcelona, el marqués volvía los veranos a su pueblo natal donde construyó su vivienda de descanso (la casa Ocejo, que hospedó al rey Alfonso XII en agosto de 1882) y, en torno a ella, sus familiares levantaron las suyas (Casa del Llano, Casa de la Portilla, Las Cavaduchas). En el mismo parque, aquel verano de 1881, se inauguró la Capilla Panteón (Fig. 5.6.2) y se puso la primera piedra del que iba a ser su palacio de Sobrellano (Fig. 5.6.3), ambos proyectos, de Joan Martorell y del joven Cristóbal Cascante que dirigió las obras.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

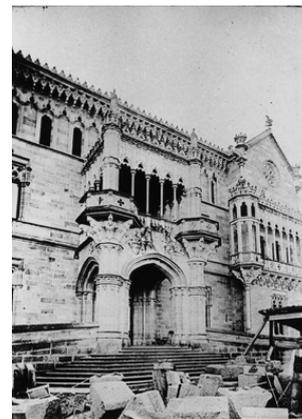


Fig. 5.6.2: Vista actual de la Capilla Panteón y del Palacio de Sobrellano en Comillas.

Fig. 5.6.3: Obras de construcción del Palacio de Sobrellano, imagen tomada entre 1881 y 1888.

Colaboraron en las obras los jóvenes arquitectos que trabajaban en el estudio de Martorell: Lluís Doménech y Antoni Gaudí, y se desplazaron hasta la villa artesanos, escultores, pintores, metalistas, vidrieros, ceramistas, tapiceros, etc., construyéndose un sofisticado escenario para el veraneo regio que vislumbraba las maneras de lo que más tarde sería el Modernismo y que puso a prueba la capacidad emprendedora catalana, que se vio compensada siete años más tarde con la celebración de la Exposición Universal de Barcelona.

Tras la euforia de aquel verano, Antonio López decide la construcción de un Seminario en Comillas. Fue el Padre Tomás Gómez Carral, jesuita nacido en Cabezón de la Sal, fundador de los colegios de La Guardia y Deusto, quien logró convencer al Marqués. Este mismo se encargó de comprar los terrenos elegidos por Antonio López, la colina de Velecio, el sitio que llamaban La Cardosa. Un lugar muy expuesto a las inclemencias del clima pero que remataría de forma monumental el conjunto de obras que promovía la familia López.

Para diciembre de 1881 el jesuita Ingeniero de Caminos Miguel Alcolado había dibujado los primeros planos de un “Seminario para 200 alumnos” (Fig. 5.6.4). Este primer proyecto establece una ordenación general del edificio que básicamente se mantuvo hasta el final: planta general rectangular, dos patios para iluminar las crujías de habitación, y un singular volumen transversal que divide en dos cuerpos los usos domésticos y docentes en donde se localizan los espacios más representativos del seminario. Salvo este esquema de partida, poco se mantuvo de la idea de edificio proyectado por Alcolado.

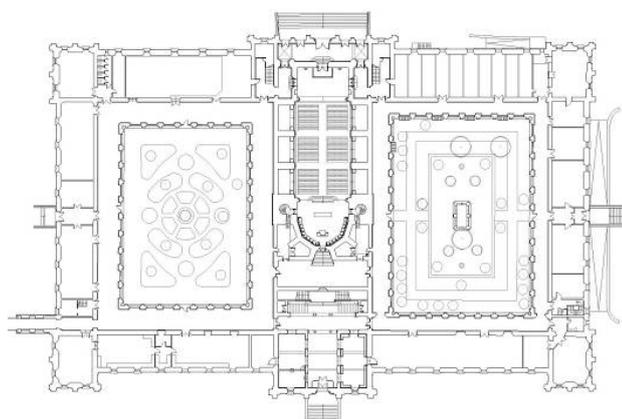
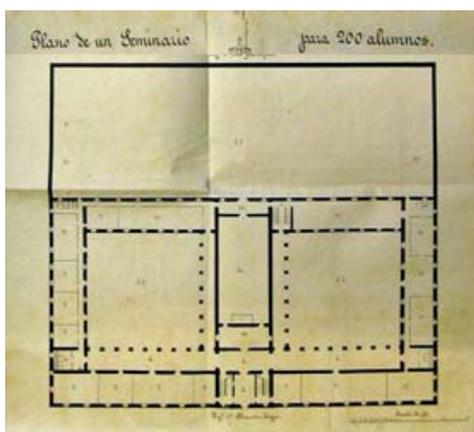


Fig. 5.6.4: Primeros planos del Seminario Mayor a cargo de Miguel Alcolado (Alonso et al. 2008).

Fig. 5.6.5: Planta actual (Alonso et al. 2008).

Habían comenzado las obras de cimentación por el lado oriental cuando en enero de 1883 muere Antonio López y López. Su hijo, el segundo Marqués de Comillas, Claudio López Bru, se implicaría desde entonces en este proyecto interviniendo de forma muy personal en su realización.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

La primera decisión fue encargar un nuevo proyecto a Joan Martorell, uno de los arquitectos de la familia López, que en aquel momento levantaba el palacio de Sobrellano.

Joan Martorell aumentó la dimensión original del edificio hasta una ocupación de 100 por 60 metros (Fig. 5.6.5), dispuso una planta más y cambió radicalmente la imagen final del conjunto. Racionalizó las comunicaciones disponiendo más escaleras y completó con galerías los cuatro lados de los patios. Igualmente, enriqueció las composiciones arquitectónicas mediante el juego de materiales, texturas y colores: piedra caliza concertada, piedra arenisca rojiza de Carrejo y ladrillo visto.

La primera piedra del nuevo edificio se colocó oficialmente en mayo de 1883. Tomó la dirección de las obras (Fig. 5.6.6 y 5.6.7) el arquitecto Cristóbal Cascante, que dirigía también el palacio de Sobrellano y el Capricho proyectado por Antoni Gaudí. En el Seminario no solo interpretó los planos de Martorell, sino que intervino como proyectista en muchas de las soluciones finales del Seminario, incluidos los diseños para carpinterías, mobiliario y objetos litúrgicos.



Fig. 5.6.6: Vista de la Playa y de la Coteruca (finales del Siglo XIX), sobre la colina se aprecia el Seminario Mayor durante su construcción.

Fig. 5.6.7: Obras del Seminario Mayor en 1885.

La obra se desarrolló con graves problemas de construcción debido a la mala calidad de los materiales empleados y a las forzadas decisiones de diseño. En diciembre de 1886 se desploman las cubiertas del cuerpo sur derribando los muros del patio y al año siguiente después de abovedar la iglesia, se abrieron grietas en varios muros. Se modificaron parte de los alzados previstos, se macizaron las tribunas y se decidió no construir las esbeltas agujas proyectadas en las torres. En este momento la obra entró en crisis, Cascante estaba cansado y decepcionado (murió un año más tarde), Martorell se dedicaba más a sus importantes encargos catalanes y don Claudio no disponía de los suficientes recursos para destinarlos al Seminario. Los trabajos se ralentizaron, cobrando un nuevo y definitivo impulso en 1889, cuando se resolvieron los problemas económicos y se encargó al prestigioso arquitecto Lluís Domènech i Montaner que concluyese las obras.



Fig. 5.6.8 y 5.6.9: Escalera de la zona central Sur (Alonso et al. 2008 y Villegas et al. 2009a)

Fig. 5.6.10: Paraninfo (Villegas et al. 2009a).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Las primeras decisiones fueron de carácter estructural: refuerzo de forjados, atirantado de cubiertas, contrapesos en las arquerías de la iglesia, entre otras. Pero la aportación más brillante de Doménech fue la reestructuración de los espacios más representativos del seminario así como la introducción de un programa simbólico-decorativo, materializando en Comillas las nuevas ideas del Modernismo.

Durante tres años los trabajos se concentrarán en la reconstrucción y decoración del cuerpo principal: vestíbulo, escalera principal (Fig. 5.6.8 y 5.6.9), capilla de san Antonio, paraninfo (Fig. 5.6.10) y un recubrimiento exterior de la caja de iglesia y cuerpos de las torres con piezas cerámicas (Fig. 5.6.11 - 5.6.13), decisión que logra caracterizar de modo singular al conjunto.



Fig. 5.6.11 y 5.6.12: Perspectivas generales de la iglesia (Alonso et al. 2008 y Villegas et al. 2009a).

Fig. 5.6.13: Detalle del recubrimiento exterior de la iglesia y cuerpos de las torres con piezas cerámicas diseñadas por el valenciano Ros.

Es notable la contribución en estas intervenciones de artistas del entorno de Doménech, siendo él mismo responsable de los diseños de las puertas de bronce y de las vidrieras y artesanado de la escalera. La mayor parte de los elementos decorativos y las aplicaciones del seminario se construyeron en Cataluña, colaborando numerosos artistas.

En enero de 1892 se comienzan a impartir los cursos (Fig. 5.6.14). Diez años más tarde el alumnado se había duplicado hasta el número de 400. El Papa Pío X había erigido en el Seminario una Universidad Pontificia y se hizo necesario ampliar las instalaciones. Fue entonces cuando se ocuparon los espacios bajo cubierta para uso de dormitorios, unas obras que eliminaron los arriostramientos metálicos de los muros y alteraron significativamente los buhardillones de la cubierta.



Fig. 5.6.14: Edificio del Seminario Mayor de Comillas una vez terminado.

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

En 1912 se construyó el Seminario Menor (Fig. 5.6.15), proyectado por José María Basterra, unido al edificio primitivo por una galería en el extremo occidental del corredor sur (Fig. 5.6.1). Terminada la Guerra Civil el complejo fue ampliado con el edificio del Colegio Máximo inaugurado en 1944 y en 1946 se inician las obras del Pabellón Hispano-Americano (Fig. 5.6.16). Dichas ampliaciones posteriores redujeron la presencia relativa del Seminario Mayor.

En 1955 se proyectó una gran biblioteca general, obras apenas iniciadas pues el futuro de la institución iba a estar en Madrid, a donde se trasladó en 1960 la Facultad de Derecho Canónico y en 1968 todo el cuerpo docente de la Universidad Pontificia de Comillas.



Fig. 5.6.15: Vista del complejo construido desde Comillas, tras la construcción del Seminario Menor.

Fig. 5.6.16: Vista del complejo edificado a principios del s. XXI.

Durante los estudios previos desarrollados en el edificio (Villegas et al. 2009a; Villegas y Lombillo 2008) se realizaron una serie de catas para obtener un conocimiento profundo de las principales características constructivas del inmueble y de algunos procesos patológicos existentes. Fruto de una inspección visual pormenorizada se llevó a cabo un registro sistemático de los diferentes defectos y anomalías hallados en los muros del Seminario Mayor, tanto en las cuatro fachadas exteriores como en los muros N, S y W relativos al claustro Oeste, y en el muro W relativo al claustro Este. Dichos procesos fueron croquizados en planos, complementando la información con fichas descriptivas de las lesiones existentes y fotografías de detalle de las mismas. Se estudiaron las patinas, los depósitos superficiales, las desagregaciones, desplacados, agrietamientos, etc., proponiendo recomendaciones de actuación (terapéutica correctiva). Igualmente fueron analizados otros procesos patológicos presentes en el edificio como posibles asientos diferenciales de los pilares de la torre del reloj, humedades de capilaridad, muros de fachada mal arriostrados y con empujes horizontales de cubierta, deformaciones de forjados, maderas atacadas por insectos xilófagos, deterioro general de los revestimientos, etc., cuya descripción queda fuera del alcance de este texto.

### **5.6.2 Estudio geotécnico.**

Su objetivo fue el establecer las condiciones de cimentación de las diferentes zonas y elementos del edificio, con especial consideración de aquéllas que pudieran tener que ver con patologías estructurales, observadas en fachadas exteriores, y en tabiquerías y solados interiores; conocer la tipología y capacidad portante de nuevos apoyos, y discernir cuáles pueden resultar precarios necesitando proceder a su refuerzo o recalce.

En relación a las características geotécnicas de los materiales afectados aludir a que bajo el edificio a estudiar, tiene lugar el contacto entre dos formaciones rocosas:

- Areniscas poco cementadas y lutitas en la zona N y NW del edificio.
- Calizas y dolomías en el resto del inmueble.

En relación a las cimentaciones puede concluirse que en base a los 14 pozos de reconocimiento realizados (Fig. 5.6.17 - 5.6.19), la tipología de cimentación utilizada en todos los casos es muy similar, con muros de carga apoyados sobre zanjas rellenas de gravas calcáreas, con cierto grado de cementación. Sin embargo, la geometría y composición de la cimentación difiere de unos

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

puntos a otros. Apparentemente, en todos los casos, en base a las calicatas referidas y a los 6 ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH realizados, la transferencia de las cargas se realiza al sustrato rocoso, con una mayor o menor profundidad y anchura de la zanja de gravas calcáreas.



Fig. 5.6.17: Ejecución de la calicata denominada C1, ubicada en planta baja anexa al muro del claustro de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas.

Fig. 5.6.18: Ejecución de la calicata denominada C7, ubicada en el sótano anexa al muro central de la crujía Este del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas.

En lo que respecta a las tensiones admisibles asociadas a cada situación, cabe referir que para el caso de las calizas y dolomías podría considerarse una presión admisible  $p_{adm} = 16,1 \text{ kp/cm}^2$  y para el caso de las areniscas poco cementadas y lutitas una de  $p_{adm} = 4,50 \text{ kp/cm}^2$ .



Fig. 5.6.19: Ejecución de la calicata denominada C8, ubicada en planta baja anexa al muro exterior de la crujía Sur del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas.

Fig. 5.6.20: Instante tomado durante la toma de una muestra de roca caliza.

### **5.6.3 Caracterización de materiales.**

Como resultado de la inspección visual previa llevada a cabo sobre el cerramiento del edificio, se han identificado tres tipos principales de materiales de construcción perfectamente diferenciados: ladrillos de arcilla cocida y piedras naturales en fachadas, paramentos, tabiques, muros y otros varios elementos arquitectónicos, y el mortero de unión que los mantiene cohesionados, confiriendo estabilidad e integridad estructural al conjunto.

En lo que atañe a las rocas, se han identificado tres tipos principales en la mampostería del edificio: una roca caliza con presencia mayoritaria, alternada con algunos sillares poco numerosos de marga, y presencia de roca arenisca en algunas zonas concretas de los paramentos.

En el caso de los ladrillos se han podido diferenciar cuatro tipos distintos, según forma y grado de cocción, localizados en distintas zonas del edificio y encontrándose a menudo combinados formando parte del mismo elemento constructivo.

## ***Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido***

Se han estudiado varias muestras de mortero recogidas en distintas zonas del inmueble. Todos ellos son morteros de cal y arena silíceas, posiblemente arenas de origen marino.

Basado en una toma selectiva de muestras (Fig. 5.6.20), representativa del conjunto de la edificación, se plantearon una serie de experimentos aplicados a cada grupo de materiales considerados (piedras, ladrillos y morteros). La caracterización de la composición química de los materiales se realizó mediante microanálisis elemental con sonda electrónica (EDAX) y análisis mineralógico por difracción de rayos X (XRD). La caracterización física de los elementos pétreos, con la realización de ensayos para la determinación de las densidades aparente y relativa, la porosidad y la absorción de agua de cada uno de ellos. La caracterización mecánica de los elementos de piedra y ladrillo se llevó a cabo mediante ensayo de probetas para estimar la resistencia mecánica a compresión. Los ensayos encaminados a caracterizar la durabilidad de los materiales, ensayos de heladicidad y ciclos de humedad/sequedad, trataron de establecer el control de la pérdida de masa de una probeta después de estar sometida a un programa de ciclos así como la posterior estimación de la pérdida de propiedades mecánicas mediante la realización de ensayos de rotura a compresión tras completarse un programa de ciclos.

### **5.6.3.1 Caracterización química**

Las composiciones químicas de estas rocas son las típicas, con predominio del carbonato cálcico en la caliza, sílice en las areniscas y mezcla de ambas mineralogías en la marga.

#### **I.- Microanálisis elemental con sonda electrónica (EDAX)**

Para estos análisis, se ha utilizado un microscopio electrónico de barrido JEOL JSM – 5800 LV equipado con microanálisis por energía dispersiva de rayos X. Se han realizado tres determinaciones distintas en otras tantas zonas de la muestra y, los resultados obtenidos, son presentados como los correspondientes valores medios. Para la cuantificación de los elementos presentes en la muestra, se ha utilizado la corrección estándar ZAF 4. Esta técnica permite, asimismo, la observación microscópica de las muestras, por lo que también es posible discernir algunos detalles morfológicos.

En el caso de las rocas naturales, morfológicamente, las microestructuras de la caliza, la marga y la arenisca son normales, siendo la estructura más abierta de todas, como cabía esperar, la correspondiente a la arenisca. En las Fig. 5.6.21 - 5.6.24 se presentan varias micrografías en las que puede comprobarse la estructura de alguna de las rocas, ladrillos y morteros.

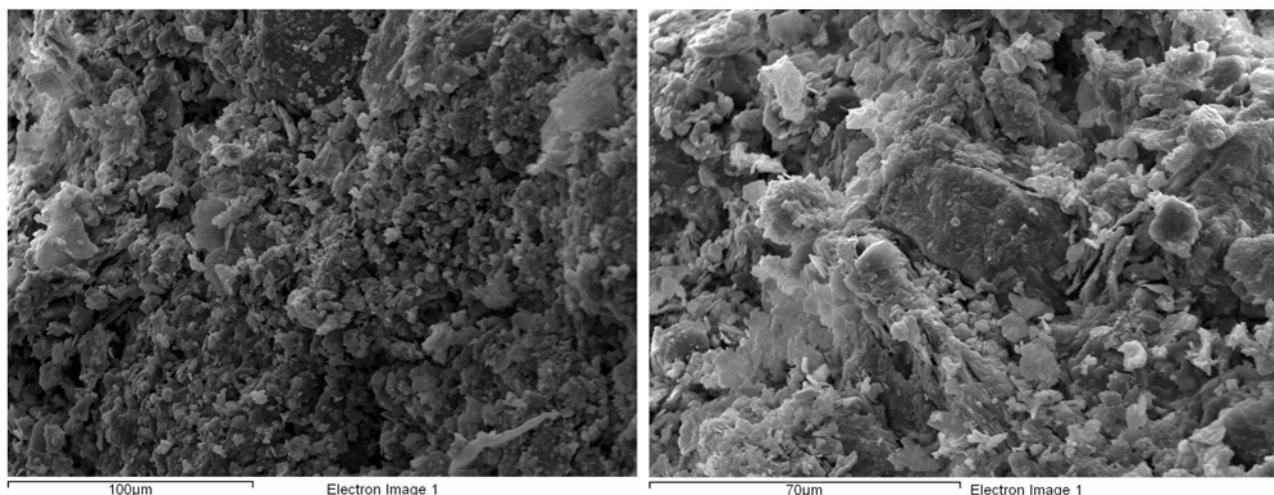


Fig. 5.6.21 y 5.6.22: Micrografías de dos muestras de ladrillo (cortesía Ladicim-UC).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

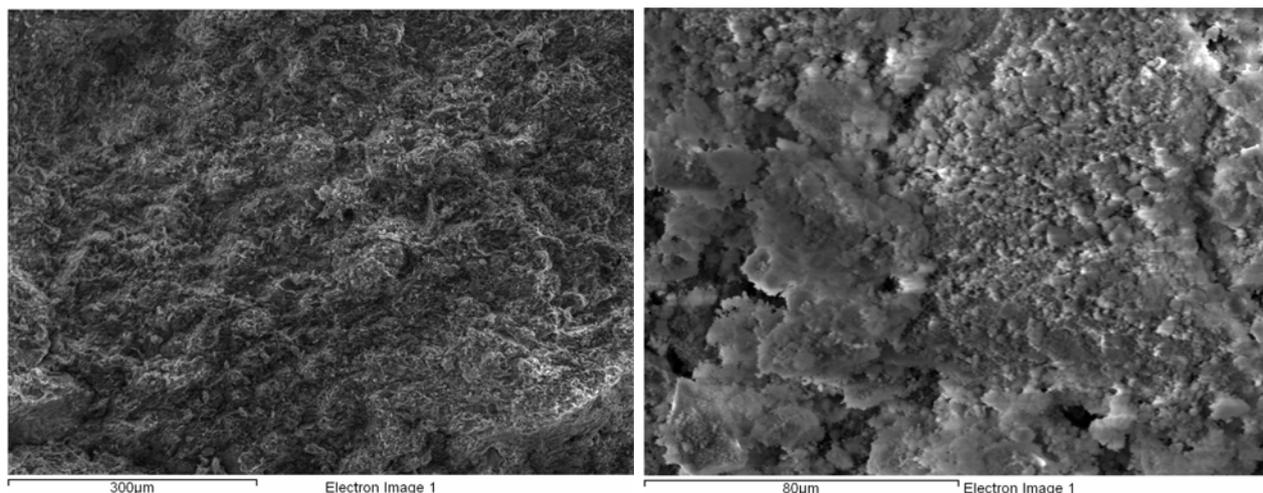


Fig. 5.6.23: Micrografía de una muestra de roca caliza margosa (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.6.24: Micrografía de una muestra del mortero de cal empleado para aparejar el ladrillo. Puede comprobarse su estructura abierta, por lo que, previsiblemente, su porosidad será elevada.

En la Tabla 5.6.1 se presenta la composición analítica elemental, en % en peso, de las diferentes muestras pétreas, ladrillos y mortero.

Tabla 5.6.1: Composición analítica elemental, en % en peso, de las diferentes muestras pétreas, ladrillos y morteros.

Elemento	Caliza	Marga	Arenisca	Ladrillo	Mortero piedra	Mortero ladrillo
Na	-	-	-	9.98	-	1.33
Mg	-	4.76	-	0.87	0.93	0.55
Al	-	2.43	9.51	14.08	3.51	1.11
Si	-	7.43	69.59	33.34	9.31 <sup>1</sup>	4.30
S	-	0.28	-	1.53	1.34	1.37
Cl	-	-	-	22.93	-	2.92
K	-	1.02	14.75	5.85	0.85	0.60
C	14.89	-	-	-	-	-
Ca	42.70	82.34	-	3.51	46.49	55.46
Ti	-	-	1.43	1.03	0.46	0.08
Fe	-	1.74	4.72	6.87	1.34	0.93
O	42.41	-	-	-	35.77	31.35

Los componentes elementales de las rocas son los usuales, con predominio del calcio en la caliza y en la caliza margosa, y del silicio en el caso de las areniscas.

En los ladrillos, se han registrado contenidos importantes de elementos no usuales en este tipo de materiales, como pueden ser el cloro (22.93%) o el sodio (9.98%). No se aprecian cantidades significativas de cloro y/o sodio en las rocas naturales, aunque sí en los morteros analizados. La aparición combinada de estos dos elementos hace suponer la presencia de cloruro sódico, cuyo origen puede estar en la exposición prolongada de estas superficies porosas a un ambiente marino por proximidad a la costa o bien a que en la elaboración del mortero se ha empleado agua de mar, no descartándose en ningún caso la contribución de ambos factores.

De los resultados obtenidos para los morteros se desprende que se trata, en todos los casos, de un mortero de cal, arcilloso en el caso del mortero de la piedra natural, lo cual justifica su tono amarillento característico. Además, se registra la presencia de pequeñas partículas de naturaleza

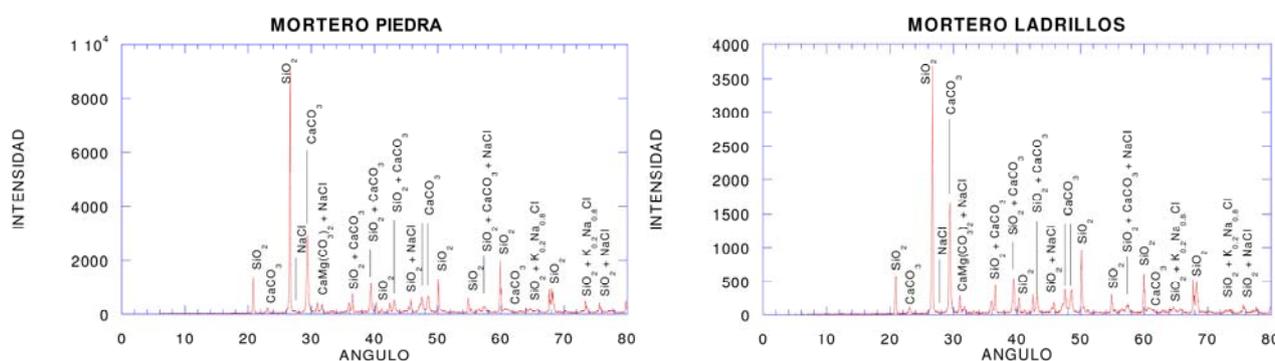
<sup>1</sup> El silicio, el segundo elemento en importancia en el resultado analítico elemental realizado sobre los morteros, oscilando entre 4.3% (mortero del ladrillo) y 9.31% (mortero de la piedra natural) proviene del árido empleado.

silíceas utilizadas como relleno. En cuanto a los contenidos de cloro y sodio, son sensiblemente más altos en el mortero de ladrillo que en el de piedra natural, 2.92% y 1.33%, respectivamente.

## II.- Análisis mineralógico por difracción de rayos X (XRD)

Para la caracterización por difracción de rayos X, se ha utilizado un difractómetro de rayos X PHILIPS PW 1820. La técnica empleada ha sido la del polvo cristalino, (método de DEBYE – SCHERRER, modificado por sustitución de la cámara de registro fotográfico por un detector proporcional) realizándose un barrido angular de la muestra entre  $2\theta = 4^\circ$  y  $2\theta = 80^\circ$ , siendo  $\theta$  el ángulo de Bragg. La interpretación del difractograma obtenido, se realiza en base al método HANAWALT, haciendo uso de las fichas compiladas en el Powder Diffraction File Search Manual publicado por la American Society for Testing Materials (ASTM).

Los resultados de los análisis por difracción de rayos X realizados sobre las muestras de mortero en polvo, se presentan en los difractogramas que se adjuntan. Como puede observarse, mineralógicamente el mortero utilizado para la piedra (Fig. 5.6.25) y el utilizado para el ladrillo (Fig. 5.6.26) son básicamente idénticos, confirmándose la utilización de arena de sílice y cal para su fabricación. En ambos se encuentran cristalizaciones de cloruro de sodio.



**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.3: Propiedades físicas. Ladrillos.

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2.01	1.69	1.70	1.61
Densidad relativa (g/cm <sup>3</sup> )	2.43	2.27	2.44	2.32
Coef. de absorción (% en peso)	7.99	13.14	15.05	15.95
Porosidad (% en volumen)	17.44	25.62	30.11	30.56

En el caso del ladrillo, la porosidad llega a alcanzar valores por encima del 30 % y la absorción se sitúa en torno al 15 %. Por su parte, las imágenes tomadas con el microscopio electrónico (Fig. 5.6.21 y 5.6.22) confirman la poca cohesión del material debido, probablemente, a la baja temperatura de cocción.

De los resultados de los 4 tipos de ladrillo estudiados, se deduce que el Tipo 1 es el único que presenta unas propiedades bien diferenciadas del resto, presentando, también, una geometría diferente. De ello se desprende que los tipos 2, 3 y 4 sean el mismo tipo de ladrillo (poseen además la misma geometría y posiblemente idéntico origen) con la salvedad de que han podido recibir distintos grados de cocción.

### 5.6.3.3 Caracterización mecánica: Resistencia a compresión.

Para la estimación de las resistencias mecánicas a compresión, se siguieron las regulaciones establecidas en la Norma UNE – EN 1926: “Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la compresión”. Se ha utilizado en la ejecución práctica del ensayo una prensa hidráulica de 150 toneladas de capacidad.

Las probetas ensayadas, extraídas de los correspondientes testigos de roca natural (Fig. 5.6.27), tenían una geometría cilíndrica con un diámetro de  $\varnothing = 40$  mm y  $\varnothing = 80$  mm con distintas alturas (H). En algunos casos no se verificaba la relación óptima  $H/\varnothing = 2$ , por lo que fue preciso aplicar a los resultados obtenidos la pertinente corrección multiplicativa por esbeltez. En el caso de los ladrillos, las probetas ensayadas a compresión se obtuvieron realizando una perforación, también cilíndrica, de  $\varnothing = 40$  mm, en el sentido de carga (Fig. 5.6.28).



Fig. 5.6.27: Testigos de roca caliza (cortesía Lad Cim-UC).

Fig. 5.6.28: Testigos extraídos por perforación cilíndrica en dos distintos tipos de ladrillo (cortesía Lad Cim-UC).

En la Tabla 5.6.4, se recogen los resultados de los ensayos de resistencias mecánicas a compresión realizados sobre las muestras extraídas a partir de los testigos de roca natural seleccionados, junto con las pertinentes correcciones por esbeltez de las probetas.

Como puede comprobarse, la arenisca presenta una resistencia a compresión muy próxima a los 80 MPa y la piedra caliza margosa supera los 100 MPa. De los resultados obtenidos, se puede deducir que tanto la piedra arenisca como la caliza margosa son de excelente calidad. La roca caliza no es tan resistente, situándose el valor medio de su resistencia a compresión en torno a los 40 MPa, lo cual podrá ser explicado atendiendo a la forma de rotura de las muestras ensayadas.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.4: Resistencias mecánicas a compresión de rocas naturales.  $\Phi$  es el diámetro de la probeta, H su altura, P la carga de rotura, C el factor de corrección por esbeltez y  $R_m$  la resistencia a compresión.

	Arenisca				Caliza			Caliza margosa		
	A1	A2	A3	A4	C1	C2	C3	CM1	CM3	CM4
$\Phi$ (mm)	79.4	79.4	40.8	40.8	79.4	79.4	79.4	79.4	79.4	79.4
H (mm)	191	162	83.17	83.68	162	160	162	161.5	94.15	191
P (ton)	41.3	44.8	9.59	10.17	17.5	22.4	26.7	54.7	60.1	23.8
H/ $\Phi$	2.41	2.04	2.03	2.04	2.04	2.04	2.04	2.03	1.19	2,41
C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.93	1,00
$R_m$ (MPa)	81.74	88.67	71.39	75.71	34.64	44.33	52.85	108.26	110.62	47.11 <sup>2</sup>
$\bar{R}_m$ (MPa)	<b>79.38</b>				<b>43.94</b>			<b>109.44</b>		

En efecto, la forma de rotura de las areniscas (Fig. 5.6.29) y la caliza margosa (Fig. 5.6.30) es la típica en estos casos, con superficies de fractura a 45°, como se muestra en las fotografías que se adjuntan. Sin embargo, la propagación de las fisuras que han tenido lugar en la rotura de la muestra de caliza (Fig. 5.6.31), se explican como consecuencia de las muy abundantes vetas del material.



Fig. 5.6.29: Rotura de probeta de arenisca (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.6.30: Rotura de probeta de caliza (cortesía Ladicim-UC).

Fig. 5.6.31: Rotura de probeta de caliza margosa (cortesía Ladicim-UC).

En las Tablas 5.6.5 y 5.6.6 se recogen los resultados de los ensayos de resistencias mecánicas a compresión realizados sobre las muestras extraídas a partir de los testigos de ladrillo, junto con las pertinentes correcciones por esbeltez de las probetas.

Tabla 5.6.5: Resistencias mecánicas a compresión de los ladrillos tipo 1 y 2.  $\Phi$  es el diámetro de la probeta, H su altura, P la carga de rotura, C el factor de corrección por esbeltez y  $R_m$  la resistencia a compresión.

	Ladrillo tipo 1					Ladrillo tipo 2				
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
$\Phi$ (mm)	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5
H (mm)	32.46	30.39	32.82	30.83	30.13	35.17	35.77	34.78	38.4	35.67
P (ton)	1.54	1.28	1.61	1.46	1.42	0.99	0.98	1.17	0.93	1.01
H/ $\Phi$	0.89	0.83	0.90	0.84	0.83	0.96	0.98	0.95	1.05	0.98
C	0.81	0.78	0.82	0.79	0.78	0.84	0.85	0.84	0.88	0.85
$R_m$ (MPa)	11.68	9.35	12.36	10.80	10.37	7.79	7.80	9.20	7.67	8.04
$\bar{R}_m$ (MPa)	<b>10.92</b>					<b>8.10</b>				

<sup>2</sup> Muestra debilitada por la cristalización interna de Melanterita.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.6: Resistencias mecánicas a compresión de los ladrillos tipo 3 y 4.  $\Phi$  es el diámetro de la probeta, H su altura, P la carga de rotura, C el factor de corrección por esbeltez y  $R_m$  la resistencia a compresión.

	Ladrillo tipo 3					Ladrillo tipo 4				
	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5
$\Phi$ (mm)	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5
H (mm)	41.18	40.89	38.55	39.75	36.23	35.47	38.84	32.24	33.94	30.1
P (ton)	0.94	0.55	1.57	1.3	1.15	0.71	0.91	0.42	0.21	0.94
H/ $\Phi$	1.13	1.12	1.06	1.09	0.99	0.97	1.06	0.88	0.93	0.82
C	0.91	0.91	0.88	0.90	0.85	0.84	0.89	0.80	0.83	0.78
$R_m$ (MPa)	8.01	4.69	12.94	10.96	9.16	5.59	7.59	3.15	1.63	6.87
$\bar{R}_m$ (MPa)	<b>9.15</b>					<b>4.96</b>				

### 5.6.3.4 Durabilidad

Con el fin de evaluar la durabilidad de las distintas piedras y ladrillos, se realizaron ensayos de heladicidad (hielo/deshielo, según la norma EN- 12371:2001 “Determinación de la resistencia a la heladicidad”) y ciclos de humedad/sequedad. En estos ensayos, tras llevar las probetas a secado hasta peso constante y pesarlas en esta condición, se saturan de agua por inmersión completa durante 48 horas. Una vez saturadas, se ejecuta un programa de ciclos de hielo – deshielo o humedad – sequedad según sea el caso.

En el ensayo de heladicidad las muestras son introducidas durante 6 horas en una cámara frigorífica a la temperatura de 20 grados bajo cero y, a continuación, se sumergen durante 18 horas en agua a 20 °C. Esta alternancia de procesos hielo – deshielo se mantiene durante un total de 20 ciclos.

En el caso de los ciclos de humedad – sequedad, las muestras se introducen en una estufa calefactora a una temperatura de 105 °C durante 24 horas para, a continuación, sumergirlas en agua otras 24 horas. Este proceso se repite 10 veces.

En ambos casos la evaluación del posible daño producido en el material a consecuencia de la acción expansiva de la transformación del agua líquida en hielo en el caso de los ciclos de hielo - deshielo o la producida por la acción de la evaporación del agua en el caso de los ciclos de humedad - sequedad, se abordó tanto mediante el control de la pérdida de masa experimentada por la probeta en estado seco a la finalización del programa de ciclos, como mediante la estimación de la posible pérdida de resistencia a compresión de las probetas tras haber completado el programa de ciclos previsto.

#### 5.6.3.4.1 Ensayos de heladicidad.

En las Tablas 5.6.7 y 5.6.8, se presentan los resultados correspondientes a la durabilidad frente a ciclos de heladicidad de las muestras seleccionadas.

Tabla 5.6.7: Rocas naturales. Pérdida de masa por Ciclos de hielo/deshielo.

	Caliza	Caliza margosa	Arenisca			
Peso seco (gr) 0 ciclos:	311.8	372.8	148.57	219.13	241.96	211.18
Peso seco (gr) 20 ciclos:	311.7	372.8	148.37	218.79	241.76	210.95
Pérdida de masa (gr):	0.10	0.00	0.20	0.34	0.21	0.23
Pérdida de masa (%):	0.03	0.00	0.13	0.15	0.09	0.11
<b>Pérdida media de masa (%):</b>	<b>0.02</b>		<b>0.14</b>		<b>0.10</b>	

Tras 20 ciclos de hielo-deshielo, entre las rocas naturales cabe destacar un óptimo comportamiento de la roca caliza, con una pérdida de masa de 0.02 %, un buen comportamiento de la roca arenisca, con una pérdida de 0.10 %, y un aceptable comportamiento para la caliza margosa (0.14 %), observándose en éste último tipo de roca natural pequeños desconchamientos debidos a procesos de gelivado cuyo origen puede ser explicado por las pequeñas fisuras observables y la propia dureza de la roca.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.8: Ladrillos. Pérdida de masa por Ciclos de hielo/deshielo.

	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	Tipo 4
Peso seco (gr) 0 ciclos:	80.819	79.812	82.960	82.476	76.736	79.75
Peso seco (gr) 20 ciclos:	80.700	79.700	82.740	82.240	76.500	79.57
Pérdida de masa (gr):	0.12	0.11	0.22	0.24	0.24	0.18
Pérdida de masa (%):	0.15	0.14	0.27	0.29	0.31	0.23
<b>Pérdida media de masa (%):</b>	<b>0.14</b>		<b>0.28</b>		<b>0.31</b>	<b>0.23</b>

Por su parte, el ladrillo Tipo 1 presenta un buen comportamiento a los ciclos de hielo-deshielo, 0.14 % de pérdida de masa, inferior a la de los ladrillos Tipo 2, 3 y 4 con 0.28 %, 0.31 % y 0.23 % respectivamente.

#### 5.6.3.4.2 Ensayos de humedad-sequedad.

Por su parte, en las Tablas 5.6.9 y 5.6.10, se presentan los resultados correspondientes a la durabilidad frente a ciclos de humedad-sequedad de las muestras seleccionadas de roca natural y ladrillo, respectivamente.

Tabla 5.6.9: Rocas naturales. Pérdida de masa por Ciclos de humedad/sequedad.

	Caliza		Caliza margosa		Arenisca	
Peso seco (gr) 0 ciclos:	334.7	352.8	160.61	209.65	240.84	208.76
Peso seco (gr) 20 ciclos:	334.7	352.6	160.30	209.49	240.66	208.64
Pérdida de masa (gr):	0.00	0.20	0.31	0.16	0.18	0.12
Pérdida de masa (%):	0.00	0.06	0.19	0.08	0.07	0.06
<b>Pérdida media de masa (%):</b>	<b>0.03</b>		<b>0.13</b>		<b>0.07</b>	

Tabla 5.6.10: Ladrillos. Pérdida de masa por Ciclos de humedad/sequedad.

	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	Tipo 4
Peso seco (gr) 0 ciclos:	80.64	75.32	82.12	79.49	80.05	76.91
Peso seco (gr) 20 ciclos:	80.52	75.22	81.86	79.09	79.81	76.78
Pérdida de masa (gr):	0.12	0.10	0.26	0.40	0.23	0.13
Pérdida de masa (%):	0.15	0.14	0.32	0.51	0.29	0.17
<b>Pérdida media de masa (%):</b>	<b>0.14</b>		<b>0.41</b>		<b>0.29</b>	<b>0.17</b>

Los ensayos de humedad-sequedad originan unas pérdidas de masa en rocas naturales y ladrillos muy similares a las provocadas por los ciclos de hielo-deshielo, afectando notablemente a los ladrillos de Tipo 2, 3 y 4. Cabe mencionar que algún componente del ladrillo Tipo 2 ha sufrido disolución en el seno del agua de ensayo utilizada durante la ejecución de los ciclos.

En cuanto a la **pérdida de resistencia a compresión de los testigos sometidos a ciclos de hielo-deshielo y humedad-sequedad**, no se aprecia en ningún tipo de ladrillo una pérdida de resistencia relevante. Los valores obtenidos para la roca caliza y arenisca entran dentro del error cometido en los cálculos de las resistencias de referencia, aunque en la caliza margosa sí que se detecta una pérdida importante de resistencia debida a los ciclos de heladicidad, encontrando una resistencia a compresión tras los ciclos de hielo-deshielo de 64.34 MPa y 84.91 MPa para el caso de los ciclos de humedad-sequedad, lo que supone, respecto de la resistencia de referencia (109.44 MPa) una reducción del 41.2 % y 22.4 %, respectivamente.

#### 5.6.4 Ensayos MDT y NDT in situ.

La finalidad de este epígrafe fue proceder a la caracterización mecánica (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson) de la mampostería de piedra caliza existente mayoritariamente en el edificio mediante la técnica de gato plano doble, así como estimar el nivel tensional, a peso propio, existente en un punto de la estructura, tanto mediante gato plano simple como mediante hole drilling. Finalmente se exponen los trabajos desarrollados empleando técnicas de carácter sónico.

Previamente, en la Fig. 5.6.32 se localizan, dentro de la planta baja del complejo edilicio, los ensayos realizados.

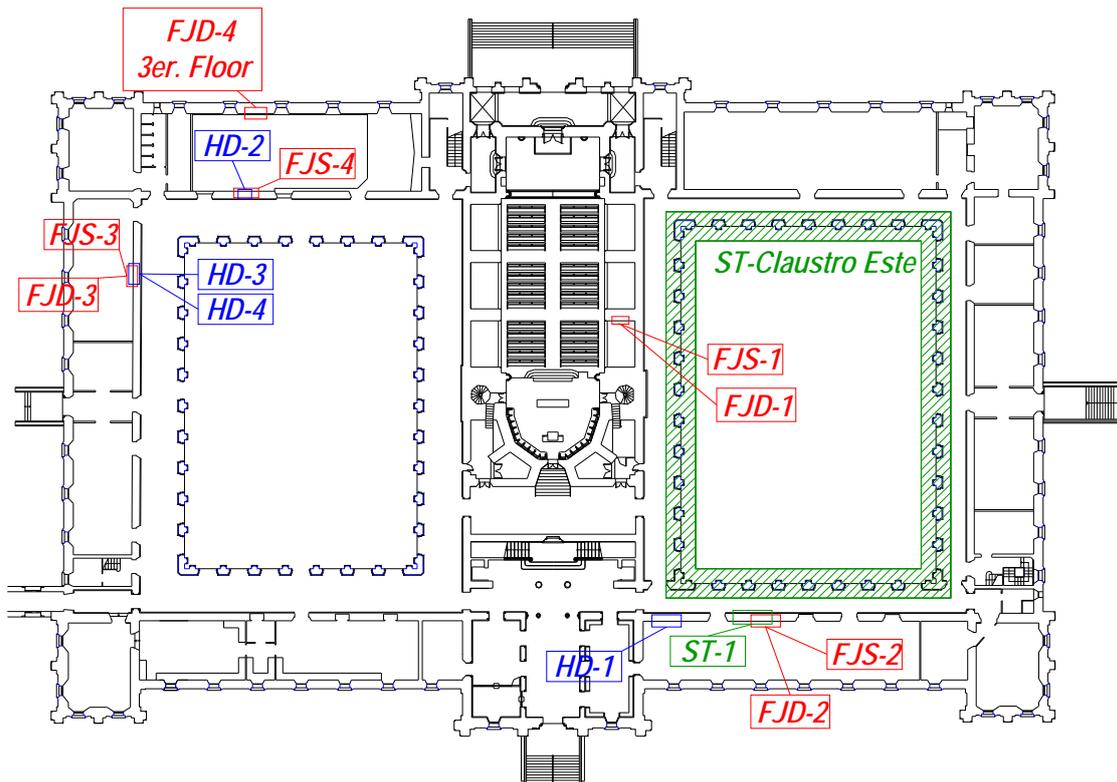


Fig. 5.6.32: Localización de los ensayos de hole drilling (HD), gatos planos (FJ) y ensayos sónicos (ST) realizados en el Seminario Mayor de Comillas. El croquis corresponde al nivel de planta baja del edificio.

### 5.6.4.1 Estimación del nivel tensional.

#### 5.6.4.1.1 Gato plano simple FJS-1

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente en la base de uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de planta baja (Fig. 5.6.33). La fábrica era una mampostería caliza aparejada mortero de cal. Con posterioridad, en el mismo emplazamiento, se ejecutó un ensayo de gato plano doble, FJD-1, para caracterizar mecánicamente la mampostería.

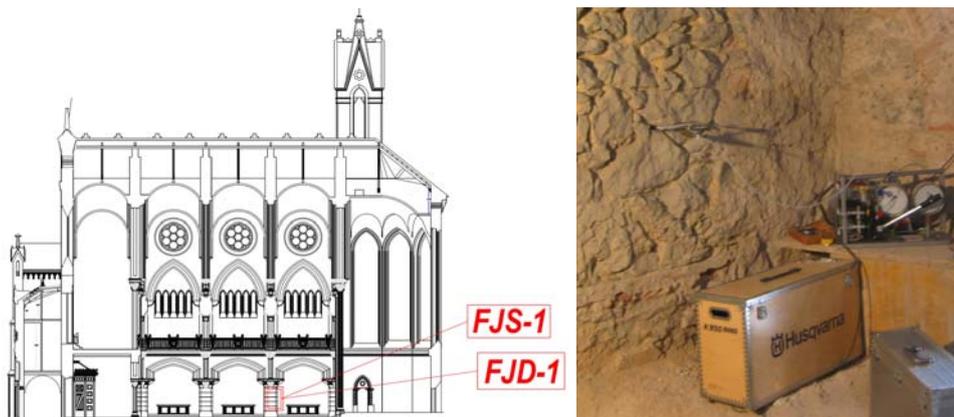


Fig. 5.6.33: Localización dentro de la iglesia del Seminario Mayor de Comillas de los ensayos de gato plano simple (FJS-1) y doble (FJD-1) realizados.

Fig. 5.6.34: Configuración general del ensayo.

La Fig. 5.6.34 muestra un detalle del emplazamiento del ensayo, así como la configuración del mismo.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se remite al lector a la Fig. 5.6.94 (gato superior) en la que se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso toma un valor de 0.874 (Tabla 5.6.19, gato superior).

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.855 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En las Fig. 5.6.35 y 5.6.36 se han representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

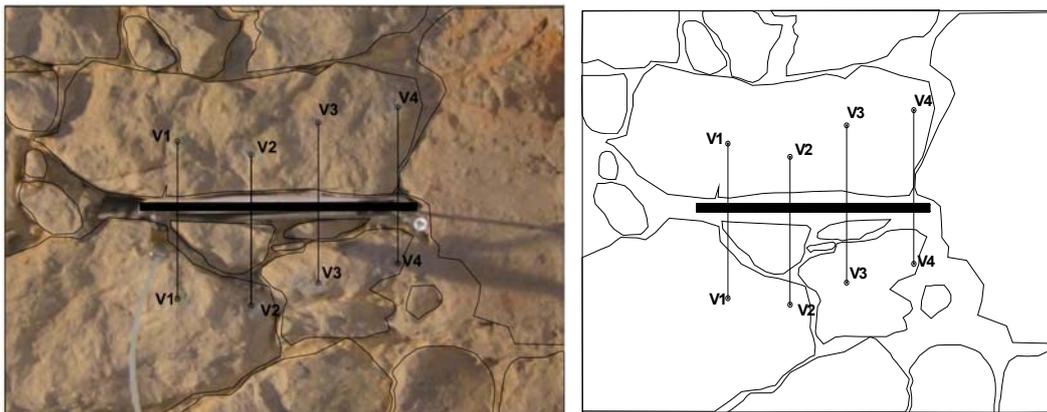


Fig. 5.6.35 y 5.6.36: Croquis del área de ensayo realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.6.37 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de **0.59 MPa**. Por su parte, la Fig. 5.6.38 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

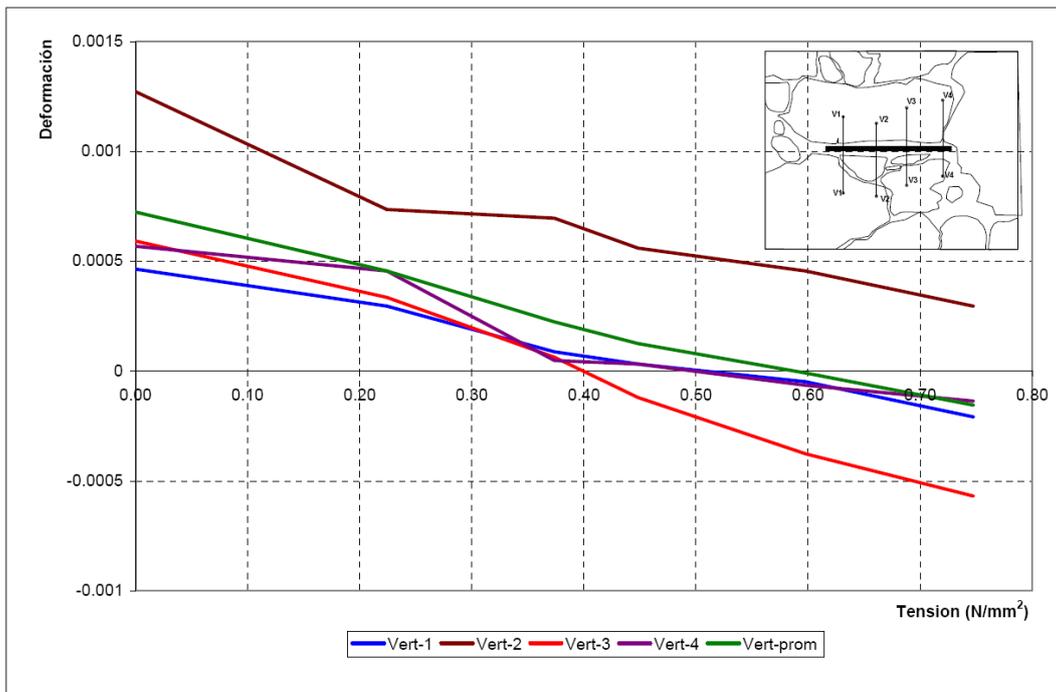
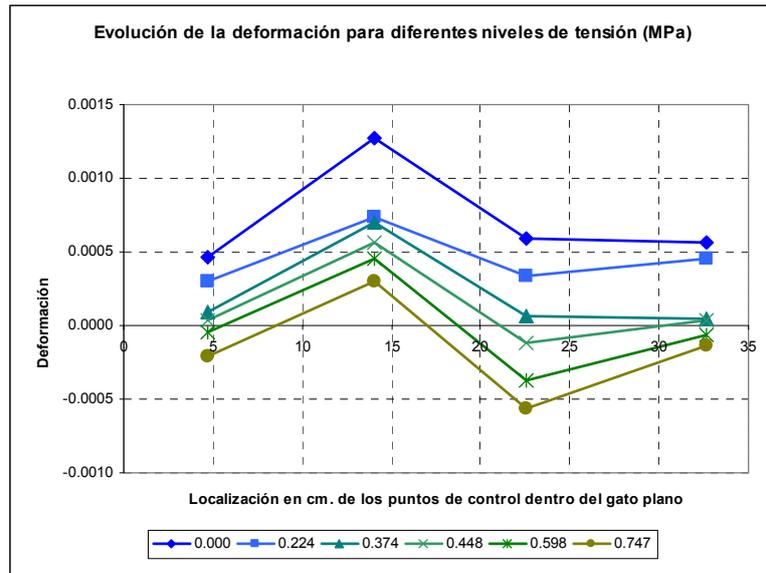


Fig. 5.6.37: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple, empleando como coeficiente corrector geométrico el que liga el área de la roza y el área del gato plano ( $K_{\text{gato-roza}}$ ).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Fig. 5.6.38: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo Lab0906 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

Para verificar la bondad del resultado obtenido se comparó con un modelo de elementos finitos (Fig. 5.6.39) realizado mediante el programa ROBOT Millenium (Versión 19.0), por el Estudio de Ingeniería Dínamis.

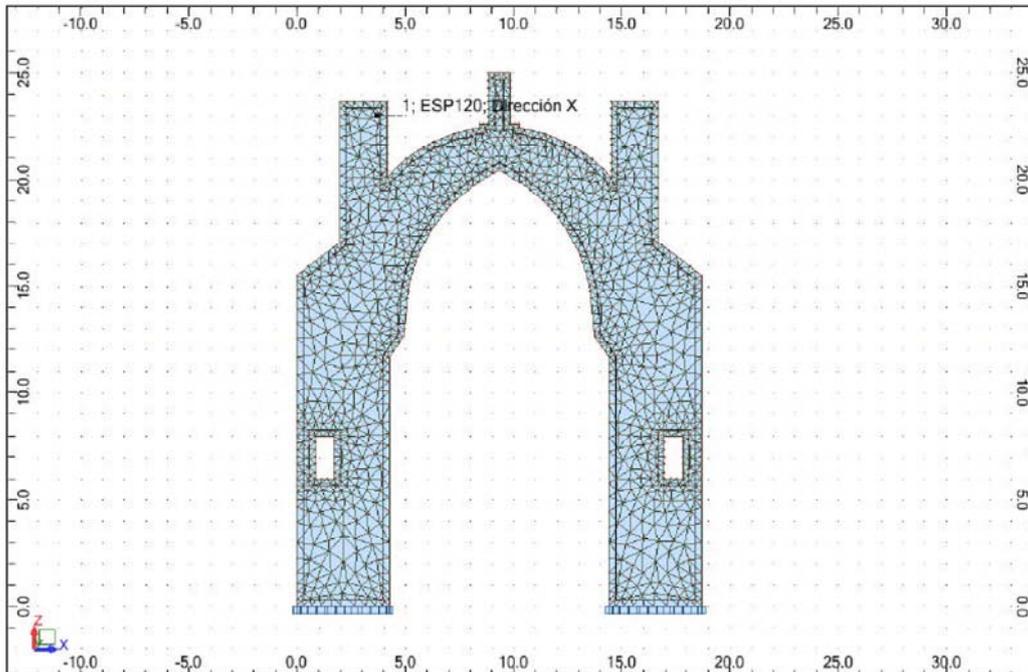


Fig. 5.6.39: Modelo de elementos finitos realizado de la sección transversal de de la iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cortesía de Estudio de Ingeniería Dínamis).

Como puede comprobarse, en el lugar del emplazamiento del ensayo (Fig. 5.6.40), el nivel tensional estimado (0.59 MPa) se corresponde bastante bien con el nivel tensional en servicio, asociado al peso propio de la fábrica que conforma la sección transversal de la iglesia del Seminario Mayor de Comillas, estimado mediante el modelo de elementos finitos referido (Fig. 5.6.41).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

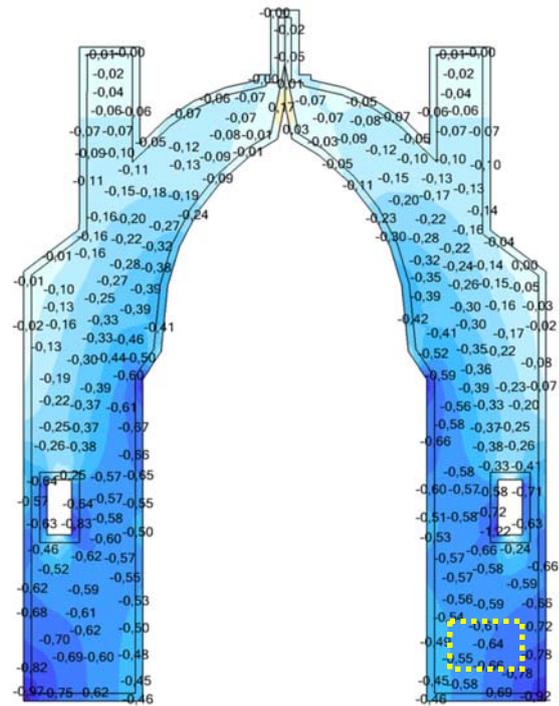
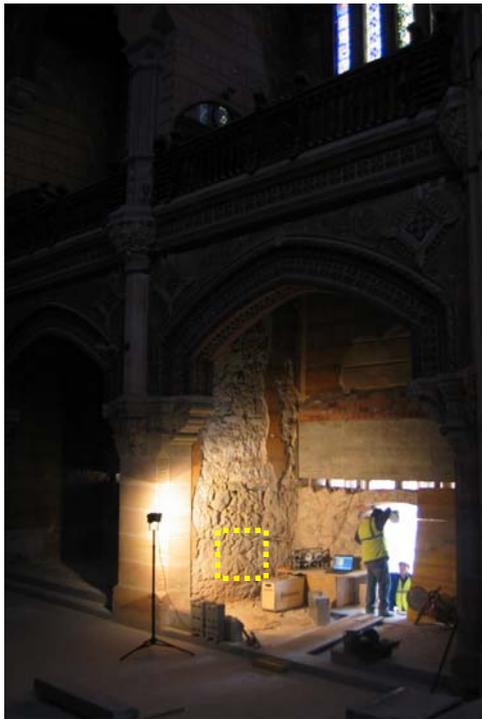


Fig. 5.6.40: Emplazamiento del ensayo de gato plano simple realizado en la base de uno de los contrafuertes de la iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de planta baja.

Fig. 5.6.41: Nivel tensional en servicio, asociado al peso propio de la fábrica que conforma la sección transversal de la iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), obtenido mediante un modelo de elementos finitos (Cortesía de Estudio de Ingeniería Dínamis).

### 5.6.4.1.2 Gato plano simple FJS-2

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente, a nivel de planta baja, en el muro central de la crujía Sur del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España). La fábrica era una mampostería caliza aparejada mortero de cal. Con posterioridad, en el mismo emplazamiento, se ejecutó un ensayo de gato plano doble, FJD-2, para caracterizar mecánicamente la mampostería.

En las Fig. 5.6.42 se ilustra el proceso de remoción del revestimiento del muro, con el objetivo de dejar a la vista la mampostería donde se va a realizar el ensayo (Fig. 5.6.43). Por su parte en la Fig. 5.6.44 se muestra una perspectiva general del emplazamiento del ensayo.



Fig. 5.6.42: Proceso de remoción del revestimiento del muro.

Fig. 5.6.43: Detalle de la mampostería objeto de ensayo.

Fig. 44: Perspectiva general del emplazamiento del ensayo.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

La Fig. 5.6.45 ilustra el proceso de ejecución de la roza para la posterior inserción del gato plano. Por su parte la Fig. 5.6.46 muestra la configuración general del ensayo, y la Fig. 5.6.47 un detalle del mismo.



Fig. 5.6.45: Ejecución de la roza mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.6.46: Configuración general del ensayo.

Fig. 5.6.47: Detalle del ensayo FJS-2 realizado en el Seminario Mayor de Comillas.

El factor  $k_a$  adoptado en el ensayo fue de 0.80. Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.7125 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En las Fig. 5.6.48 y 5.6.49 se han representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

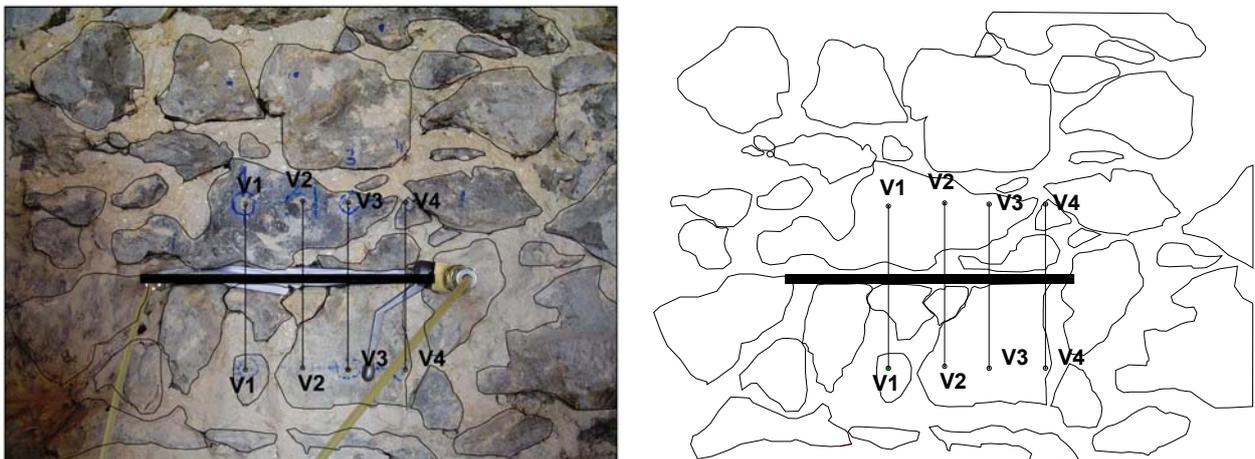


Fig. 5.6.48 y 5.6.49: Croquis del área de ensayo realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.6.50 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de 0.55 MPa. Por su parte, la Fig. 5.6.51 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

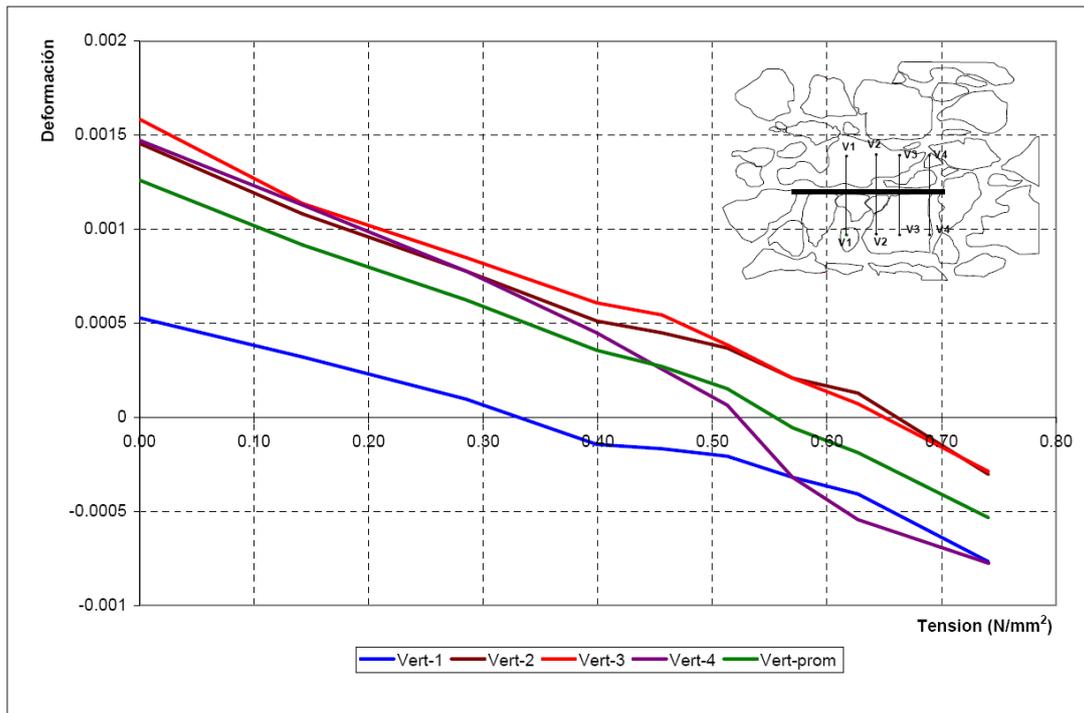
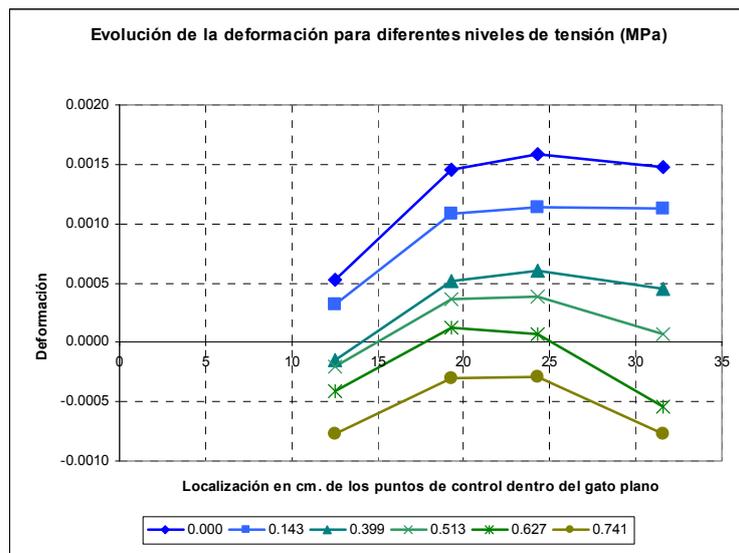


Fig. 5.6.50: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple, empleando como coeficiente corrector geométrico el que liga el área de la roza y el área del gato plano ( $K_{\text{gato-roza}}$ ).

Fig. 5.6.51: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo 07908 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.6.4.1.3 Gato plano simple FJS-3

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente, a nivel de planta baja, en el muro central de la crujía Oeste, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España). La fábrica es una mampostería caliza aparejada mortero de cal. Con posterioridad, en el mismo emplazamiento, se ejecutó un ensayo de gato plano doble, FJD-3, para caracterizar mecánicamente la mampostería.

La Fig. 5.6.52 ilustra el proceso de ejecución de la roza para la posterior inserción del gato plano. Por su parte la Fig. 5.6.53 muestra la configuración general del ensayo mientras se controla la

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

evolución de los puntos de control para una presión instalada en el gato plano simple de 16 Ba, y la Fig. 5.6.54 un detalle del ensayo.



Fig. 5.6.52: Ejecución de la roza mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.6.53: Configuración general del ensayo y comprobación de la evolución de los puntos de control.

Fig. 5.6.54: Detalle del ensayo FJS-3 realizado en el Seminario Mayor de Comillas.

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se remite al lector a la Fig. 5.6.114 (gato inferior) en la que se ilustra el área aproximada en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso alcanza un valor de 0.797 (Tabla 5.6.24, gato inferior).

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.855 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En las Fig. 5.6.55 y 5.6.56 se han representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica. Como puede comprobarse el punto de control nº 1 quedó fuera del área vertical delimitada por los bordes del gato plano, por ello que la evolución de sus movimientos no se tuvieron en cuenta para la estimación del nivel tensional.

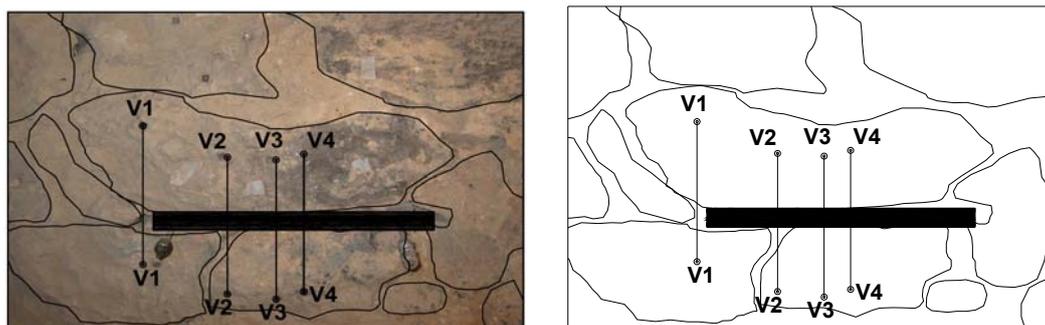


Fig. 5.6.55 y 5.6.56: Croquis del área de ensayo realizado.

Finalmente, en la Fig. 5.6.57 se presenta el resultado del ensayo. El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de **1.07 MPa**. Conviene llamar la atención de que el punto de control nº 4, tras la realización del corte, sufrió una relajación tal que su acortamiento quedó fuera del rango de medida del comparador, pudiendo nuevamente registrar la distancia de control a partir de un nivel de presión interna instalada en el gato de 12 Ba (tensión comunicada al muro de 0.82 MPa), una vez que se había recuperado buena parte del acortamiento sufrido.

Por su parte, la Fig. 5.6.58 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

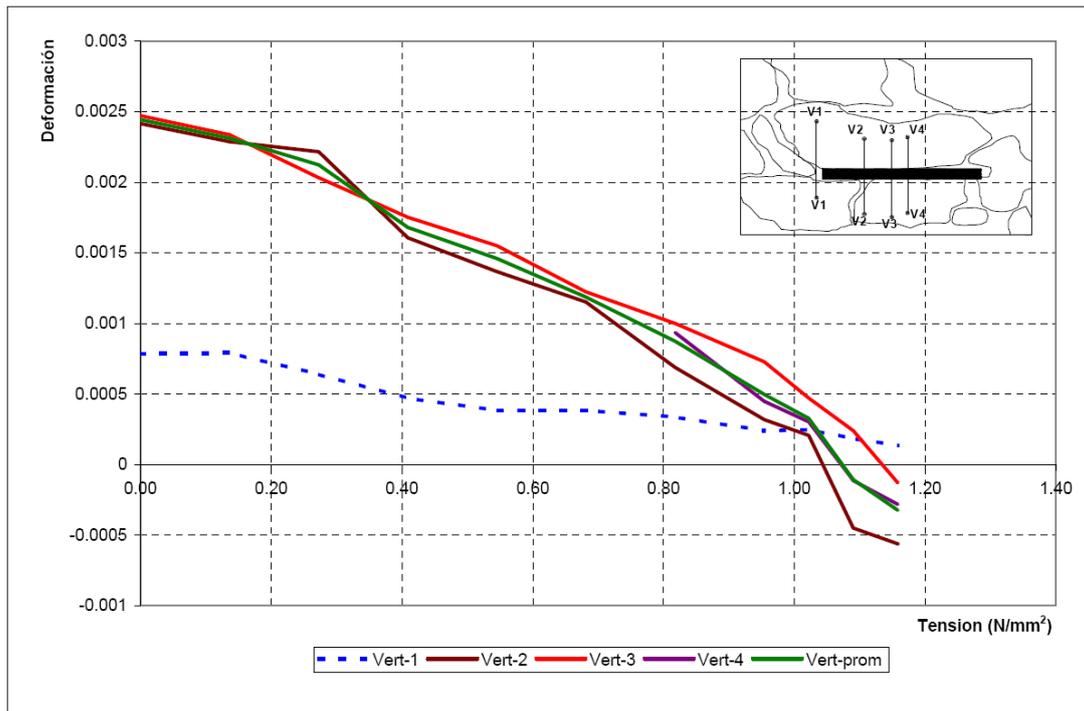
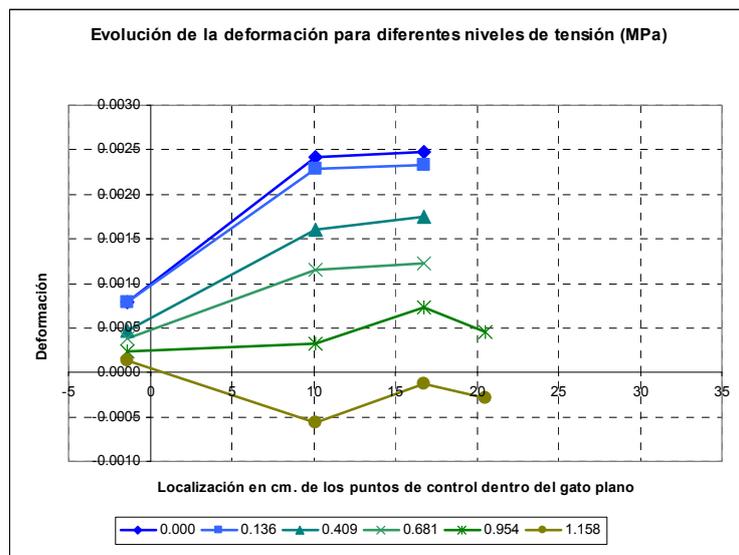


Fig. 5.6.57: Nivel tensional obtenido mediante el ensayo de gato plano simple, empleando como coeficiente corrector geométrico el que liga el área de la roza y el área del gato plano ( $K_{\text{gato-roza}}$ ).

Fig. 5.6.58: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Se remite al lector al registro de ensayo Lab0828 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

#### 5.6.4.1.4 Gato plano simple FJS-4

El ensayo de gato plano simple tuvo la finalidad de determinar el nivel tensional vertical de compresión, perpendicular al plano definido por el gato plano, existente, a nivel de planta baja, en el muro central de la crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España). La fábrica es una mampostería caliza aparejada mortero de cal. Previamente a la realización del ensayo fue realizado en las proximidades un ensayo de hole drilling para poder comparar los niveles tensionales alcanzados por ambas metodologías.

La Fig. 5.6.59 ilustra el proceso de ejecución de la roza para la posterior inserción del gato plano. Por su parte la Fig. 5.6.60 muestra la posición relativa entre el gato plano simple y el hole drilling, mientras se controla la evolución de los puntos de control.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.6.59: Ejecución de la roza mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.6.60: Posición relativa entre hole drilling y gato plano simple FJS-4.

Por su parte, la Fig. 5.6.61 ofrece una perspectiva general del emplazamiento del ensayo, antaño cine-auditorio del Seminario Mayor de Comillas.

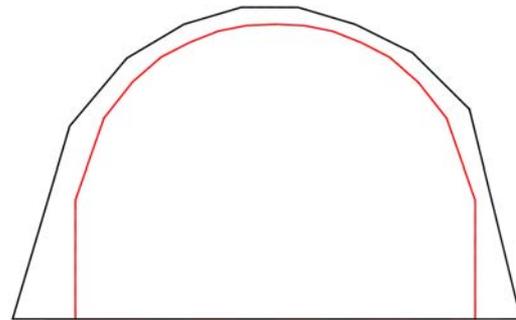


Fig. 5.6. 61: Emplazamiento del ensayo FJS-4 en el antiguo cine-auditorio del Seminario Mayor de Comillas.

Fig. 5.6.62: Relación entre el área de la roza ( $940.38 \text{ cm}^2$ ) y el área del gato plano ( $778.56 \text{ cm}^2$ ) del ensayo de gato plano simple realizado en el muro central de la crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Previamente a la inserción del gato plano en la roza, se trató de replantear la superficie de la misma, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido se presenta la Fig. 5.6.62 en la que se ilustra el área aproximada en relación con el gato plano una vez insertado. Igualmente, en base al área obtenida para la roza ejecutada y conociendo la geometría del gato plano empleado en el ensayo (Semioval  $350 \times 260 \times 3.5 \text{ mm}$ ), es posible obtener el coeficiente corrector geométrico ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ), que en este caso alcanza un valor de 0.828.

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se adoptó un valor de 0.855 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

Finalmente, en la Fig. 5.6.63 se presenta el resultado del ensayo. En primer lugar cabe observar que el punto de control nº 2, tras la realización del corte, sufrió una relajación tal que su acortamiento quedó fuera del rango de medida del comparador, pudiendo nuevamente registrar la distancia de control a partir de un nivel de presión interna instalada en el gato de 8 Ba (tensión comunicada al muro de 0.57 MPa), una vez que se había recuperado buena parte del acortamiento sufrido.

El nivel tensional, obtenido por interpolación lineal, para el cuál se recuperaron las distancias medidas previamente a la ejecución del corte es de 1.14 MPa.

Ahora bien, Ronca et al. (1997), en base a campañas experimentales en laboratorio (Ronca 1996 y 1996a) e in situ en la torre de Monza, justificaron la incidencia del desarrollo del fenómeno inelástico durante la ejecución de los gatos planos (se remite al lector al estado del arte, apartado 2.2.1.5). Si dicho efecto se evidencia concluyeron que puede obtenerse una buena convergencia al valor correcto de la presión de cancelación,  $p$ , mediante el punto común de intersección definido por las curvas, asociado con el momento en el que se produce la recuperación de la deformación elástica componente de la deformación total. A dicho punto lo denominaron “punto de desplazamiento residual”.

En el caso presentado en la Fig. 5.6.63, se evidencia una clara convergencia de los cuatro puntos de control a un punto de intersección (el denominado punto de desplazamiento residual) que establece un nivel tensional del orden de **0.57 MPa**, por ello que, en base a los comentarios descritos en las referencias aludidas, se considera como el valor real de tensión existente en el muro de fábrica de mampostería caliza. Por otro lado conviene aludir a que dicho resultado se ajusta muy bien al nivel tensional medio obtenido para la zona de ensayo mediante cálculo analítico manual.

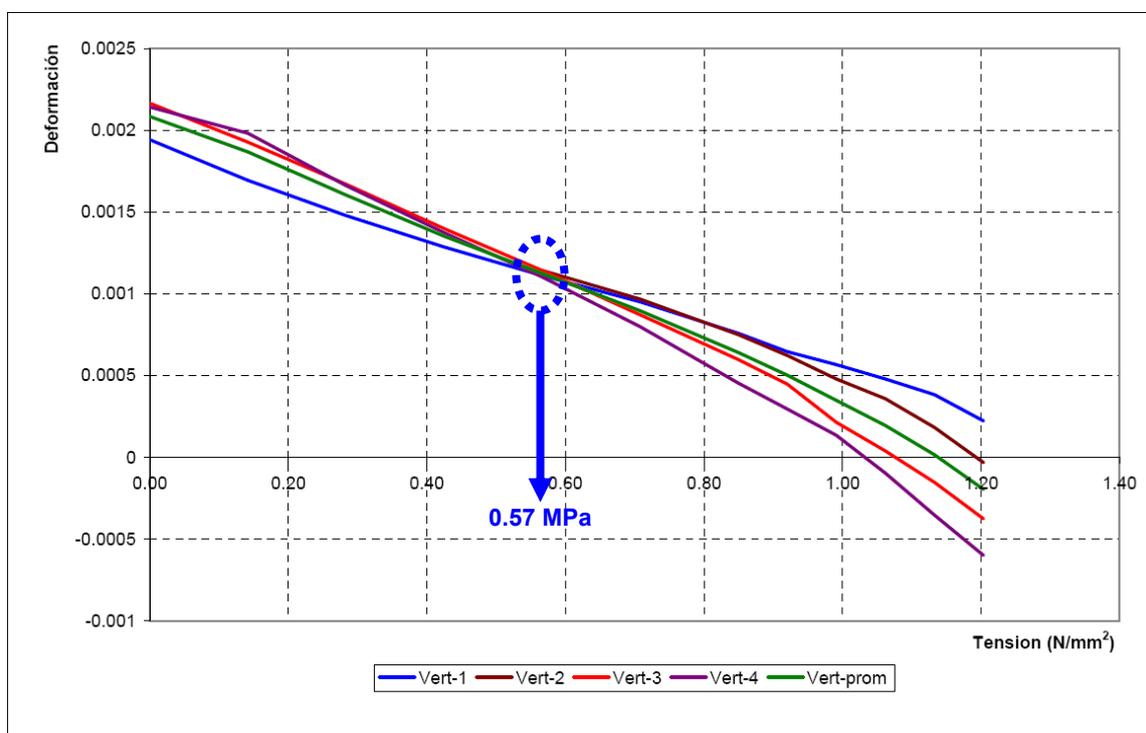


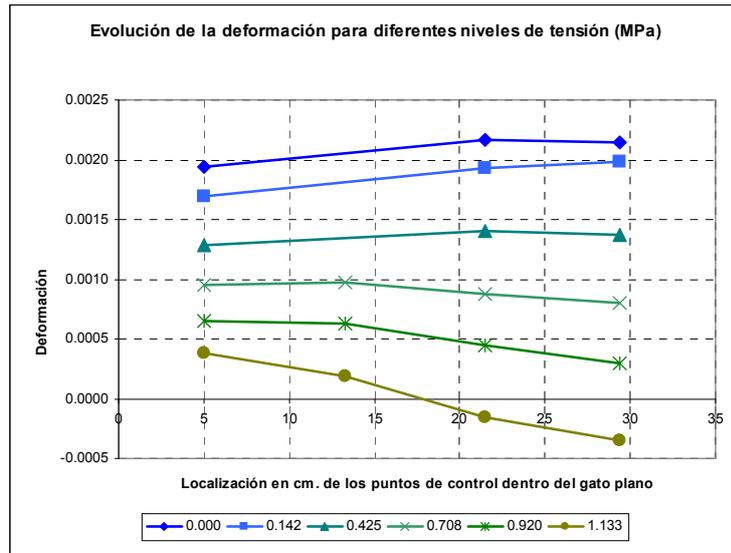
Fig. 5.6.63: Evolución de los cuatro puntos de control vertical y de su promedio a lo largo del ensayo.

Por su parte, la Fig. 5.6.64 representa para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano, la evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control.

Finalmente, referir que dicha tensión fue tomada como nivel tensional de pre-compresión, asociado a las cargas muertas existentes en dicho muro de carga, para algunos de los ensayos desarrollados en una campaña experimental, que queda fuera del alcance de esta tesis doctoral, emprendida en colaboración entre el Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria y Acciona I+D, relacionada con la ejecución de una serie de ensayos (un total de 5), realizados en el periodo estival del año 2009, frente a esfuerzos combinados de compresión y de corte, sobre varios especímenes de mampostería tallados en muros objeto de demolición, como consecuencia de los trabajos de rehabilitación que se están desarrollando para el reacondicionamiento del inmueble. A estas iniciativas, comúnmente, se les denomina acciones de “Ingeniería Forense” dado que tienen como objetivo sacar información valiosa de estructuras que van a ser objeto de eliminación en un futuro próximo.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Fig. 5.6.64: Evolución de las deformaciones experimentadas por cada par de puntos de control, para varios niveles de tensión proporcionados por el gato plano.



Dichos ensayos, a rotura, se ejecutaron tanto en la mampostería existente, Fig. 5.6.65, como en dicha fábrica reforzada con microhormigón y barras de FRP (polímeros reforzados con fibra de vidrio), Fig. 5.6.66, y mediante refuerzos convencionales de acero. El objetivo fundamental fue conocer tanto la capacidad mecánica de la mampostería involucrada como la alcanzada con dichas técnicas de refuerzo (permitiendo la comparación de las mismas), frente a acciones combinadas de corte y compresión (tanto para el nivel tensional existente en los muros, 0.57 MPa, como frente a otros superiores introducidos mediante dispositivos hidráulicos, 1.14 MPa, Fig. 5.6.66).



Fig. 5.6.65: Ensayo de corte in situ en la mampostería, bajo un nivel tensional de compresión de 0.57 MPa.

Fig. 5.6.66: Ensayo de corte in situ en la mampostería reforzada con FRP, bajo un nivel tensional de compresión de 1.14 MPa.

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0933 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

#### 5.6.4.1.5 Hole drilling HD-1.

En el muro central de la crujía Sur, del claustro Este, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), fue ejecutado, a nivel de planta baja, un ensayo hole drilling el día 25-01-2008 en colaboración con el Prof. Santiago Sánchez Beitia. En la Fig. 5.6.67 se ilustra una perspectiva general del área de ensayo.

Tras el pegado y conexionado de las galgas extensométricas (Fig. 5.6.68), seguido del registro de las deformaciones hasta estabilización de las mismas, fue realizada la perforación, concéntrica

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

con la extensometría dispuesta, empleando brocas trazadoras (Fig. 5.6.69 y 5.6.70). En la Fig. 5.6.71 se presenta un detalle de la zona de ensayo una vez finalizado éste.

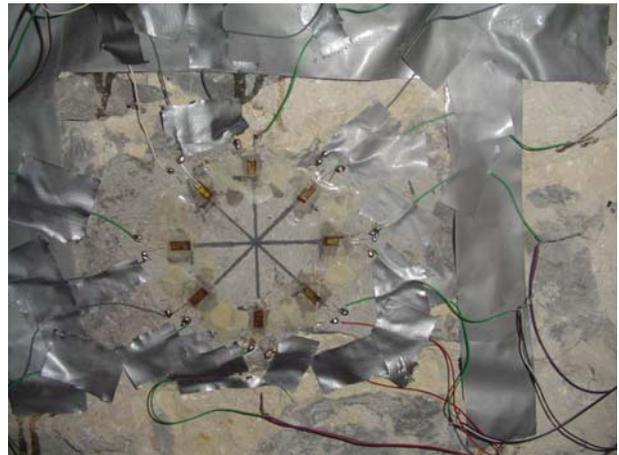


Fig. 5.6.67: Perspectiva general del área del ensayo HD-1 realizado a nivel de planta baja del muro central de la crujía Sur, del claustro Este, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fig. 5.6.68: Detalle de las galgas extensométricas una vez fijadas y conexas con el sistema de adquisición de datos.



Fig. 5.6.69 y 5.6.70: Instantes captados durante la perforación del agujero.

Fig. 5.6.71: Detalle del ensayo una vez finalizado.

En las Fig. 5.6.72 - 5.6.75 se presenta la evolución de las deformaciones registradas por cada par de bandas extensométricas diametralmente opuestas.

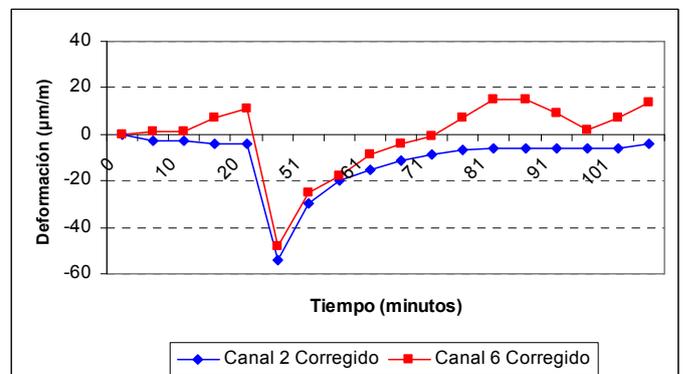
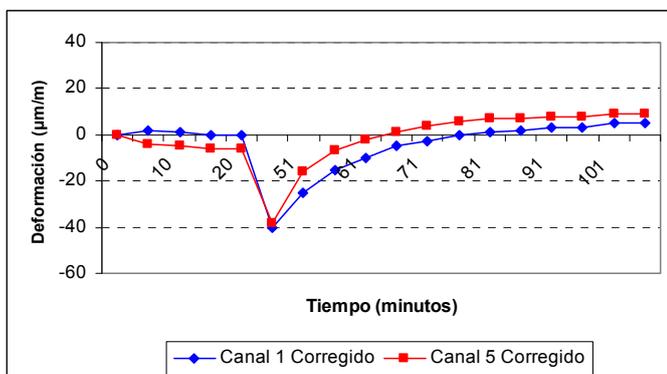


Fig. 5.6.72 - 5.6.73: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

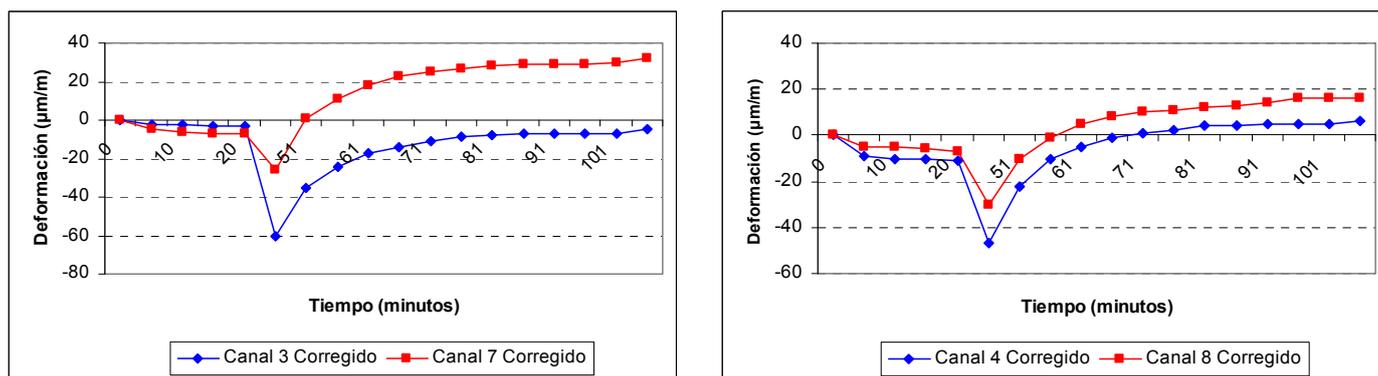


Fig. 5.6.74 - 5.6.75: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

Se considera como incremento deformacional de las galgas, tras el taladrado, los valores de la siguiente Tabla 5.6.11:

Tabla 5.6.11: Incremento deformacional registrado por las galgas extensométricas después del taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	5	-5	-6	6	9	6	30	16

En base a las deformaciones referidas y procediendo con la teoría de la elasticidad, puede obtenerse (Tabla 5.6.12), para cada una de las combinaciones referidas, las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente, medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

El valor adoptado para el módulo de deformación (26,684.05 MPa) y para el coeficiente de Poisson (0.31) se obtuvo como el promedio de los resultados obtenidos en la ejecución de dos ensayos a compresión en laboratorio, en sendas probetas de caliza obtenidas de dos muros del Seminario Mayor de Comillas. Para una consulta de los trabajos relacionados, así como para comprobar la ley tensión – deformación registrada para la probeta obtenida de la roca caliza movilizada, se remite al lector al Anexo 7.

Tabla 5.6.12: Obtención, para cada una de las combinaciones de galgas, de las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente ( $\beta$ ), medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Combinación	Canales	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$ (°)	$\sigma_{\text{vert}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1*	1, 3, 6	0.52	-0.42	-65	-0.25
2*	2, 4, 7	1.62	-1.72	-40	1.59
3	3, 5, 8	0.76	-1.06	-31	-0.58
4	4, 6, 1	-0.54	-0.66	45	-0.54
5*	5, 7, 2	-0.47	-3.43	33	-1.35
6*	6, 8, 3	-0.12	-2.08	37	-2.04
7*	7, 1, 4	-0.81	-2.69	69	-1.05
8*	8, 2, 5	0.06	-1.17	-81	-0.75
<b><math>\sigma_{\text{vert, Promedio}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>-0.56</b>
<b><math>\sigma_{\text{vert, Desvest}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>0.03</b>
<b>Coef. de variación</b>					<b>5.05%</b>

\* Desde un punto de vista estadístico, las combinaciones 1, 2, 5, 6, 7 y 8 no se tienen en lo que respecta al cálculo de la tensión vertical.

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Desde un punto de vista estadístico (coeficiente de variación inferior al 10%) solo se tienen en cuenta las combinaciones 3 y 4. Para estas combinaciones la tensión vertical promedio estimada en el ensayo es de  $0.56 \text{ N/mm}^2$  (compresión), presentando un coeficiente de variación de 5.05%.

Por su parte, en la Tabla 5.6.13 se relaciona el nivel de tensión vertical promedio, su desviación típica y su coeficiente de variación en función de las combinaciones de galgas adoptado. Como puede apreciarse a medida que se discriminan las combinaciones, cuyo nivel tensional vertical se diferencia del valor promedio obtenido para cada conjunto de combinaciones una magnitud mayor que la desviación típica calculada para cada conjunto de éstas, el coeficiente de variación disminuye.

Tabla 5.6.13: Obtención, para diferentes combinaciones de galgas, la tensión vertical promedio existente, la desviación típica y el coeficiente de variación relacionado.

<b>Combinaciones</b>	<b><math>\sigma_{\text{vert, Promedio}} \text{ (N/mm}^2\text{)}</math></b>	<b><math>\sigma_{\text{vert, Desvest}} \text{ (N/mm}^2\text{)}</math></b>	<b>Coef. de variación</b>
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8	-0.62	1.05	169.70%
1, 3, 4, 5, 7 y 8	-0.75	0.39	52.19%
3, 4, 7 y 8	-0.73	0.23	31.77%
3, 4 y 8	-0.62	0.11	17.89%
3 y 4	-0.56	0.03	5.05%

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0802 adjunto en el Anexo 22 para una consulta más detallada del ensayo.

### **5.6.4.1.6 Hole drilling HD-2**

La ejecución del ensayo hole drilling tuvo como objetivo el estimar el nivel de tensiones de compresión en la parte baja del muro central de la crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de planta baja. Dicho componente se arma a base de una mampostería caliza y mortero de cal.

Tras el pegado y conexionado de las galgas extensométricas, seguido del registro de las deformaciones hasta estabilización de las mismas, fue realizada la perforación, concéntrica con la extensometría dispuesta, empleando brocas trazadoras (Fig. 5.6.76 y 5.6.77). En la Fig. 5.6.78 se presenta un detalle de la zona de ensayo una vez finalizado éste.



Fig. 5.6.76 y 5.6.77: Instantes captados durante la perforación del agujero.

Fig. 5.6.78: Detalle del ensayo una vez finalizado.

En la Fig. 5.6.79 se presenta la evolución de las deformaciones registradas durante las casi cuatro horas de registro de datos. Puede apreciarse como la deformación liberada a consecuencia de la perforación fue reducida, circunstancia que apunta a que el nivel tensional asociado también sea reducido. Por otra parte, cabe llamar la atención de que el ruido inherente al sistema de

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

adquisición de las deformaciones es significativo debido a los bajos valores de deformación liberada en la perforación.

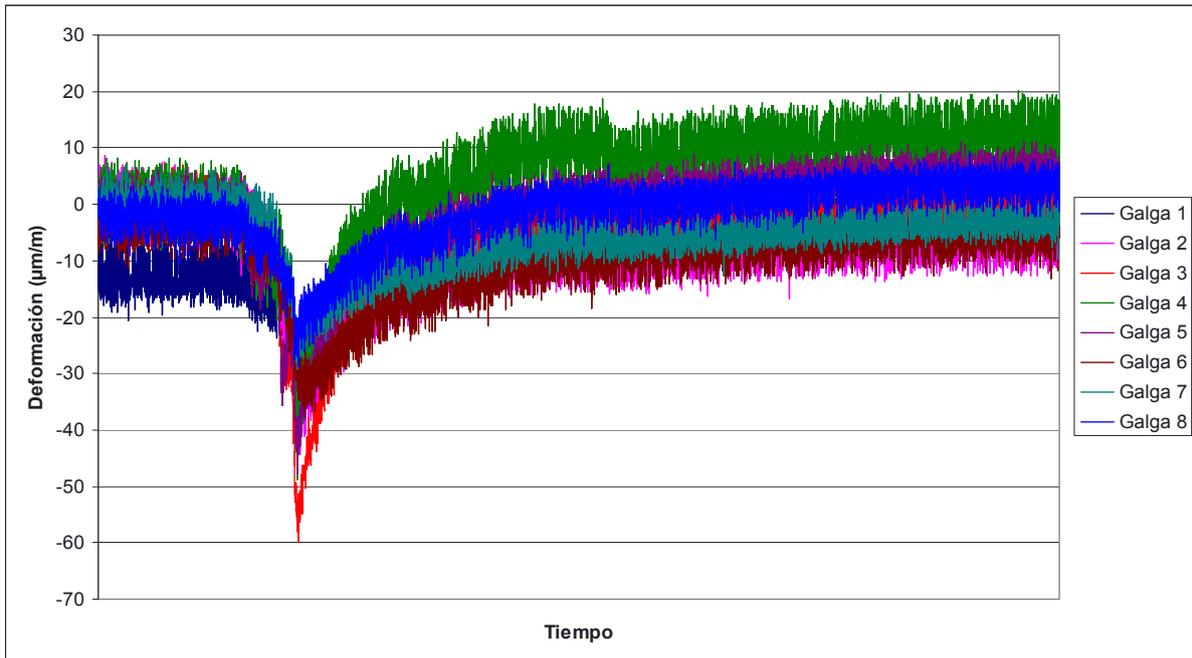


Fig. 5.6.79 Evolución de la deformación en el tiempo.

Tomando como origen relativo los valores de la deformación, previamente al taladrado, una vez estabilizados (Tabla 5.6.14), la gráfica de evolución de la deformación con el tiempo toma el aspecto siguiente de presentado en la Fig. 5.6.80.

Tabla 5.6.14: Deformación una vez estabilizada la carga previamente al taladrado

	Galga 1	Galga 2	Galga 3	Galga 4	Galga 5	Galga 6	Galga 7	Galga 8
$\epsilon$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	-13.0	0.1	1.6	0.4	0.1	-3.4	0.2	-2.5

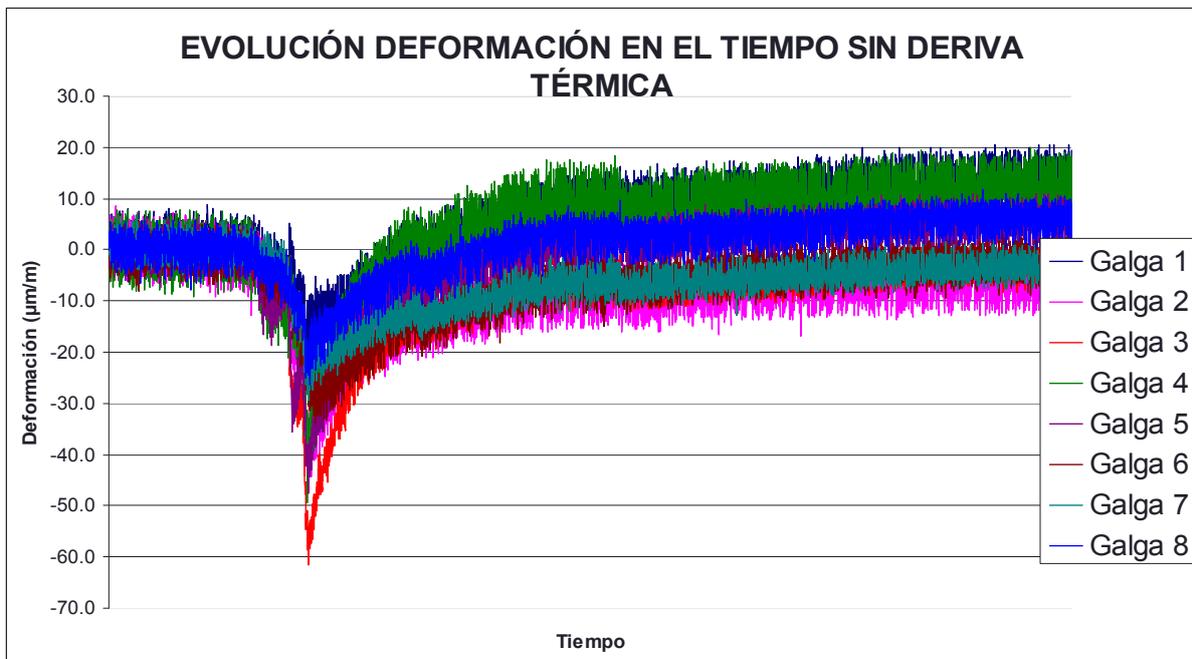


Fig. 5.6.80: Traslación de los registros con el objetivo de tomar como origen relativo para el procesado del ensayo, el instante en que los valores presentados por las galgas se estabilizan.

En las Fig. 5.6.81 - 5.6.84 se presentan cada par de galgas diametralmente opuestas.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

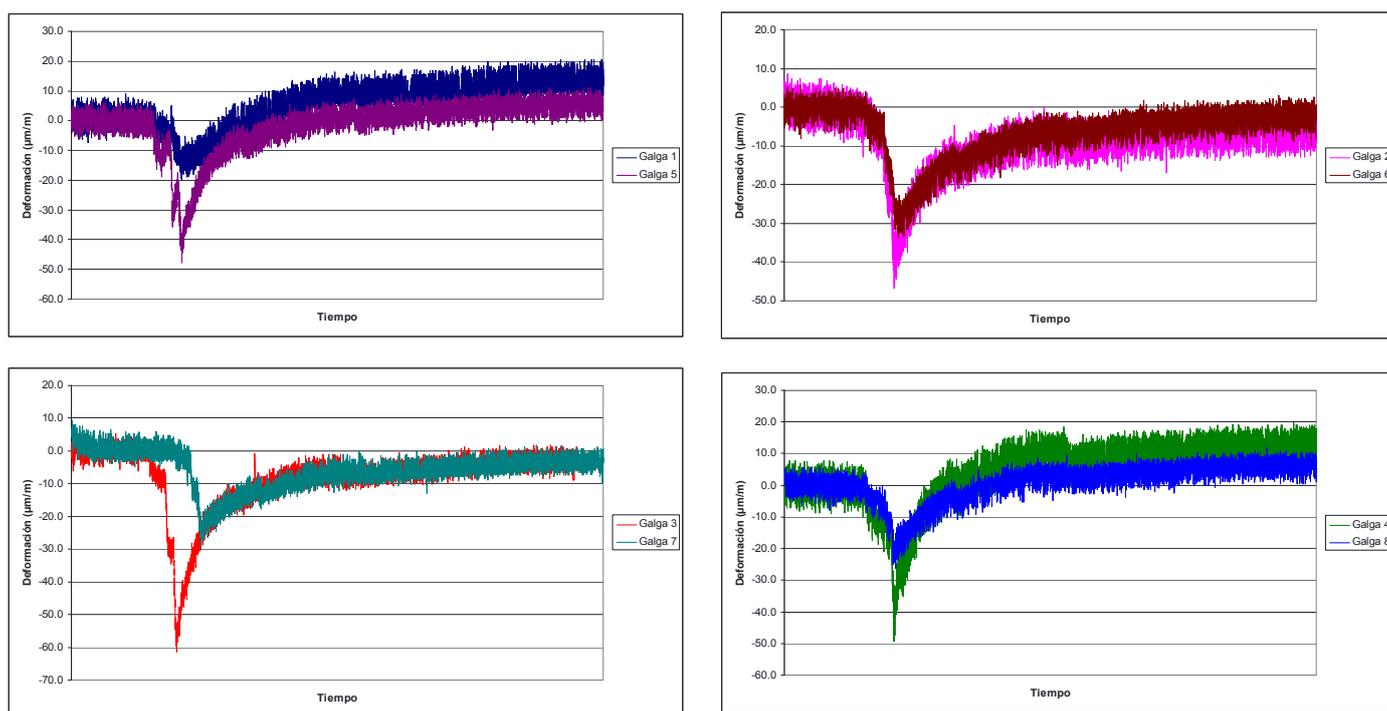


Fig. 5.6.81 - 5.6.84: Evolución de la deformación en el tiempo de las galgas, dos a dos (se representan conjuntamente las diametralmente opuestas).

Las ocho galgas presentan fluctuaciones medias inferiores a  $\pm 5 \mu\text{m/m}$ , discriminando el ruido inherente a la toma de datos, durante los treinta últimos minutos del ensayo. En vista de lo referido, se considera como incremento deformacional de las galgas, tras el taladrado, los valores de la siguiente Tabla 5.6.15:

Tabla 5.6.15: Incremento deformacional registrado por las galgas extensométricas después del taladrado

	<b>Galga 1</b>	<b>Galga 2</b>	<b>Galga 3</b>	<b>Galga 4</b>	<b>Galga 5</b>	<b>Galga 6</b>	<b>Galga 7</b>	<b>Galga 8</b>
$\epsilon$ ( $\mu\text{m/m}$ )	12.1	-5.9	-3.5	11.4	5.1	-2.3	-3.9	6.2

En base a las deformaciones referidas y procediendo con la teoría de la elasticidad, puede obtenerse (Tabla 5.6.16), para cada una de las combinaciones referidas, las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\text{max}}$  y  $\sigma_{\text{min}}$ , el ángulo existente, medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

El valor adoptado para el módulo de deformación (27,930.80 MPa) y para el coeficiente de Poisson (0.31) fue obtenido en laboratorio mediante la ejecución de un ensayo a compresión de una probeta de caliza obtenida del mampuesto en que fue realizado el ensayo, una vez extraído y llevado a laboratorio. La perforación para la obtención de la probeta fue realizada en dirección perpendicular a la de realización del hole drilling HDCOMN. Para una consulta de los trabajos relacionados, así como para comprobar la ley tensión – deformación registrada para la probeta obtenida de la roca caliza movilizadora, se remite al lector al Anexo 7.

Desde un punto de vista estadístico solamente dos combinaciones de galgas alcanzan un valor incluido en el intervalo definido por el nivel tensional promedio más/menos la desviación típica de la serie de resultados. Se trata de las combinaciones 2 y 6. Para estas combinaciones la tensión vertical promedio estimada en el ensayo es de  $0.60 \text{ N/mm}^2$  (compresión), presentando un coeficiente de variación del 17.83%.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.16: Obtención, para cada una de las combinaciones de galgas, de las tensiones principales máxima y mínima,  $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ , el ángulo existente ( $\beta$ ), medido en sentido horario, entre la tensión principal máxima con la dirección de la primera de las galgas de la combinación, y la tensión vertical existente.

Combinación	Canales	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$ (°)	$\sigma_{\text{vert}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1*	1, 3, 6	0.13	-1.04	70	-0.90
2	2, 4, 7	0.34	-0.91	19	-0.67
3*	3, 5, 8	0.31	-0.48	-26	-0.33
4*	4, 6, 1	0.11	-1.06	-66	-0.91
5*	5, 7, 2	0.39	-0.52	62	-0.32
6	6, 8, 3	0.19	-0.6	26	-0.52
7*	7, 1, 4	0.19	-1.05	-21	-0.89
8*	8, 2, 5	0.43	-0.46	-70	-0.30
<b><math>\sigma_{\text{vert, Promedio}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>-0.60</b>
<b><math>\sigma_{\text{vert, Desvest}}</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>					<b>0.11</b>
<b>Coef. de variación</b>					<b>17.83%</b>

\* Desde un punto de vista estadístico, las combinaciones 1, 3, 4, 5, 7 y 8 no se tienen en lo que respecta al cálculo de la tensión vertical.

Por su parte, en la Tabla 5.6.17 adjunta se relaciona el nivel de tensión vertical promedio, su desviación típica y su coeficiente de variación en función de las combinaciones de galgas adoptado. Como puede apreciarse a medida que se discriminan combinaciones, cuyo nivel tensional vertical se diferencie del valor promedio obtenido para cada conjunto de combinaciones una magnitud mayor que la desviación típica calculada para cada conjunto de éstas, el coeficiente de variación disminuye.

Tabla 5.6.17: Obtención, para diferentes combinaciones de galgas, la tensión vertical promedio existente, la desviación típica y el coeficiente de variación relacionado.

Combinaciones	$\sigma_{\text{vert, Promedio}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{vert, Desvest}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Coef. de variación
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8	-0.61	0.27	45.16%
2 y 6	-0.60	0.11	17.83%

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0830 adjunto en el Anexo 22 para una consulta detallada de los resultados del ensayo.

#### 5.6.4.1.7 Hole drilling HD-3 y HD-4.

En el muro central de la crujía Oeste, claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), fueron ejecutados, a nivel de planta baja, otros dos ensayos hole drilling los días 24-11-2008 y 25-11-2008. Los dos ensayos resultaron inválidos.

El primero dado que se fue la luz de la obra en mitad del registro de los datos (cabe referir que durante la ejecución de la campaña experimental que se presenta, el inmueble estaba inmerso en el proceso de rehabilitación de los espacios circundantes al claustro Este), con el consecuente apagado del equipo de registro (no se contaba con alimentación autónoma) y la pérdida de datos.

El segundo debido a un error en el registro de los datos del ensayo.

En las Fig. 5.6.85 - 5.6.87 se ilustran tres instantes del ensayo HD-3 realizado con fecha 24-11-2008, y en las Fig. 5.6.88 - 5.6.90 otros tantos detalles del ensayo HD-4 ejecutado el día 25-11-2008. Como ya se ha referido los ensayos fueron realizados pero por diferentes motivos no se obtuvieron resultados.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**



Fig. 5.6.85: Perspectiva general del ensayo HD-3 realizado a nivel de planta baja en el muro central de la crujía Oeste, claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fig. 5.6.86 y 5.6.87: Instantes tomados durante el proceso de perforación del agujero concéntrico con las bandas extensométricas (HD-3).



Fig. 5.6.88: Detalle del punto de ensayo HD-4 realizado a nivel de planta baja en el muro central de la crujía Oeste, claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fig. 5.6.89 y 5.6.90: Instantes tomados durante el proceso de perforación del agujero concéntrico con las bandas extensométricas (HD-4).

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.6.18.

Tabla 5.6.18: Resultados de los ensayos de gato plano simple y hole drilling realizados en el Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fecha	Cód.	Comentarios	Ubicación	$\sigma_{servicio}$ (MPa)	$\sigma_{gato\ plano}/\sigma_{hole\ drilling}$
30-04-09	FJS-1	Mampostería caliza	Base de uno de los contrafuertes de la <b>Iglesia</b>	0.59	-
30-11-07	FJS-2	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la <b>crujía Sur del claustro Este.</b>	0.55	0.98
25-01-08	HD-1	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la crujía Sur del claustro Este.	0.56	
25-11-08	FJS-3	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la <b>crujía Oeste del claustro Oeste.</b>	1.07	
24-11-08	HD-3	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste.	-	-
25-11-08	HD-4	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste.	-	
28-11-08	FJS-4	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la <b>crujía Norte del claustro Oeste</b>	0.57	0.95
24-11-08	HD-2	Mampostería caliza	Planta baja del muro central de la crujía Norte del claustro Oeste	0.60	

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

En base a los resultados referidos puede concluirse que el nivel tensional detectado en los muros del Seminario Mayor de Comillas, en planta baja, oscila entre 0.55-1.07 MPa, estando, en la mayor parte de los ensayos realizados de gato plano simple y de hole drilling, en el umbral de los 0.60 MPa.

Igualmente, cabe relacionar la buena aproximación obtenida en la estimación del nivel tensional mediante las técnicas de gato plano y de hole drilling.

### **5.6.4.2 Caracterización mecánica de la fábrica.**

#### **5.6.4.2.1 Gato plano Doble FJD-1**

El ensayo de gato plano doble tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de la hoja externa de un muro de fábrica de mampostería caliza, armada con mortero de cal, compuesta a base de dos hojas externas y un relleno interior (el factor diferencial entre unas y el otro era fundamentalmente el tamaño de los mampuestos, más pequeños en el núcleo). El muro se localizaba en uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de planta baja (Fig. 5.6.33).

La Fig. 5.6.91 muestra un detalle del emplazamiento de la roza a realizar, mediante sierra de disco orbital, necesaria para la inserción del gato plano inferior. Por su parte la Fig. 5.6.92 muestra una perspectiva general del emplazamiento del ensayo, y la Fig. 5.6.93 un detalle de la configuración del mismo.

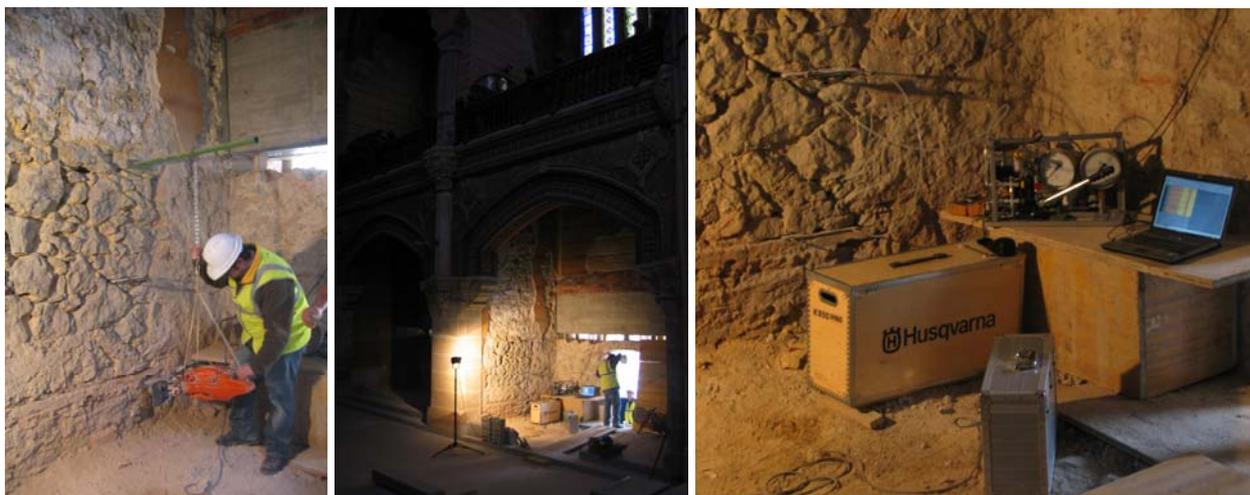


Fig. 5.6.91: Instantes previos a la ejecución de la roza del gato plano inferior mediante sierra de disco orbital.

Fig. 5.6.92: Perspectiva general del emplazamiento del ensayo.

Fig. 5.6.93: Detalle de la configuración del ensayo.

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.6.94 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.6.95 para el gato plano inferior.

En base a las áreas obtenidas para las rozas ejecutadas y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes las relaciones geométricas ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ). En la Tabla 5.6.19 se resumen los factores geométricos obtenidos.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

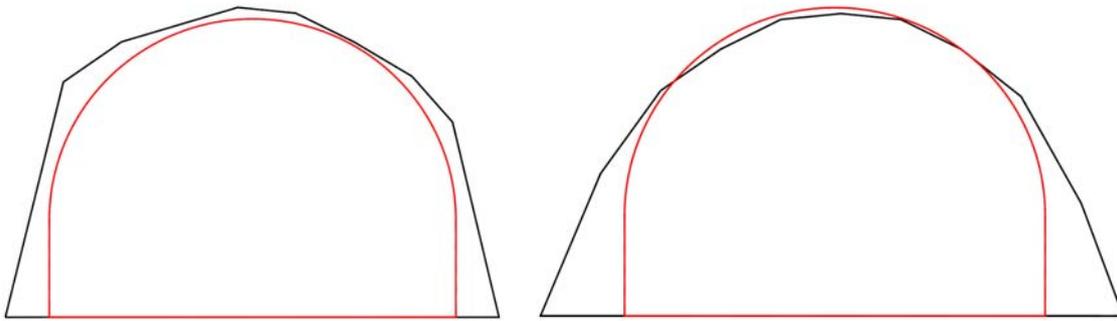


Fig. 5.6.94: Relación entre el área de la roza (890.50 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano superior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo de gato plano doble realizado en uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fig. 5.6.95: Relación entre el área de la roza (890.37 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano inferior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo de gato plano doble realizado en uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Tabla 5.6.19: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo de gato plano doble realizado en uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-1 Seminario Mayor (Comillas, España)					
	Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas		$K_a$ , promedio
Gato plano superior (Fig. 5.6.94)	$A_{roza}$	890.50	$K_{gato-roza}$	0.874	0.874
	$A_{gato}$	778.56			
Gato plano inferior (Fig. 5.6.95)	$A_{roza}$	890.37	$K_{gato-roza}$	0.874	
	$A_{gato}$	778.56			

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.95 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.6.96 se presentan los resultados obtenidos para los cuatro puntos de control vertical y los dos horizontales tras la realización de 4 ciclos de carga y descarga. Las curvas obtenidas para los seis puntos de control resultaron satisfactorias. Ahora bien, como puede comprobarse en la Fig. 5.6.100, el punto de control vertical nº 1 queda relativamente fuera de la vertical trazada por el borde izquierdo del gato plano superior, por lo que pese a que la curva obtenida es adecuada, se estimó pertinente no considerarlo para la obtención de los resultados que se exponen.

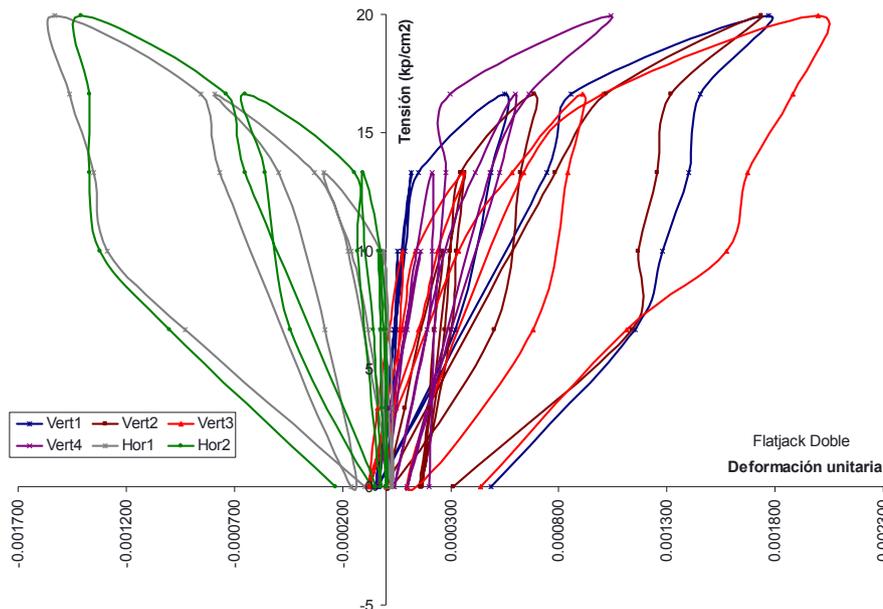


Fig. 5.6.96: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Finalmente, en la Fig. 5.6.97 se presentan las leyes tensión – deformación promedio, obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control vertical, como para los horizontales. Como ya se ha referido no se ha tenido en cuenta el punto de control vertical nº1.

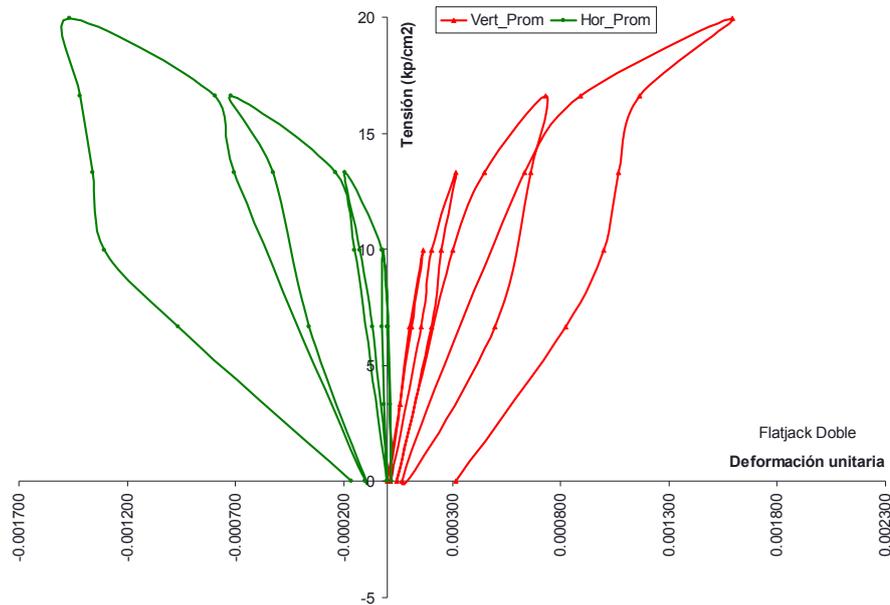


Fig. 5.6.97: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 1.00 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.6.98 se han representado, prescindiendo del punto de control vertical nº1, los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente, en la zona de comportamiento no lineal, de los mismos. A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 2.31 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

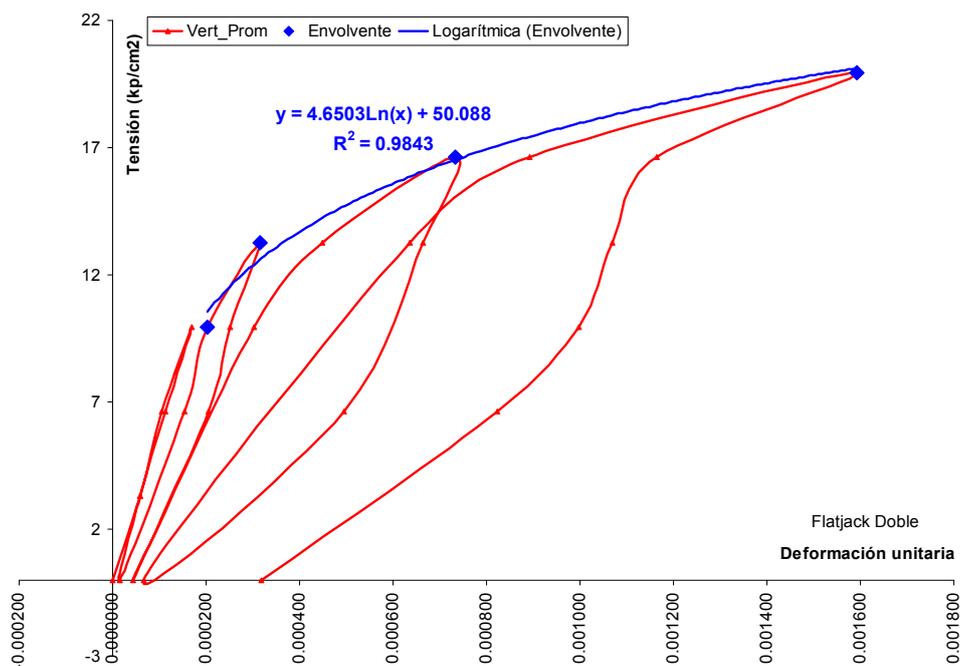


Fig. 5.6.98: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9843$ ).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Conviene referir que durante la ejecución del ensayo se alcanzó un valor máximo de la presión instalada en el gato plano de 24 Ba (tensión equivalente en el muro de 19.94 kp/cm<sup>2</sup>), no apareciendo fisuras verticales en el área ensayada, circunstancia que según Binda et al. (1983) y Rossi (1985 y 1988) indica que la resistencia de la fábrica alcanza valores superiores al referido.

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.6.96 y 5.6.97) pueden estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha mampostería caliza. Dichos parámetros mecánicos son función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.6.20 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.6.20: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en uno de los contrafuertes de la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Vert 1	$E_{p1-p2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p1-p2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p1-p2\_promedio}$
				Vert 2	Vert 3	Vert 4	Vert 4		
1	0	8	-	41,515	103,788	75,482	73,595	-0.23	
2	0	8	-	46,128	46,128	51,894	48,050	-0.14	
3	0	12	-	77,841	23,951	42,947	48,246	-	
4	0	16	-	17,120	24,421	34,596	25,379	-	
							<b>48,818</b>	<b>-0.19</b>	

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p1-p2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p1-p2}$ ).

Como conclusión, podría considerarse un **módulo de elasticidad secante de 4,881.8 MPa** y un **coeficiente de Poisson de 0.19**.

En las Fig. 5.6.99 - 5.6.100 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

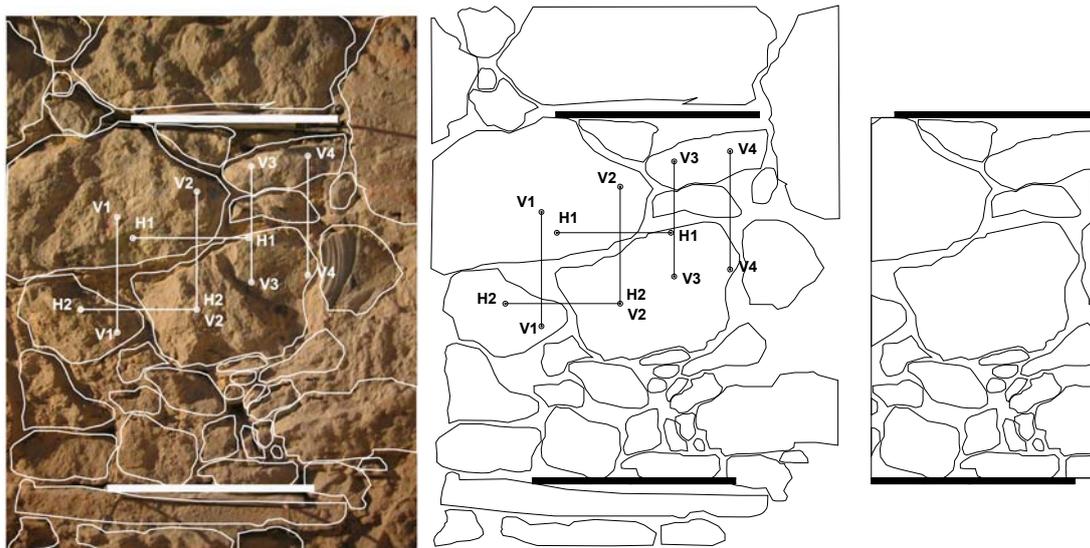


Fig. 5.6.99 y 5.6.100: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.6.101: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.6.101 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una mampostería de caliza de resistencia media y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.6.21 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.6.21: Área total, de piedras y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.6.101. Relación entre el área de mortero y el área de las piedras.

$A_{\text{total}} \text{ (cm}^2\text{)}$	2,446.59
$A_{\text{piedras}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1,876.46
$A_{\text{mortero}} \text{ (cm}^2\text{)}$	570.14
<b><math>A_{\text{mortero}}/A_{\text{piedras}}</math></b>	<b>0.30</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>4,881.8</b>

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0907 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

### **5.6.4.2.2 Gato plano Doble FJD-2**

El ensayo de gato plano doble tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de una hoja externa de un muro de fábrica de mampostería caliza, armada con mortero de cal, compuesta a base de dos hojas externas y un relleno interior (el factor diferencial entre unas y el otro era fundamentalmente el tamaño de los mampuestos, más pequeños en el núcleo). El ensayo se localizó en el muro central de la crujía Sur del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de planta baja. Este ensayo fue realizado en colaboración con Aidico.

Las Fig. 5.6.102 y 5.6.103 refieren dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical fue de 200 mm, mientras que la longitud de control horizontal fue de 200 mm. Por su parte la Fig. 5.6.104 muestra un instante durante uno de los ciclos de carga realizados durante el ensayo.

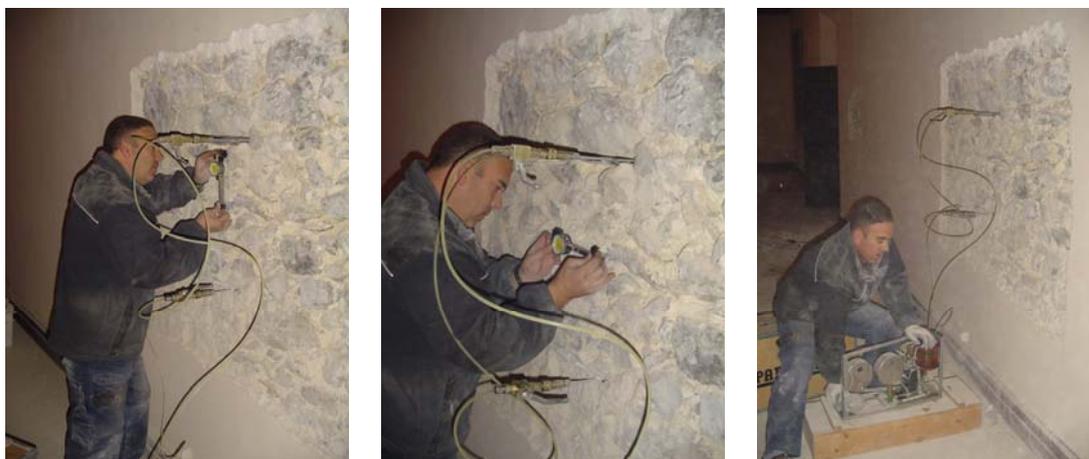


Fig. 5.6.102: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.6.103: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.6.104: Instante durante uno de los ciclos de carga realizados durante el ensayo.

El factor  $k_a$  adoptado en el ensayo fue de 0.80. Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.95 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.6.105 se presentan los resultados obtenidos para los tres puntos de control vertical y el horizontal nº 2 tras la realización de 2 ciclos de carga y descarga. El punto de control horizontal nº1 experimentó un comportamiento extraño, dado que al comprimir in situ la probeta, dicho punto

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

de control, por efecto Poisson, en vez de alargarse se acortaba, igualmente experimenta deformaciones residuales de compresión, cada vez mayores; por ello que se decidió no tenerlo en cuenta. Las curvas obtenidas para los cuatro puntos de control referidos resultaron satisfactorias.

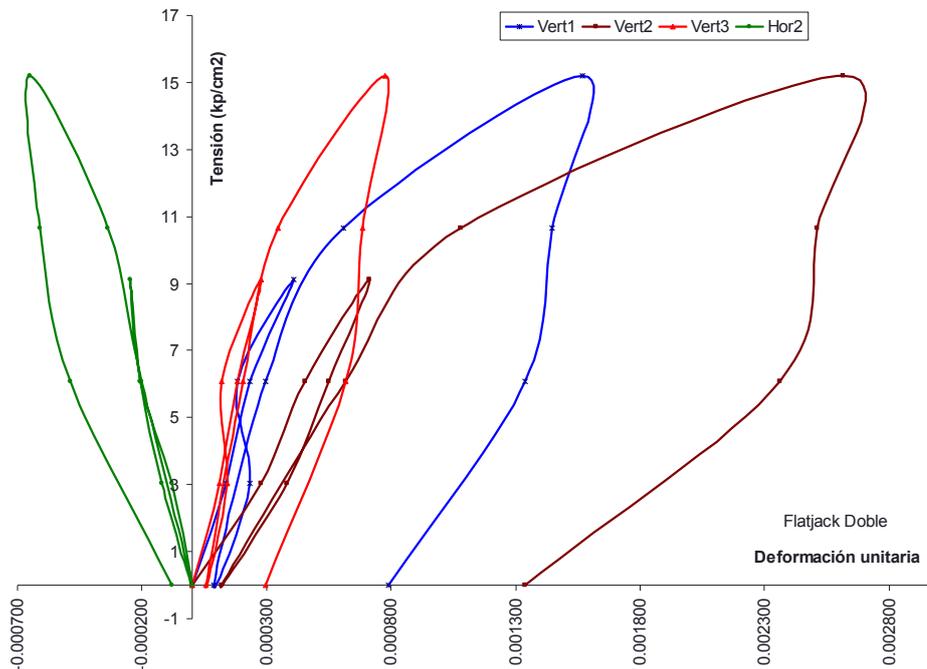


Fig. 5.6.105: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los tres puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para el punto de control horizontal nº 2 (base de medida 200 mm).

Finalmente, en la Fig. 5.6.106 se presentan las leyes tensión – deformación promedio, obtenidas en el área de ensayo tanto para los tres puntos de control vertical, y para el punto de control horizontal nº 2.

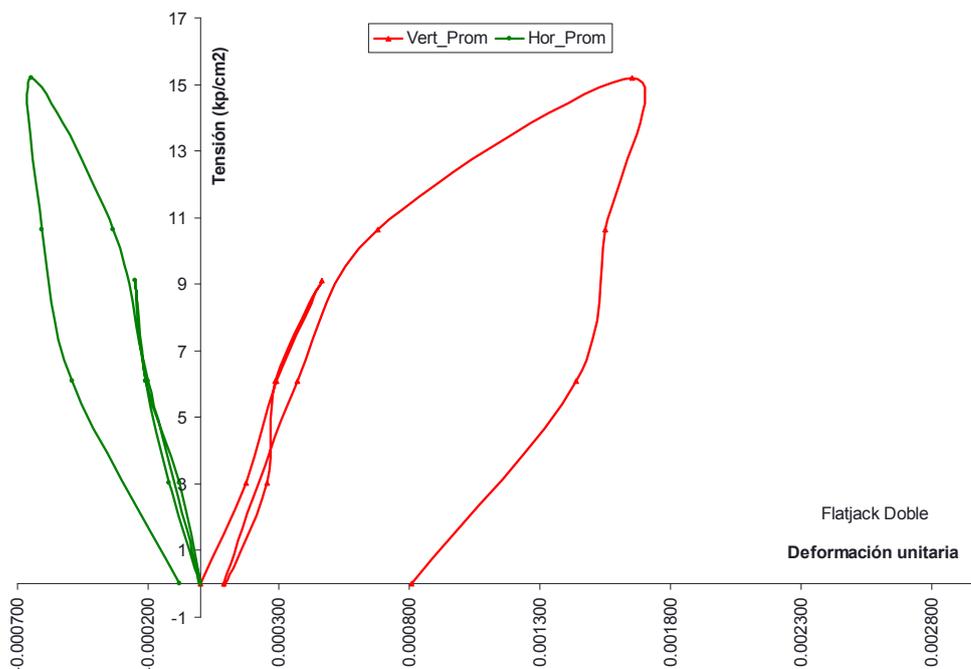


Fig. 5.6.106: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Sur del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 0.90 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.6.107 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente, en la zona de comportamiento no lineal, de los mismos. A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 1.80 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

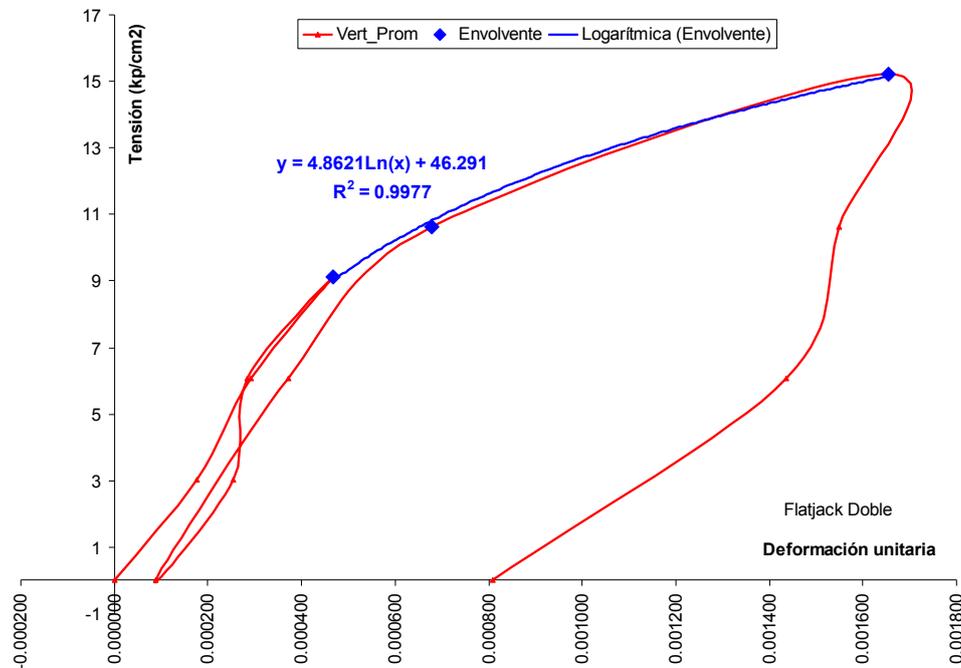


Fig. 5.6.107: Envolverte de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9977$ ).

Conviene referir que durante la ejecución del ensayo se alcanzó un valor máximo de la presión instalada en el gato plano de 20 Ba (tensión equivalente en el muro de 15.20 kp/cm<sup>2</sup>), no apareciendo fisuras verticales en el área ensayada, circunstancia que según Binda et al. (1983) y Rossi (1985 y 1988) indica que la resistencia de la fábrica alcanza valores superiores al referido.

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.6.105 y 5.6.106) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha mampostería caliza. Dichos parámetros mecánicos son función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.6.22 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.6.22: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Sur del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p1-p2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p1-p2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p1-p2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	4	22,353	10,857	27,143	-	20,118	-0.45
2	0	8	29,231	12,258	40,000	-	27,163	-
							<b>23,640</b>	<b>-0.45</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p1-p2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p1-p2}$ ).

## Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido

Como conclusión, podría considerarse un **módulo de elasticidad secante de 2,364.0 MPa** y un coeficiente de Poisson de 0.45. En relación con Poisson, dada su elevada magnitud, parece razonable pensar que al movilizar 10 Ba, previamente a la ejecución de los ciclos de carga, para favorecer reacomodo del sistema se hubiera producido cierto daño en el muro, de forma que el coeficiente de Poisson obtenido, una vez rota la adhesión de los mampuestos y el mortero, sea elevado.

En la Fig. 5.6.108 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

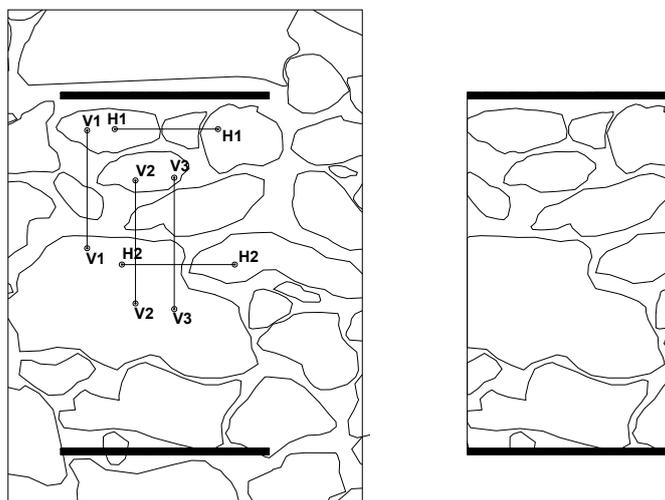


Fig. 5.6.108: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.6.109: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.6.109 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una mampostería de caliza de resistencia media y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.6.23 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 23: Área total, de piedras y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.6.109. Relación entre el área de mortero y el área de las piedras.

$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	2,078.15
$A_{piedras}$ (cm <sup>2</sup> )	1,521.03
$A_{mortero}$ (cm <sup>2</sup> )	557.12
$A_{mortero}/A_{piedras}$	<b>0.37</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>2,364.0</b>

Se remite al lector al registro de ensayo 07909 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

### 5.6.4.2.3 Gato plano Doble FJD-3

El ensayo de gato plano doble tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de la hoja externa de un muro de fábrica de mampostería caliza, armada con mortero de cal, compuesta a base de dos hojas externas y un relleno interior (el factor diferencial entre unas y el otro era fundamentalmente el tamaño de los mampuestos, más pequeños en el núcleo). El ensayo se localizó en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de planta baja.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Las Fig. 5.6.110 y 5.6.111 muestran sendos detalles del proceso de la ejecución de la roza para la inserción del gato plano superior, mediante sierra de disco manual para guiado del corte posterior mediante sierra de disco orbital.

La Fig. 5.6.112 muestra una perspectiva general del emplazamiento del ensayo, a la vez que se ejecutaba uno de los ciclos de carga realizados durante el mismo.

Por su parte la Fig. 5.6.113 ilustra la posición relativa de los gatos planos dentro de la fábrica y respecto a un ensayo hole drilling ejecutado anteriormente a la izquierda del gato plano doble.

Fig. 5.6.110: Corte mediante sierra de disco manual para guiado en la fase de ejecución de la roza.



Fig. 5.6.111: Ejecución de la roza del gato plano superior mediante sierra de disco orbital.



Fig. 5.6.112: Instante durante la ejecución uno de los ciclos de carga realizados durante el ensayo.



Fig. 5.6.113: Posición relativa del ensayo de gato plano doble FJD-3 respecto a un ensayo hole drilling ejecutado con anterioridad.



Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.6.114 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.6.115 para el gato plano inferior.

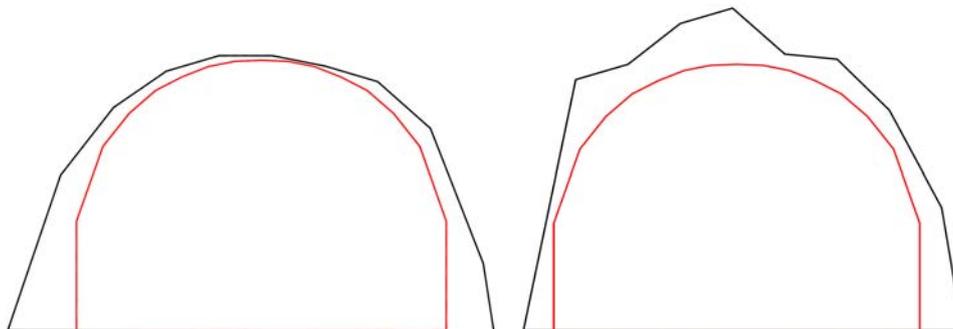


Fig. 5.6.114: Relación entre el área de la roza ( $935.72 \text{ cm}^2$ ) y el área del gato plano superior ( $778.56 \text{ cm}^2$ ) del ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fig. 5.6.115: Relación entre el área de la roza ( $977.00 \text{ cm}^2$ ) y el área del gato plano inferior ( $778.56 \text{ cm}^2$ ) del ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

En base a las áreas obtenidas para las rozas ejecutadas y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes las relaciones geométricas ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ). En la Tabla 5.6.24 se resumen los factores geométricos obtenidos.

Tabla 5.6.24: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-1 Seminario Mayor (Comillas, España)					
	Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas		$K_{a, \text{promedio}}$
Gato plano superior (Fig. 5.6.114)	$A_{\text{roza}}$	935.72	$K_{\text{gato-roza}}$	0.832	
	$A_{\text{gato}}$	778.56			
Gato plano inferior (Fig. 5.6.115)	$A_{\text{roza}}$	977.00	$K_{\text{gato-roza}}$	0.797	
	$A_{\text{gato}}$	778.56			

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.95 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.6.116 se presentan los resultados obtenidos, tras la realización de 3 ciclos de carga y descarga, para los cuatro puntos de control vertical y el punto de control horizontal n°1. El punto de control horizontal n° 2 experimentó un comportamiento extraño, dado que al comprimir in situ la probeta, dicho punto de control, por efecto Poisson, en vez de alargarse se acortaba, por ello que se decidió no tenerlo en cuenta. Las curvas obtenidas para los cinco puntos de control resultaron satisfactorias.

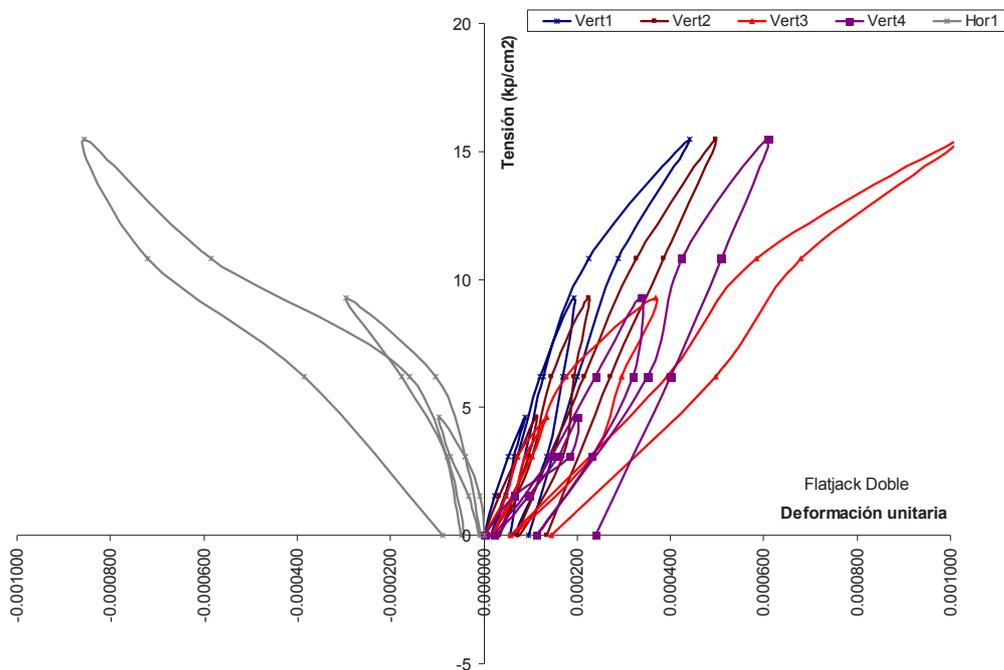


Fig. 5.6.116: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para los cuatro puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

Finalmente, en la Fig. 5.6.117 se presentan las leyes tensión – deformación promedio, obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control vertical, como para los horizontales. Como ya se ha referido no se ha tenido en cuenta el punto de control horizontal n° 2.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

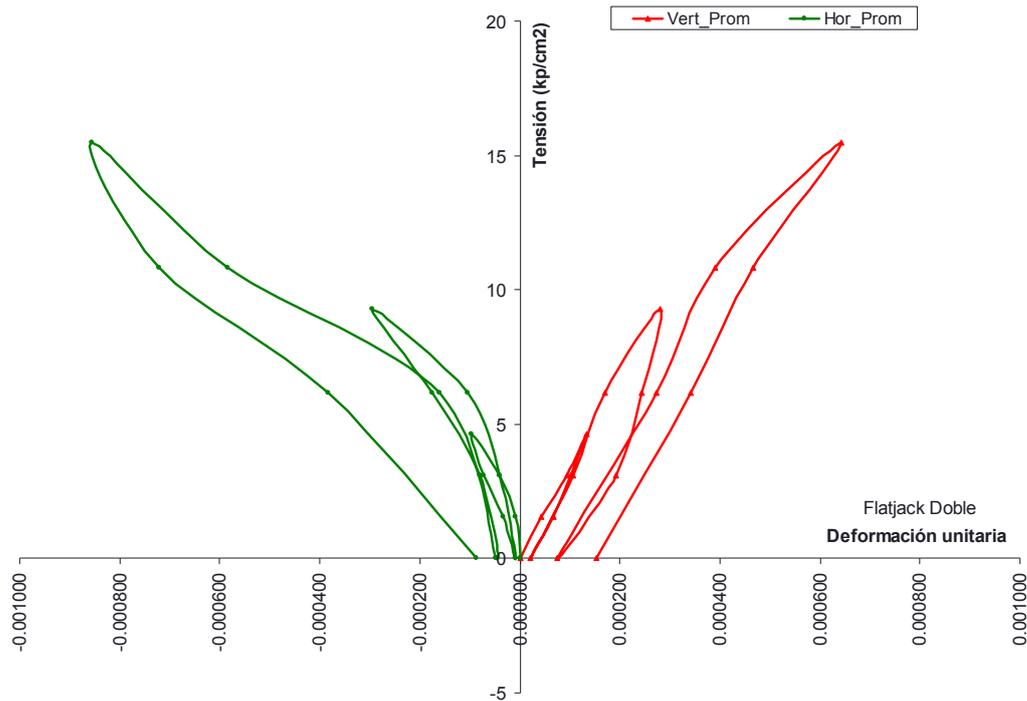


Fig. 5.6.117: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 0.70 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.6.118 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente, en la zona de comportamiento no lineal, de los mismos. A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 2.55 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

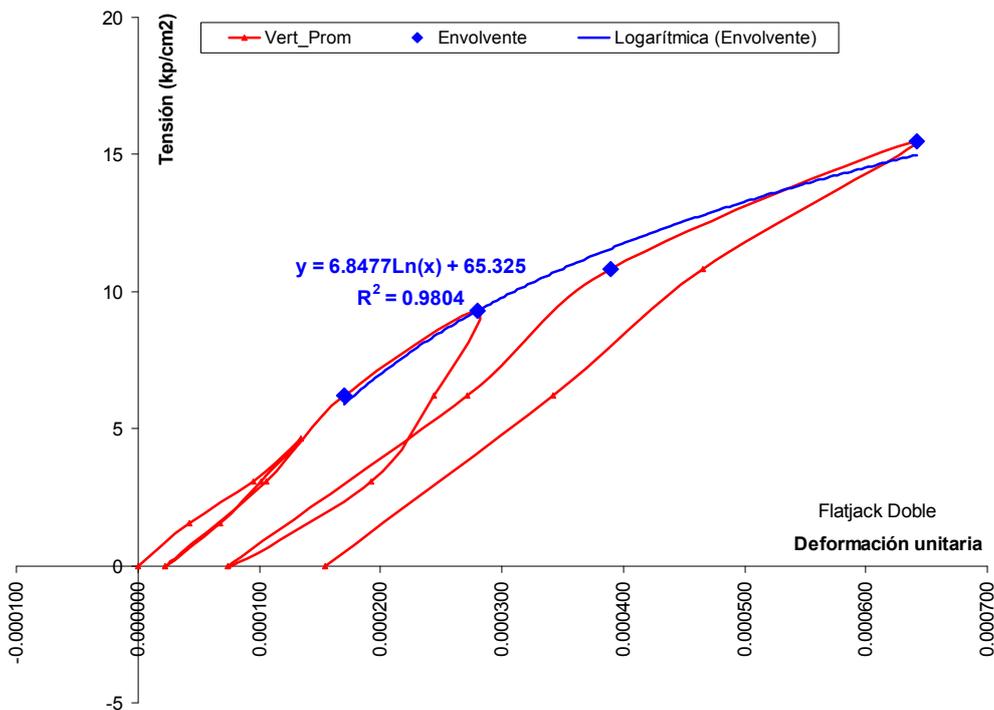


Fig. 5.6.118: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9804$ ).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Conviene referir que durante la ejecución del ensayo se alcanzó un valor máximo de la presión instalada en el gato plano de 20 Ba (tensión equivalente en el muro de 15.47 kp/cm<sup>2</sup>), no apareciendo fisuras verticales en el área ensayada, circunstancia que según **Binda et al. (1983) y Rossi (1985 y 1988)** indica que la resistencia de la fábrica alcanza valores superiores al referido.

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.6.116 y 5.6.117) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha mampostería caliza. Dichos parámetros mecánicos son función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.6.25 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.6.25: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p_1-p_2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p_1-p_2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p_1-p_2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	4	60,414	42,961	42,961	16,811	40,787	-0.42
2	0	4	55,236	42,961	35,150	25,777	39,781	-0.38
3	0	8	85,922	42,961	18,412	25,777	43,268	-
							<b>41,278.6</b>	<b>-0.40</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p_1-p_2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p_1-p_2}$ ).

Como conclusión, podría considerarse un módulo de elasticidad secante de **4,127.86 MPa** y un coeficiente de Poisson de **0.40**.

En las Fig. 5.6.119 - 5.6.120 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

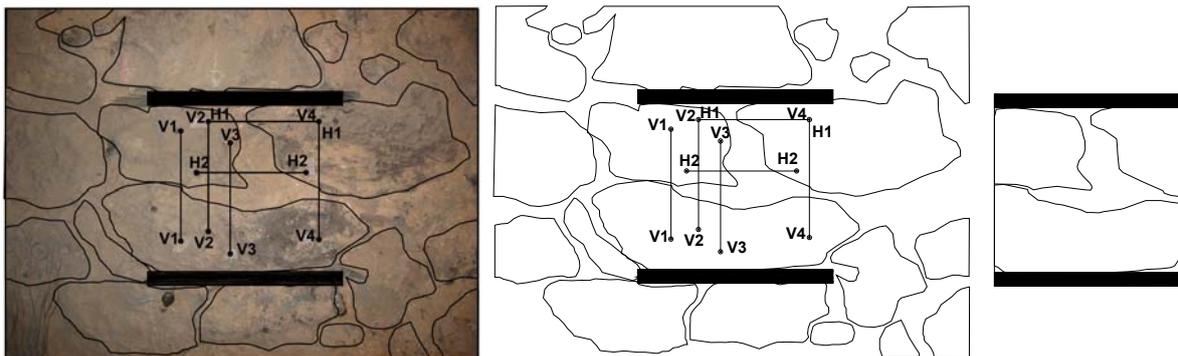


Fig. 5.6.119 - 5.6.120: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.6.121: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.6.121 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una mampostería de caliza de resistencia media y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.6.26 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.26: Área total, de piedras y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.6.121. Relación entre el área de mortero y el área de las piedras.

$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	1,066.70
$A_{piedras}$ (cm <sup>2</sup> )	867.35
$A_{mortero}$ (cm <sup>2</sup> )	199.35
$A_{mortero}/A_{piedras}$	<b>0.23</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>4,127.86</b>

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0831 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

#### 5.6.4.2.4 Gato plano Doble FJD-4

El ensayo FJD-4 tuvo la finalidad de determinar el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson de un muro de ladrillo macizo, aparejado con mortero de cal. Dicho ensayo se realizó en la superficie interna del muro y crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España), a nivel de la 3ª Planta.

Las Fig. 5.6.122 y 5.6.123 refieren dos instantes de la medición de los puntos de control vertical y horizontal, respectivamente. La longitud de control vertical y horizontal fue de 200 mm.



Fig. 5.6.122: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control vertical (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.6.123: Instante tomado durante el control de los desplazamientos correspondientes a los puntos de control horizontal (Longitud base de medida 200 mm).

Fig. 5.6.124: Instante tomado durante el proceso de purga del circuito hidráulico.

Por su parte la Fig. 5.6.124 muestra la configuración general del ensayo durante el proceso de purga del circuito hidráulico relacionado.

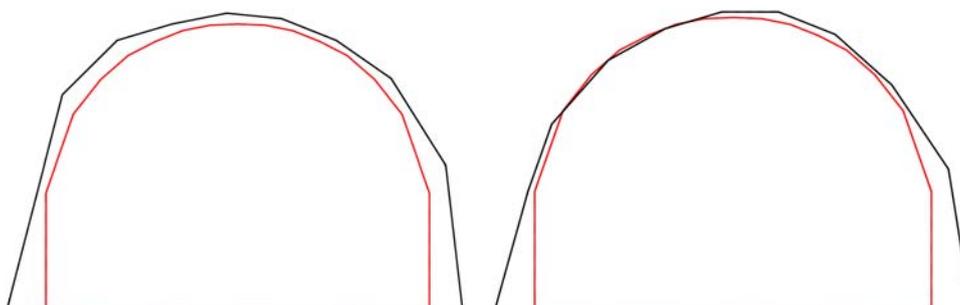


Fig. 5.6.125 Relación entre el área de la roza (887.25 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano superior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo FJD-4 realizado en la superficie interna del muro y crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fig. 5.6.126: Relación entre el área de la roza (850.08 cm<sup>2</sup>) y el área del gato plano inferior (778.56 cm<sup>2</sup>) del ensayo FJD-4 realizado en la superficie interna del muro y crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Previamente a la inserción de los gatos planos en la roza, se trató de replantear la superficie de las mismas, de forma aproximada, mediante la medida de la profundidad de corte cada 5 cm. En este sentido en la Fig. 5.6.125 se ilustra el área aproximada, en relación con el gato plano una vez insertado, para la roza superior, y en la Fig. 5.6.126 para el gato plano inferior.

En base a las áreas obtenidas para las rozas ejecutadas y conociendo la geometría de los gatos planos empleados en el ensayo (Semioval 350x260x3.5mm), es posible obtener diferentes las relaciones geométricas ( $k_a = K_{\text{gato-roza}}$ ). En la Tabla 5.6.27 se resumen los factores geométricos obtenidos.

Tabla 27: Factores geométricos,  $k_a$ , obtenidos para cada uno de los dos gatos planos involucrados en el ensayo de gato plano doble realizado en la superficie interna del muro y crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Factores geométricos, $k_a$ , FJD-4 Seminario Mayor (Comillas, España)						
		Áreas (cm <sup>2</sup> )		Constantes derivadas		$K_{a, \text{promedio}}$
Gato plano superior (Fig. 5.6.125)	$A_{\text{roza}}$	887.25	$K_{\text{gato-roza}}$	0.877		
	$A_{\text{gato}}$	778.56				
Gato plano inferior (Fig. 5.6.126)	$A_{\text{roza}}$	850.08	$K_{\text{gato-roza}}$	0.916		
	$A_{\text{gato}}$	778.56				

Por su parte, en relación a la constante de calibración de los gatos planos,  $k_m$ , se ha adoptado un valor de 0.855 en base a la calibración y comentarios recogidos en el Anexo 4.

En la Fig. 5.6.127 se presentan los resultados obtenidos para tres puntos de control vertical (nº 2, 3 y 4) y los dos horizontales tras la realización de 3 ciclos de carga y descarga. El punto vertical nº1 registró un comportamiento ilógico, en tanto que bajo la presión de los gatos se producían alargamientos (Fig. 5.6.128), por ello que no se ha tenido en cuenta para el cálculo de las propiedades mecánicas, ni para la estimación de la tensión de rotura.

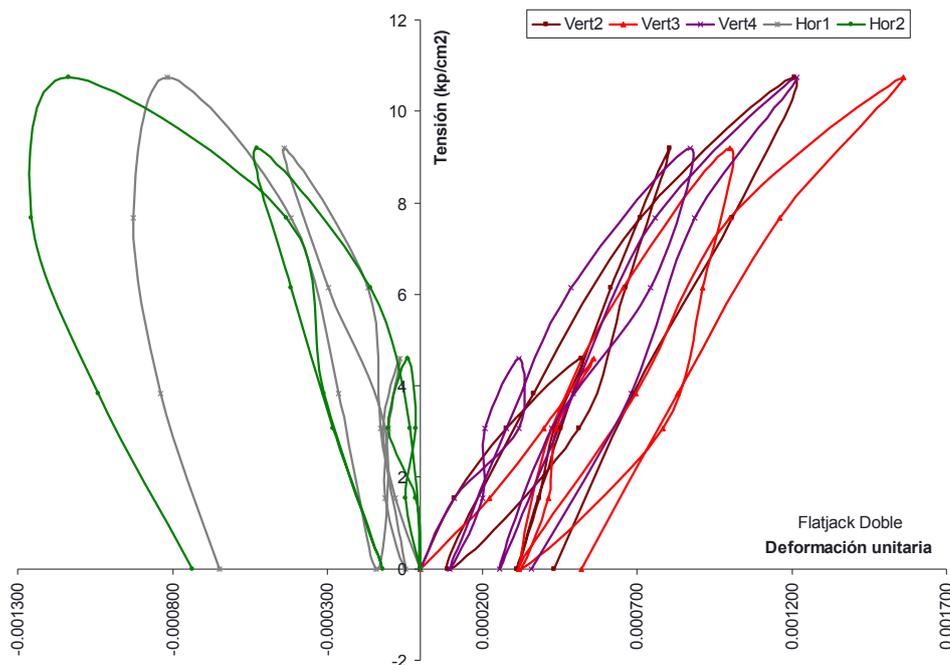


Fig. 5.6.127: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para tres puntos de control vertical (base de medida 200 mm) y para los dos puntos de control horizontal (base de medida 200 mm).

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

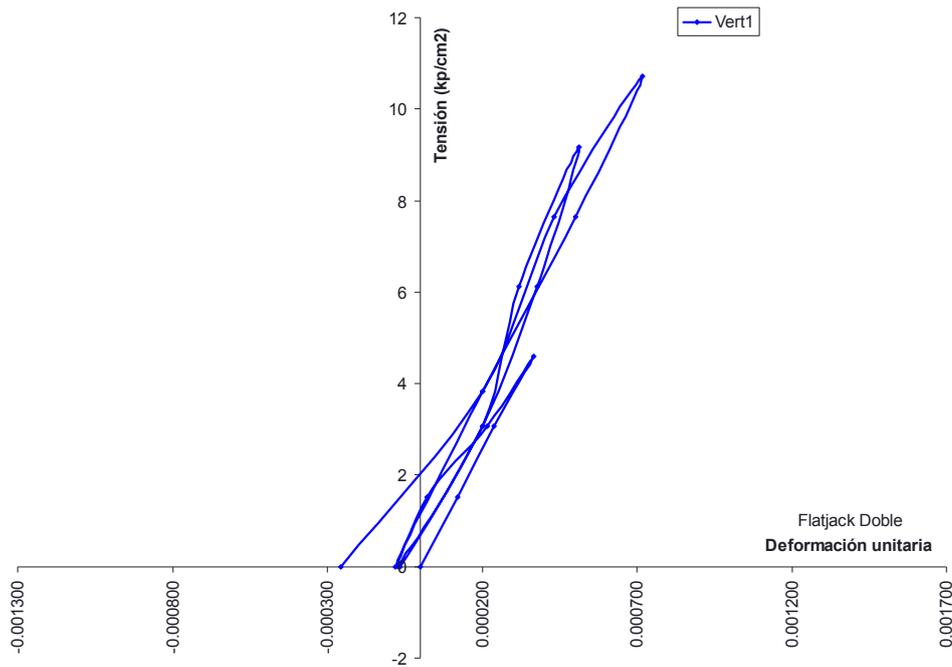


Fig. 5.6.128: Ley  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenida el punto de control vertical nº 1.

Finalmente, en la Fig. 5.6.129 se presentan las leyes tensión – deformación, promedio (sin tener en cuenta dicho punto de control vertical nº 1), obtenidas en el área de ensayo tanto para los puntos de control vertical nº 2, 3 y 4, como para los dos horizontales.

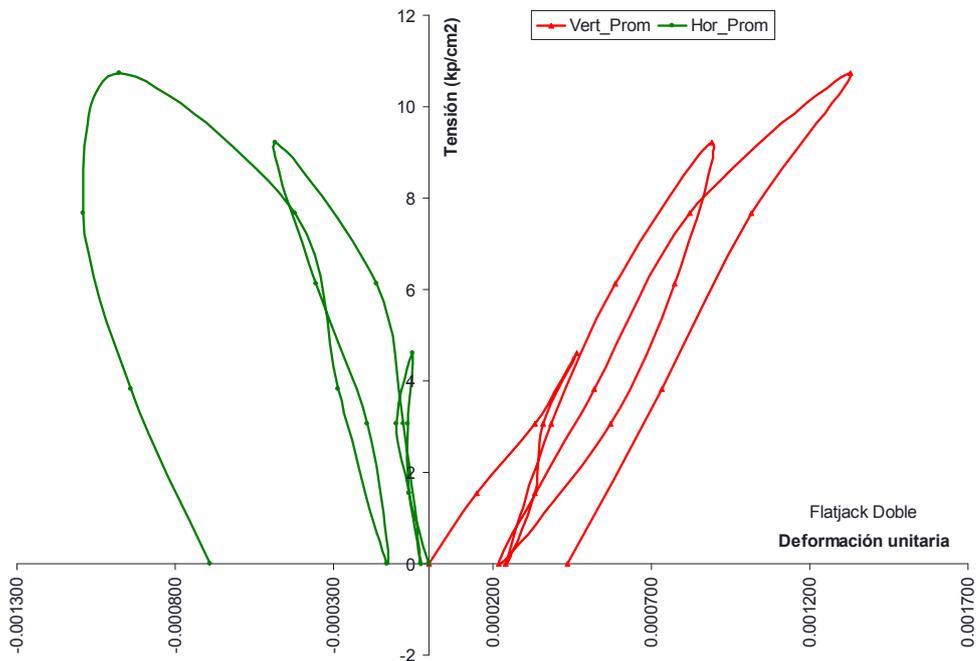


Fig. 5.6.129: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  promedio, sin tener en cuenta dicho punto de control vertical nº 4, obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en la superficie interna del muro y crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

A partir de la curva anterior puede comprobarse que la misma presenta un comportamiento lineal hasta el entorno de los 0.60 MPa, por ello que dicha magnitud se relacione con el límite elástico de la fábrica. Por su parte en la Fig. 5.6.130 se han representado los ciclos realizados así como los puntos máximos que definen la envolvente, en la zona de comportamiento no lineal, de los mismos (sin tener en cuenta dicho punto de control vertical nº 4). A dichos puntos se ha ajustado una curva logarítmica en base a la cuál se ha estimado la tensión de rotura asociada a una

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

deformación del 3‰ (Tassios 1988), obteniendo un valor de 1.56 MPa. Puede verificarse como el coeficiente de correlación obtenido es próximo a la unidad.

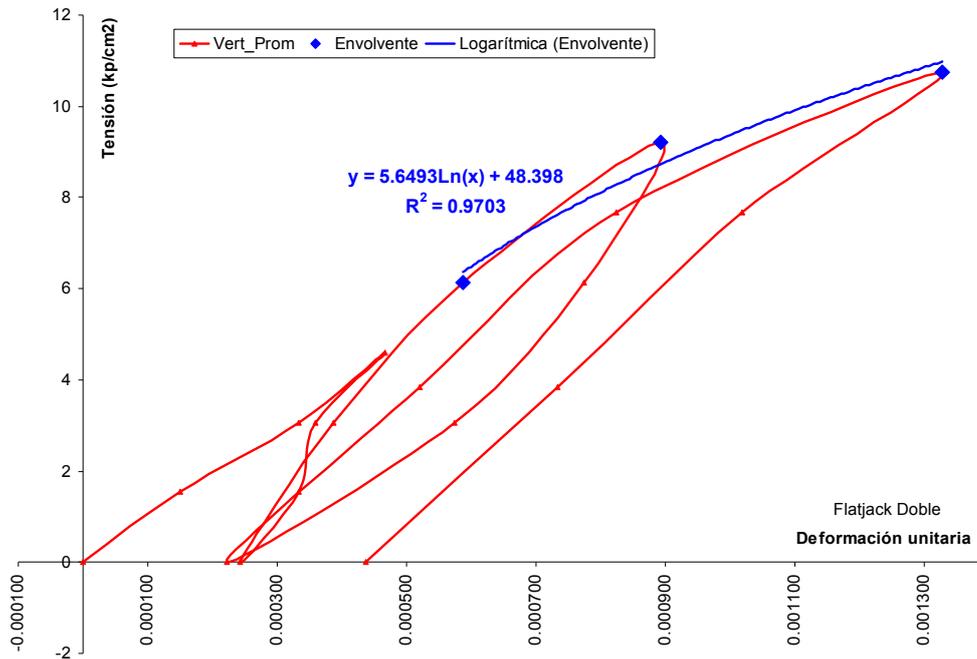


Fig. 5.6.130: Envolvente de rotura y ajuste logarítmico obtenido ( $R^2 = 0.9703$ ).

Igualmente, a partir de las curvas obtenidas (Fig. 5.6.127 y 5.6.129) puede estimarse las características mecánicas, módulo de deformación y coeficiente de Poisson, para dicha fábrica de ladrillo. Dichos parámetros mecánicos son función de los factores  $k_a$  y  $k_m$ , en tanto que la tensión instalada depende de la presión interna movilizada en los gatos planos mediante el grupo de bombeo y de dichos factores de corrección.

En la Tabla 5.6.28 se presentan las características mecánicas obtenidas en cada uno de los ciclos. Cabe llamar la atención a que dichas características mecánicas se corresponden con las obtenidas para un intervalo de presiones  $[p_1, p_2]$ , por ello que el módulo de deformación obtenido sea un módulo secante.

Tabla 5.6.28: Características mecánicas, E y  $\nu$ , obtenidas en el ensayo de gato plano doble realizado en la superficie interna del muro y crujía Norte, del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Ciclo	$p_1^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$p_2^*$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$E_{p_1-p_2}$ (kp/cm <sup>2</sup> )				$E_{p_1-p_2\_promedio}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu_{p_1-p_2\_promedio}$
			Vert 1	Vert 2	Vert 3	Vert 4		
1	0	4	n/c**	10,956	7,669	9,587	9,404	-0.20
2	0	4	n/c**	21,304	29,497	16,672	22,491	-0.39
3	0	5	n/c**	13,695	10,199	15,978	13,291	-
							<b>15,061.9</b>	<b>-0.30</b>

\* $p_1$  y  $p_2$  indican el intervalo de presiones para el cuál se ha obtenido el módulo de elasticidad secante ( $E_{p_1-p_2}$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu_{p_1-p_2}$ ).

\*\*n/c indica que dicho punto de control no se considera para la obtención de las características mecánicas.

Como conclusión, podría considerarse un módulo de elasticidad secante, promedio en los tres ciclos, de **1,506.19 MPa** y un coeficiente de Poisson de **0.30**. Por otra parte, si se considera que en el primer ciclo de carga realizado a bajos niveles de presión (0-6-0 Ba instalados en los gatos, que se traducen en una tensión efectiva sobre la fábrica de 0-0.46-0 MPa) ha supuesto un movimiento vertical significativo (Fig. 5.6.130), fenómeno que por otro lado puede deberse a reajustes sufridos por el sistema y la fábrica de ensayo, parece más lógico tomar como módulo

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

de elasticidad secante el obtenido promediando los registrados en los ciclos 2 y 3, por lo que dicho módulo de deformación alcanzaría un valor de **1,789.10 MPa**.

En las Fig. 5.6.131 - 5.6.132 se ha representado el área de ensayo con la finalidad de ubicar la posición de los puntos de control en el conjunto de la fábrica.

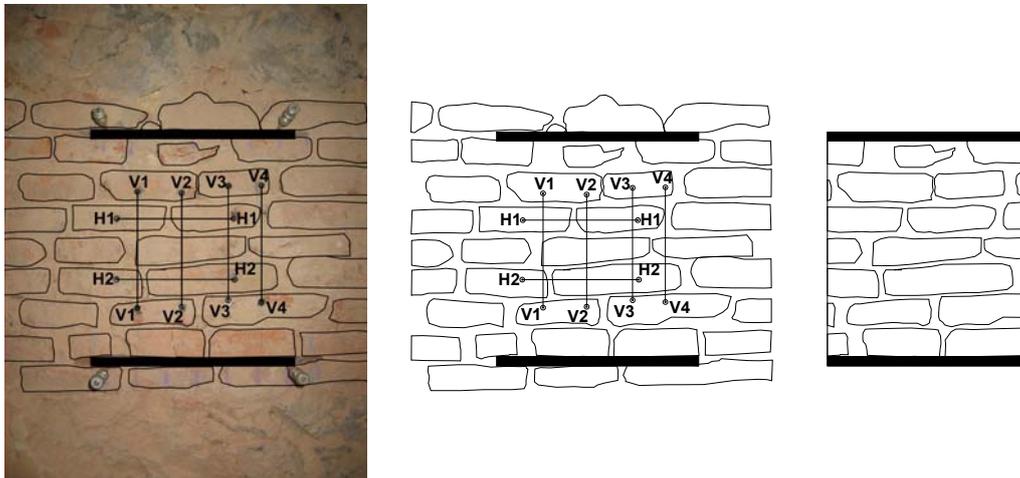


Fig. 5.6.131 y 5.6.132: Croquis del área de ensayo realizado.

Fig. 5.6.133: Detalle del área movilizada entre los dos gatos planos.

Por su parte en la Fig. 5.6.133 se ha individualizado el área rectangular definida por dos gatos planos y sendas verticales por sus extremos, con el objetivo de cuantificar, en superficie, la relación existente entre el área de mortero y el área de piedra movilizada. El fin perseguido es aportar un punto para la evaluación de la posible relación existente entre el módulo de deformación y la proporción de la fase pétreo y de la fase mortero, para el caso de una mampostería de caliza de resistencia media y mortero de cal. En este sentido en la Tabla 5.6.29 se presentan las áreas computadas y la relación referida.

Tabla 5.6.29: Área total, de ladrillos y de mortero calculadas a partir de la Fig. 5.6.133. Relación entre el área de mortero y el área de los ladrillos.

$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )	1322.34
$A_{ladrillos}$ (cm <sup>2</sup> )	925.47
$A_{mortero}$ (cm <sup>2</sup> )	396.87
$A_{mortero}/A_{ladrillos}$	<b>0.43</b>
<b>E (MPa)</b>	<b>1,789.10</b>

Para finalizar conviene realizar una serie de comentarios sobre los resultados obtenidos. En primer lugar, tanto el módulo de deformación como la tensión de rotura estimada presentan valores bastante bajos respecto de lo que cabía esperar.

La justificación de dicho comportamiento podría encontrarse, en que no existía un nivel de carga vertical suficiente (Fig. 5.6.134 - 5.6.136) como para garantizar una adecuada transmisión de la presión introducida por los gatos, a la porción de la fábrica sometida a ensayo; como consecuencia de dicho fenómeno se produjo, literalmente, un levantamiento de la porción de fábrica ubicada sobre el gato plano superior, con la consecuente pérdida de rigidez. Como conclusión puede apuntarse que la fiabilidad de los ensayos de gato plano debe de ponerse en entredicho cuando el nivel tensional vertical existente sea muy bajo (Binda y Tiraboschi 1999a; Roque 2002), circunstancia que acaeció en el caso presentado.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

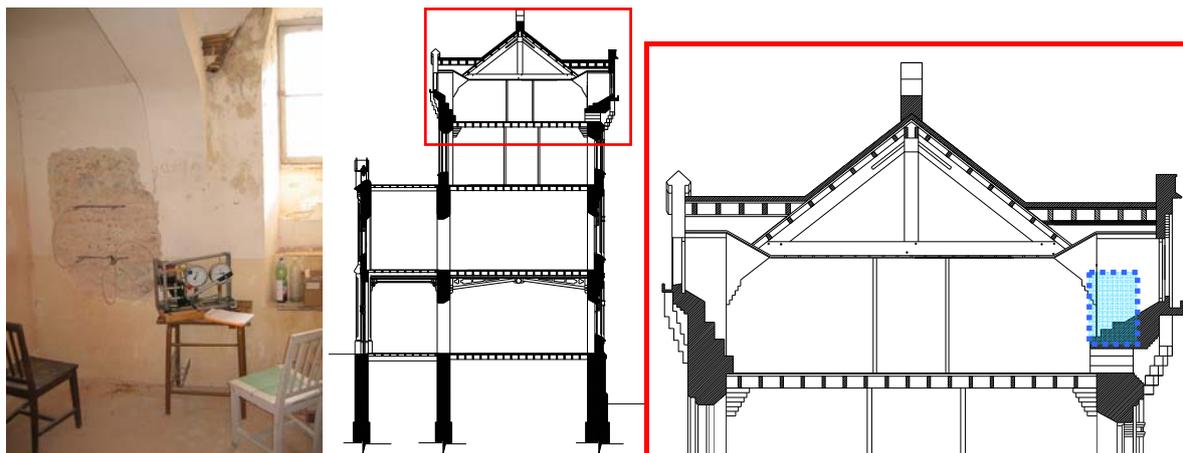


Fig. 5.6.134: Perspectiva general del emplazamiento y de la configuración del ensayo.

Fig. 5.6.135: Sección de la crujía Norte del claustro Oeste del Seminario Mayor de Comillas.

Fig. 5.6.136: Localización (en azul) del emplazamiento del ensayo en planta 3ª (bajo cubierta).

A su vez, conviene referir que durante la ejecución del ensayo se alcanzó un valor máximo de la presión instalada en el gato plano de 14 Ba (tensión equivalente en el muro de  $10.74 \text{ kp/cm}^2$ ), no apareciendo fisuras verticales en el área ensayada, circunstancia que según **Binda et al. (1983)** y **Rossi (1985 y 1988)** indica que la resistencia de la fábrica alcanza valores superiores al referido.

Se remite al lector al registro de ensayo Lab0932 adjunto en el Anexo 22, para la consulta más detallada del ensayo.

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la Tabla 5.6.30. Por su parte en la Tabla 5.6.31 se obtiene el coeficiente de seguridad de las fábricas frente a mecanismos de compresión.

Tabla 5.6.30: Resultados de los ensayos de gato plano realizados en el Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Fecha	Cód.	Comentarios	$A_{\text{mortero}}/A_{\text{piezas}}$	$E_{\text{sec, prom}}$ (MPa)	$v_{\text{prom}}$	$\sigma_{\text{servicio}}$ (MPa)	Límite elástico (MPa)	$\sigma_{\text{rotura}}$ (MPa)	$E/\sigma_k$
30-04-09	FJS-1	Iglesia (PªBª)	-	-	-	0.59	-	-	-
30-04-09	FJD-1	Iglesia (PªBª)	0.30	4,881.8	0.19	-	1.00	2.31	3,019.05
30-11-07	FJS-2	Claustro E, crujía S, muro central (PªBª)	-	-	-	0.55	-	-	-
30-11-07	FJD-2	Claustro E, crujía S, muro central (PªBª)	0.37	2,364.0	0.45	-	0.90	1.80	1,876.19
24-11-08	FJS-3	Claustro W, crujía W, muro central (PªBª)	-	-	-	1.07	-	-	-
25-11-08	FJD-3	Claustro W, crujía W, muro central (PªBª)	0.23	4,127.9	0.40	-	0.70	2.55	2,312.55
28-11-08	FJS-4	Claustro W, crujía N, muro central (PªBª)	-	-	-	0.57	-	-	-
28-11-08	FJD-4	Claustro W, crujía N, muro N (3ª Pl.)	0.43	1,789.1	0.30	-	0.60	1.56	1,638.37

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.31: Coeficiente de seguridad de las fábricas del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España) frente a mecanismos de compresión.

Localización	$\sigma_{servicio}$ (MPa)	$\sigma_{rotura}$ (MPa)	$\gamma = \frac{0.7 \cdot \sigma_{rotura}}{\sigma_{servicio}}$
Iglesia (P <sup>a</sup> B <sup>a</sup> )	0.59	2.31	2.74
Claustro E, crujía S, muro central (P <sup>a</sup> B <sup>a</sup> )	0.55	1.80	2.29
Claustro W, crujía W, muro central (P <sup>a</sup> B <sup>a</sup> )	1.07	2.55	1.67
Claustro W, crujía N, muro N (P <sup>a</sup> B <sup>a</sup> )	0.57	2.22 <sup>(1)</sup>	2.73
			<b>2.36</b>

<sup>(1)</sup> La tensión de rotura se ha tomado como el valor promedio de los valores obtenidos en otras mamposterías del inmueble.

Puede comprobarse como el **coeficiente de seguridad** existente en las fábricas del inmueble, frente a mecanismos de compresión, es de **2.36**.

#### 5.6.4.2.5 Mini-presurómetro Dil-1

El ensayo fue realizado, sobre una mampostería de piedra caliza asentada con mortero de cal, con fecha 04-12-2008, a nivel de planta baja, en el muro central de la crujía Oeste del claustro Oeste, del Seminario Mayor de Comillas (Cantabria, España).

Una vez ejecutada la perforación (Fig. 5.6.137) y montado el dispositivo de ensayo como se ha referido en el capítulo 3.4, “Materiales y procedimientos empleados en los ensayos con técnicas presurométricas”, se paso a introducir la sonda y a realizar el ensayo, presurizándola de forma creciente y registrando el volumen inyectado en la misma (Fig. 5.6.138).



Fig. 5.6.137: Instante tomado durante la perforación requerida para la introducción de la sonda mini-presurométrica (Dil-1).

Fig. 5.6.138: Instante tomado durante la ejecución del ensayo presurométrico.

En la Tabla 5.6.32 se relacionan los incrementos volumétricos obtenidos durante el ensayo para cada nivel de presión introducido. Igualmente, en la Fig. 5.6.139 se representa la curva de expansión obtenida tras 15”, 30” y 60” de introducir el nivel de presión correspondiente. A una presión de 8 Ba se produjo el reventón de la sonda (Fig. 5.6.140), anulando cualquier atisbo de resultado válido del ensayo (no esperado tampoco dada la reducida capacidad del equipo y la rigidez apreciable del muro).

Fue realizada una pausada inspección de la perforación mediante endoscopia, localizándose varias coqueras de tamaño apreciable existentes entre los mampuestos. Debido a la existencia de una de dichas coqueras (Fig. 5.6.141), la cobertura de goma de la sonda sufrió una dilatación diferencial, desembocando una vez alcanzada la tensión última del material, en la rotura de la misma.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

Tabla 5.6.32: Incrementos volumétricos obtenidos en el ensayo mini-presurométrico Dil-1.

Presión (Ba)	Incrementos de volumen (cm <sup>3</sup> )		
	15"	30"	60"
0	0	0	0
0.5	35	45	47.5
1	72.5	77.5	80
1.5	110	117.5	122.5
2	138	140	142
2.5	157.5	159	160
3	168	169	172
3.5	182.5	184	185
4	196	196	198
4.5	206	207.5	208
5	221	222	222.5
6	242.5	245	247.5
7	278	280	282.5
8	320	Revienta la Sonda	Revienta la Sonda

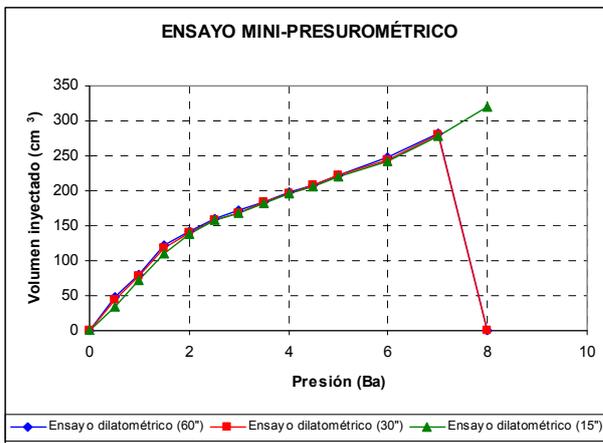
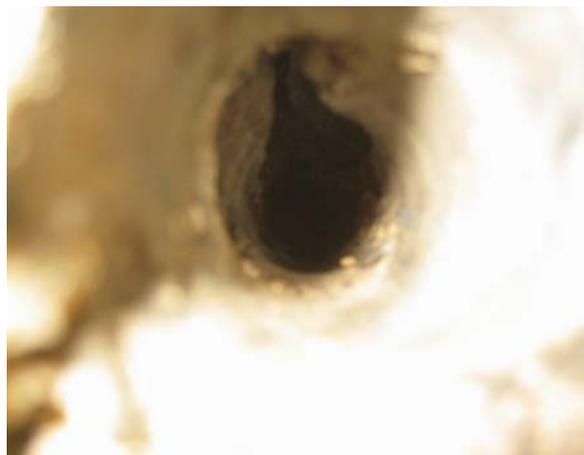


Fig. 5.6.139: Curva de expansión de la sonda presurométrica empleada en el ensayo Dil-1.

Fig. 5.6.140: Detalle de la rotura de la sonda.

Fig. 5.6.141: Detalle de la perforación realizada. Puede apreciarse la presencia de un defecto interno, de tamaño apreciable, que movilizó una deformación diferencial en la sonda, desencadenando a su rotura.



Al igual que se relacionó al tratar sobre las técnicas mini-presurométricas con motivo del muro de mampostería realizado en el Laboratorio, dado que la aplicación potencial de este dispositivo se centra en elementos lo suficientemente deformables como para poder plastificarlos, aplicándoles un nivel de presión inferior a los 24 Ba, y en concreto en rellenos internos de muros, la naturaleza

## **Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

inherente de los mismos se traduce en la existencia de un número importante de defectos internos, de dimensiones apreciables, dispersos en el volumen del muro.

Debido a estos defectos y a la escasa resistencia a tracción de la goma de cobertura, y frente a cortadura de los elementos plásticos de conexión de ésta con la sonda, si no se garantiza una transmisión uniforme de la presión introducida a las paredes de la perforación se produciría la rotura del dispositivo.

Por ello que, por una parte, en vista de la gran probabilidad que existe de intersectar un defecto, a lo largo de la profundidad de la perforación en el material de relleno que se pretende caracterizar y, por otra, debido a la reducidas prestaciones resistentes de la sonda, **se considera que el dispositivo mini-presurométrico empleado en la realización de los ensayos no es adecuado para el fin que se le pretende, desaconsejando al lector su empleo.**

### **5.6.4.3 Ensayos sónicos.**

La campaña desarrollada mediante técnicas sónicas fue realizada en colaboración con Aidico, en noviembre del 2007.

#### **5.6.4.3.1 Campaña de medidas ultrasónicas en pilastras de Claustro Este.**

En diferentes pilastras o machones del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas, se realizaron ensayos ultrasónicos directos, con una frecuencia de trabajo de 500 kHz, con la finalidad de obtener la velocidad de propagación de ondas mecánicas en el seno de dichos elementos de fábrica. Para ello se empleó equipo Panametrics 5058PR para la generación y recepción de pulsos ultrasónicos de alto voltaje, transductores de 500 kHz también de Panametrics, un osciloscopio Tektronics TDS3012, gel acoplante y portátil para análisis de datos.

En la Fig. 5.6.142, además de localizar los ensayos realizados, se detallan los resultados obtenidos para dicha velocidad de propagación.

A partir de un valor estimado de densidad de  $2.4 \text{ t/m}^3$ , se obtuvieron los módulos elásticos asociados a dichas velocidades (empleando las ecuaciones 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3) y, con posterioridad, se realizó un análisis estadístico, por orientaciones, de los valores obtenidos para dicha característica mecánica. Los valores alcanzados se presentan en la Tabla 5.6.33 siguiente.

Tabla 5.6.33: Valores obtenidos para el modulo de deformación en cada una de las orientaciones del claustro Este del Seminario Mayor de la Universidad Pontificia de Comillas.

Orientación	Modulo de deformación, E (GPa)	
	En la base de los machones	A 1.5 m de la base de los machones
Sur	$1.17 \pm 0.08$	$3.1 \pm 0.3$
Este	$3.1 \pm 0.3$	$2.3 \pm 0.5$
Norte	$3.7 \pm 0.6$	$1.2 \pm 0.3$
oeste	$2.98 \pm 0.02$	$1.5 \pm 0.4$

El resultado atípico obtenido en la base de Pilastras del claustro en la orientación Sur se entiende que podría estar relacionado con una disposición diferente del material que en el resto de las orientaciones. Podría tratarse de sillares girados o más pequeños de forma que, aunque el área de apoyo no cambie, implica atravesar más mortero de relleno, lo que explicaría el descenso de valores del módulo de deformación.

En el caso de los valores obtenidos a 1.5 m de altura, si que se obtienen valores más bajos en las orientaciones Norte y Oeste, donde parece que los efectos de degradación son más notables.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

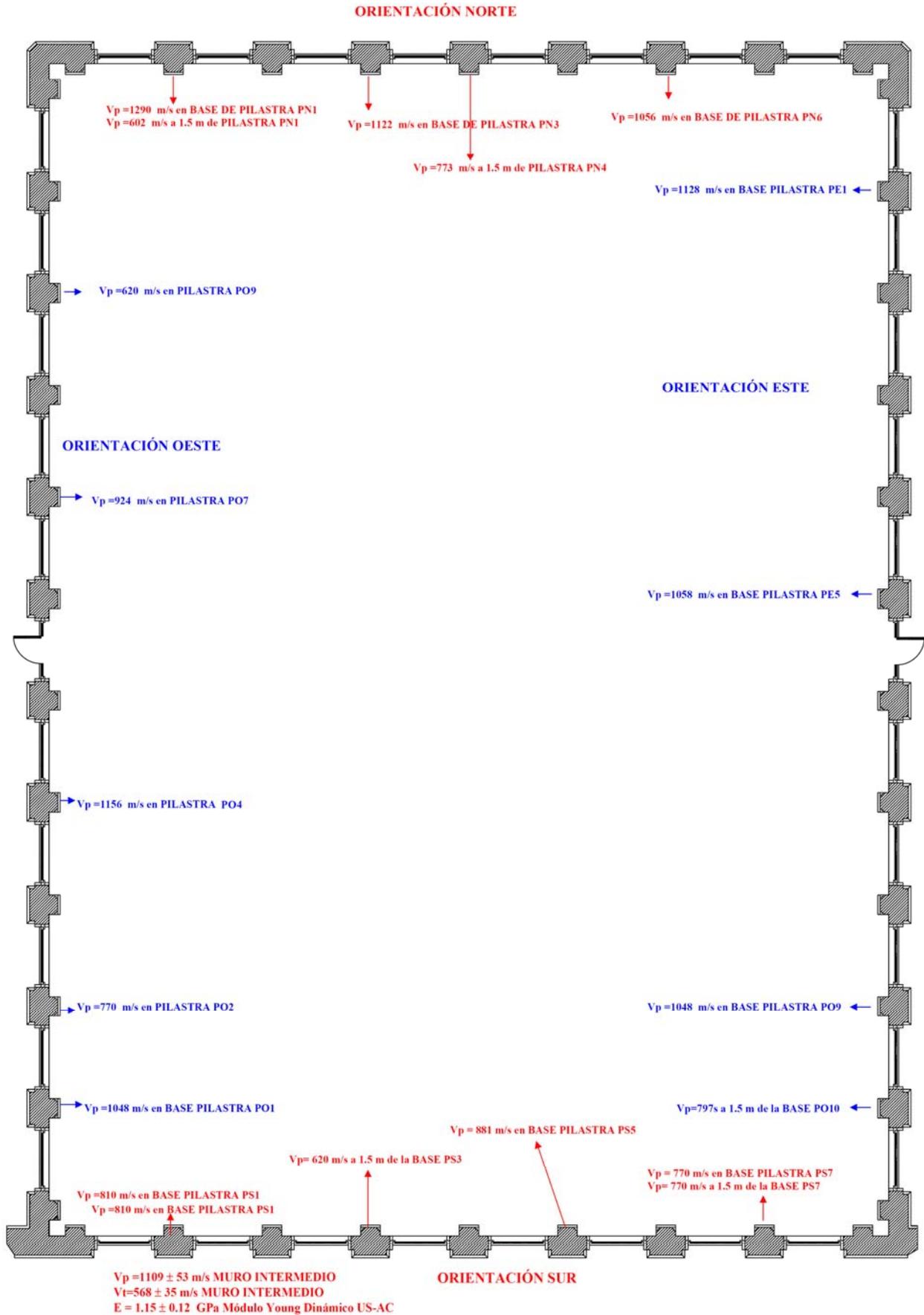


Fig. 5.6.142: Localización y resultados de los diferentes ensayos ultrasónicos directos realizados en el Claustro Este del Seminario Mayor (Comillas), (cortesía Aidico).

### **5.6.4.3.2 Detección hueco vertical continuo empotrado en el muro mediante la técnica “cross-hole sonic logging”.**

Con la finalidad de verificar la presencia de un hueco vertical existente (Fig. 5.6.143 y 5.6.144), empotrado en la crujía Sur del muro central de mampostería, en el claustro Este, fue desarrollada una campaña sónica, utilizando 7 sensores a cada lado de la pared, Fig. 5.6.145, y un martillo de impactos con el que se golpea en las 7 posiciones, enfrentadas a los sensores acelerométricos, de forma sucesiva.



Fig. 5.6.143 y 5.6.144: Hueco vertical existente empotrado en la crujía Sur del muro central de mampostería, en el claustro Este.

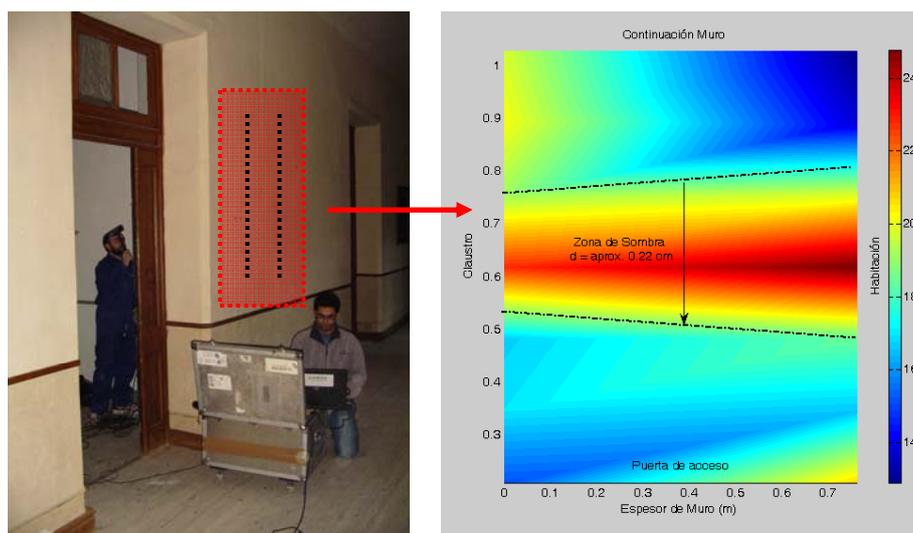


Fig. 5.6.145: Instante tomado durante la obtención de medidas para la detección de un hueco existente en el muro de mampostería (planta 1ª de la crujía Sur del claustro Este).

Fig. 5.6.146: Semi-tomografía computada para su detección (cortesía Aidico).

Como puede observarse en la Fig. 5.6.146, la tomografía obtenida no es completa ya que no se disponen de medidas en la dirección perpendicular al espesor de muro, imposibilitando la reconstrucción en esa dirección y la 180° inversa, correspondiente. No obstante, se ha producido la detección del hueco en la pared central.

### **5.6.4.3.3 Auscultación sónica y ultrasónica, a nivel de planta baja, del muro central de mampostería sito en la crujía Sur del claustro Este del Seminario Mayor (ST-1).**

Este epígrafe refiere la aplicación de las técnicas de propagación mediante ultrasonidos para la caracterización de las propiedades elásticas dinámicas de un elemento. Estas propiedades están relacionadas con el estado tenso-deformacional del elemento.

**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

El conocimiento de las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales, junto con el conocimiento de la densidad del material, permite estimar las constantes elásticas dinámicas (coeficiente de Poisson  $\nu$ , módulo de elasticidad  $E$  y módulo de rigidez  $G$ ).

A partir de las velocidades obtenidas en la campaña realizada en el muro intermedio de la crujía Sur, claustro Este, del Seminario Mayor de Comillas (Fig. 5.6.147) se obtuvieron los valores presentados en la Tabla 5.6.34.



Fig. 5.6.147: Fotografías tomadas durante el desarrollo del procedimiento de auscultación sónica y ultrasónica acometido en la mampostería componente del muro intermedio de la crujía Sur, de 70 cm de espesor, del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas (ST-1).

Las Fig. 5.6.147 (a) y (b) corresponden al método de transmisión del pulso ultrasónico, empleándose para ello el equipo BOVIAR CMS 547 que permite atravesar materiales altamente atenuantes. Por su parte, las Fig. 5.6.147 (c) y (d) ilustran la auscultación sónica con martillo instrumentado colocando a un lado los acelerómetros y por el otro lado impactando para adquirir la onda sónica que se va atenuando. La frecuencia de la onda que más persiste está relacionada con las características de la mampostería y con las dimensiones geométricas. Conociendo el espesor (0.7 metros en el caso que nos ocupa), es posible encontrar la velocidad de onda sónica que persiste en el tiempo y que caracteriza el muro. Esta velocidad de la onda sónica que menos se atenúa guarda relación con las constantes elásticas dinámicas del material.

Tabla 5.6.34: Constantes elásticas dinámicas,  $E$ ,  $G$  y  $\nu$ , obtenidas en el muro intermedio de la crujía Sur del claustro Este del Seminario Mayor de Comillas.

Densidad, $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$\nu^3$	$G^4$ (MPa)	$E^5$ (MPa)
2.4	1,109	568	0.322	774.30	2,047.55

$$^3 \nu = [2 \cdot (\frac{V_s}{V_p})^2 - 1] / [2 \cdot (\frac{V_s}{V_p})^2 - 2]$$

$$^4 G = V_s^2 \cdot \rho$$

$$^5 E = V_p^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)}$$

