



**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**

# 2

## ESTADO DEL ARTE

---

### 2.1 Marco general de las técnicas de reconocimiento in situ de estructuras de fábrica.

El punto crucial de los modelos constitutivos y los modelos de fallo en estructuras de fábrica es la evaluación experimental de sus parámetros mecánicos. El problema se vuelve más complejo en el caso de las fábricas existentes, dado que únicamente pueden ser llevados a cabo ensayos in situ no destructivos o ligeramente destructivos (Brencich et al. 2004).

Una posible clasificación de las diferentes técnicas de reconocimiento in situ aplicadas a estructuras de fábrica se basa en su intrusividad (Bosiljkov et al. 2008). De esta forma la división principal es:

- Ensayos no destructivos (NDT): Pueden ayudar en la localización de características ocultas, vacíos internos y características de la sección transversal del muro (Schuller et al. 1994, Valle et al. 1998, da Porto et al. 2003) que no podrían detectarse con otras técnicas a excepción de por vía destructiva. Sin embargo, los procedimientos no destructivos, en la mayor parte de los casos, sólo ofrecen resultados de tipo cualitativo.
- Ensayos ligeramente destructivos (MDT): La información obtenida mediante estas técnicas es necesaria para obtener parte de las características mecánicas necesarias para el análisis de construcciones históricas (modelos de cálculo), así como para validar el análisis en si mismo (Gregorczyk y Lourenço 2000; Lombillo et al. 2010).
- Ensayos destructivos (DT).

La aplicación de las **técnicas no destructivas (NDT)** en las estructuras de fábrica puede llegar a resultar frustrante debido a diversos factores como la existencia de diferentes tipologías de fábrica, la gran heterogeneidad de los materiales involucrados, la interpretación de los resultados de cada técnica a nivel individual y la armonización de los obtenidos mediante varias. Además, la mayor parte de dichas técnicas provienen de otros campos de investigación y precisan ser calibradas a la aplicación específica referida (Binda et al. 2008).

La solución de todos los problemas no puede ser obtenida mediante el empleo de una técnica de investigación aislada, para ello se requiere emplear diferentes técnicas complementarias (Bosiljkov et al. 2008). Además el técnico debería de ser capaz de interpretar los resultados y usarlos, al menos, como valores de comparación entre las diferentes partes de una misma estructura de fábrica.

A menudo tienen que aplicarse **ensayos ligeramente destructivos (MDT)** en puntos estratégicos de una estructura a fin de resolver los problemas más complejos. Éstos también pueden

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

emplearse para conseguir una buena aproximación de la resistencia a compresión o cortante, así como la obtención de la rigidez de las fábricas históricas. Este enfoque es inevitable para la evaluación precisa y exacta del comportamiento estructural del edificio (Bosiljkov et al. 2004).

Existen múltiples referencias sobre el marco general de las técnicas de reconocimiento in situ de estructuras de fábrica (Binda y Saisi 2009a, 2008d y 2002; Binda et al. 2003d y 2000; Floriano y Vidal 2008; Henriques 2002; McCann y Forde 2001; Popovics 2003; Rossi 1996; Rossi 1993a; Schueremans et al. 2002; Schuller 2003; Silva y Lourenço 1998; Van Rickstal et al. 2002; Yuste et al. 2007). A modo de resumen, en la Tabla 2.1 se propone y presenta una clasificación. Para cada técnica se alude el fundamento y los objetivos del ensayo, las ventajas e inconvenientes, así como una serie de referencias para profundizar en su conocimiento.

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

Tabla 2.1: Clasificación de técnicas no destructivas y ligeramente destructivas.

GRUPO	TÉCNICA	FUNDAMENTO	OBJETIVOS	VENTAJAS	INCONVENIENTES	Precisión (1-5)	Portabilidad/Manejo (1-5)	Especialización del operario (1-5)	Dificultad de interpretación (1-5)	Precio (Alto/Medio/Bajo)	Ámbito (Local/Global)	REFERENCIAS
<b>Gatos plano doble</b>	Ensayo a "compresión simple" de una probeta real de fábrica.	Características deformacionales estáticas. Estimación de la resistencia a compresión.	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo. Datos de entrada para modelos numéricos. En combinación con el simple puede valorarse el coeficiente de seguridad de la fábrica.	Supone realizar un pequeño daño reparable y un proceso de ensayo relativamente tedioso	5	4	4	4	A	L		
<b>Resistencia al corte de la junta de mortero de fábricas ("shove test" o "push test").</b>	Ensayo a "corte", bajo diferentes niveles de carga vertical, de una probeta real de fábrica	Índice de la resistencia in situ a corte en las juntas horizontales de fábricas sin reforzar. Relación $\zeta$ - $\sigma$ .	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo. Datos de entrada para modelos numéricos.	Supone realizar un pequeño daño reparable y un proceso de ensayo tedioso	4	4	4	4	A	L		
<b>Hole drilling</b>	Tensiones residuales.	Nivel tensional (calibración de modelos numéricos).	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo, útil en la fase de calibración de modelos numéricos. Posibilidad de obtención de estados a tracción.	Necesidad de conocer las características de deformabilidad del punto de ensayo de cara a poder estimar el nivel tensional con cierto rigor. Requiere ensayos complementarios.	2-5	4	5	5	A	L		
<b>FreD</b>	Liberación de tensiones y ensayo a "compresión simple" de una probeta real de fábrica.	Nivel tensional en servicio. Identificación de las características deformacionales estáticas. Estimación de la deformación en rotura.	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo. Datos de entrada para modelos numéricos y útil para su calibración. Valoración del coeficiente de seguridad de la fábrica.	Supone realizar mayor daño y un proceso de ensayo tedioso. A priori solo parece útil en estructuras de fábrica de ladrillo	4	3	4	4	A	L		
<b>Ensayo UIC</b>	Rotura a compresión de un testigo (D150mm) extraído de la fábrica conteniendo ladrillo y mortero	Estimación de la resistencia a compresión y características deformacionales estáticas.	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo. Datos de entrada para modelos numéricos.	Supone realizar mayor daño. La muestra puede dañarse durante el proceso de extracción. A priori solo parece útil en el caso de empleo de morteros de cierta resistencia y fábricas de ladrillo. El ensayo parece estimar a la baja la resistencia a compresión.	3	5	3	3	M	L		
<b>Presurómetro o dilatómetro de fábricas</b>	Registro de la presión suministrada y del incremento de volumen generado. La sonda ejerce una tensión radial conocida contra el material que la rodea.	Módulo presiométrico y estimación de la resistencia a rotura	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo. Datos de entrada para modelos numéricos. Complementa el ensayo de gato plano doble en el caso de núcleos internos entre dos hojas de fábrica externas.	En función del dilatómetro empleado el daño es más o menos importante. Igualmente, suele requerirse plastificar localmente la fábrica circunstancia que requiere disponer de dispositivos de capacidad importante.	3	5	4	4	M	L		



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

GRUPO	TÉCNICA	FUNDAMENTO	OBJETIVOS	VENTAJAS	INCONVENIENTES	Precisión (1-5)	Portabilidad/Manejo (1-5)	Especialización del operario (1-5)	Dificultad de interpretación (1-5)	Precio (Alto/Medio/Bajo)	Ámbito (Local/Global)	REFERENCIAS	
													Técnicas aplicadas a la caracterización de morteros
<b>Impacto mediante esfera</b>	Energía absorbida en un impacto sobre el material	Orden de magnitud de la calidad del material	Ensayo rápido, simple y de coste reducido	Ofrece una indicación cualitativa de la calidad del material. Requiere de correlaciones previas.	2	5	2	2	B	L	Magalhães et al. 2006; Magalhães et al. 2008; Veiga y Carvalho 2000		
<b>Esclerometría de morteros.</b>	Energía absorbida en un impacto sobre el material	Orden de magnitud de la calidad del material	Ensayo rápido, simple y de coste reducido	Valores indicativos de la calidad del mortero. Requiere de correlaciones previas.	2	5	2	3	B	L	Tavares et al. 2008; Tavares y Veiga 2007		
<b>Resistencia al arrancamiento, "pull-out test" o "helix test"</b>	Fuerza necesaria para el arrancamiento de un útil introducido en una junta de mortero de la fábrica	Proporciona la resistencia al arrancamiento del mortero. Orden de magnitud de la calidad del material.	Ensayo rápido, simple y de coste reducido	Ofrece una indicación cualitativa de la calidad del material. Requiere de correlaciones previas.	3	5	2	1	B	L	de Vekey y Sassu 1997a; Indirli et al. 2006; Tavares et al. 2008		
<b>"Bond test method"</b>	Aplicación de carga excéntrica	Proporciona una estimación de la resistencia a flexión de la junta de mortero.	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo.	Proceso de ensayo tedioso.	3	4	4	3	B	L	Adams y Hobbs 1994; Garston 1991; Khalaf 2005; Suter et al. 1996		
<b>Resistencia a la perforación</b>	<b>Microdrilling</b>	Correlaciona la resistencia al avance con la resistencia mecánica.	Orden de magnitud de la calidad del mortero.	Ensayo rápido y simple. Mayor coste.	Valores indicativos de la calidad del mortero. Requiere de correlaciones previas.	3	4	4	3	M	L	Exadaktylos et al. 2000; Delgado y Costa 2004; Delgado et al. 2002; Fratini et al. 2006; Tiano 2000; Tiano y Viggiano 2000; Tiano et al. 2000; Tiano et al. 2000a; del Monte y Vignoli 2008	
	<b>PNT-G.</b>	Correlacionar la resistencia del mortero de cal con la energía necesaria para realizar la perforación	Orden de magnitud de calidad del mortero.	Ensayo rápido y simple. Mayor coste.	Valores indicativos de la calidad del mortero. Requiere de correlaciones previas.	3	5	2	3	M	L	de Vekey y Sassu 1997a; Gucci y Sassu 2002; Gucci et al. 1997; Gucci y Barsotti 1995; Gucci y Moretti 1989; Sassu 1998	
<b>Ensayo de Resistencia a compresión o "confinement method"</b>	Ensayo a compresión de una porción de mortero confinada entre dos volúmenes de material cementicio de mayor rigidez	Resistencia a compresión del mortero y, si la muestra es suficientemente extensa, características de deformabilidad del mortero.	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo.	Necesaria la obtención de muestras. Ensayo tedioso dada la fragilidad de los morteros a ensayar	4	5	3	2	B	L	Magalhães y Veiga 2009; Magalhães et al. 2008		
Técnicas de inspección visual o endoscopia	<b>Endoscopios rígidos o baroscopios; Endoscopios flexibles; Videoendoscopia</b>	Visualización del aspecto interno de una perforación	Tamaño de defectos, observar cavidades, composición de las hojas de un muro; etc.	Posibilidad de "observar y registrar" lo que no se ve. Detección preventiva.	Aunque existe una amplia gama de equipos y precios, los adecuados en calidad y prestaciones tienen un precio elevado. En el uso habitual del equipo es posible el daño o la pérdida de las cabezas de visión	5	4	4	3	A	L	Alavalkama et al. 1993 (eds.); Bosiljkov et al. 2008; Concu y de Nicolo 2009; Diez 2007; Indirli et al. 2006; Palieraki et al. 2008; Vintzileou et al. 2004	

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

GRUPO	TÉCNICA		FUNDAMENTO	OBJETIVOS	VENTAJAS	INCONVENIENTES	Precisión (1-5)	Portabilidad/Manejo (1-5)	Especialización del operario (1-5)	Dificultad de interpretación (1-5)	Precio (Alto/Medio/Bajo)	Ámbito (Local/Global)	REFERENCIAS
Técnicas basadas en la propagación de ondas	Acústicas	Ensayo directo ultrasónico	Medida del tiempo de propagación de la onda ultrasónica. No son adecuados para evaluar materiales muy heterogéneos.	Estimación, mediante correlaciones, de propiedades físicas (densidad) y mecánicas. Rangos de velocidades relacionados con la calidad del material.	Ensayo rápido y de empleo relativamente fácil	Da un orden de magnitud cualitativo de la calidad de la fábrica y de ciertas propiedades mecánicas. Dificil interpretación de los resultados.	3	4	4	5	A	L/G	Abbaneo et al. 1996; Abbaneo et al. 1995; Arosio et al. 2009; Berra et al. 1992; Binda et al. 2009; Binda et al. 2008; Binda 2003; Binda et al. 2003d; Binda et al. 2003e; Binda et al. 1999c; Bosiljkov et al. 2008; Colla et al. 1997; Concu y de Nicolò 2009; Concu et al. 2003; de Fino et al. 2009; Indirli et al. 2006; Modena et al. 2002; Lombillo et al. 2009; Lombillo y Villegas 2007; RILEM MS.D.1 1996; Sadri 2003; Valluzzi et al. 2009; Valluzzi et al. 2003; Valluzzi et al. 2009a
		Ensayo directo sónico	Medida del tiempo de propagación de la onda ultrasónica. Más adecuado para evaluar materiales heterogéneos.	Calificar la fábrica, detectar la presencia de vacíos y defectos, controlar la eficacia de una inyección, etc.	Ensayo rápido y de empleo relativamente fácil	Da un orden de magnitud cualitativo de la calidad de la fábrica y de ciertas propiedades mecánicas. Dificil interpretación de los resultados.	3	4	3	5	A	L/G	
		Impacto eco	Reflexiones de la onda acústica, sónica o ultrasónica, en interfases con diferente impedancia acústica.	Calificar la fábrica, detectar la presencia de interfases, vacíos y defectos, etc.	Ensayo rápido y de empleo relativamente fácil. Puede llegar a cuantificar geometrías y localizar defectología con cierta precisión.	Conlleva una complejidad importante de interpretación de los resultados.	3	4	4	5	A	L	
		Emisión acústica	Detección de ondas de energía transitoria emitidas por un material como consecuencia de la redistribución de tensiones	Evaluación de daño en fábricas, monitorización de la evolución del daño presente en fábricas	Ensayo rápido	Dificultad de interpretación. Permite evaluar el nivel de daño presente en la estructura.	4	3	5	5	A	L	
	Electromagnéticas	Termografía Infrarroja	Visualización de las radiaciones infrarrojas del espectro electromagnético invisibles al ojo humano.	Localización de humedades identificación de estructuras ocultas, localización de huecos cegados, identificación de grietas, etc.	No implica contacto físico. Ensayo rápido.	Ofrece resultados muy visuales y, en general, de fácil interpretación.	4	5	4	3	A	L/G	Clark et al. 2003; Clark et al. 2002; Grinzato et al. 2002; Maierhofer y Röhl 2009; Maierhofer et al. 2005; Maldague 1993; Martin et al. 2004; Tavukcuoglu et al. 2005
		Técnicas radar, georadar o "Ground Penetrating Radar" (GPR)	Basada en el estudio de las reflexiones de las ondas electromagnéticas de alta frecuencia. Los impulsos emitidos se reflejan entre las interfases de materiales con propiedades dieléctricas diferentes.	Localizar la posición de grandes vacíos e inclusiones de materiales diferentes como acero, madera, etc., identificar el estado de conservación o daño de estructuras, definir la presencia y nivel de humedad, etc.	Ensayo rápido y de empleo relativamente fácil. Puede llegar a cuantificar geometrías y localizar defectología con cierta precisión.	Dificultad importante en la elaboración e interpretación de los datos.	3	3	4	5	A	L/G	Arosio et al. 2009; Barilaro et al. 2007; Binda et al. 2005; Binda et al. 2003e; Binda et al. 1999b; Binda et al. 1998b; Bosiljkov et al. 2008; Clark et al. 2003a; Colla et al. 1997; Diamantini et al. 2008; Fernandes y Lourenço 2007; Garcia et al. 2007; González-Drigo et al. 2008; Hamrouche et al. 2009; Hugenschmidt 2002; Lualdi et al. 2003; Macchi 2000; Maierhofer y Wöstmann 2003; Maierhofer y Wöstmann 1998; Maierhofer y Leipold 2001; Mateo 2008; Mecatti et al. 2003; Palieraki et al. 2008; Perez-Gracia et al. 2009; Pérez-Gracia 2009a; Perez-Gracia et al. 2008; Ranalli et al. 2004; Topczewski et al. 2006; Vintzileou et al. 2004
		Técnicas geoelectricas	Resistividad eléctrica	Detectar huecos y defectos, control de procesos de inyección, etc.	Puede llegar a cuantificar geometrías y localizar defectología con cierta precisión.	Implica la realización de perforaciones	3	2	4	5	A	L/G	Keersmaekers et al. 2004; Schueremans 2009; Van Rickstal et al. 2008; Van Rickstal et al. 2003

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

GRUPO	TÉCNICA	FUNDAMENTO	OBJETIVOS	VENTAJAS	INCONVENIENTES	Precisión (1-5)	Portabilidad/Manejo (1-5)	Especialización del operario (1-5)	Dificultad de interpretación (1-5)	Precio (Alto/Medio/Bajo)	Ambiente (Local/Global)	REFERENCIAS
						4	4	4	3		L/G	
	<b>Técnicas tomográficas.</b>	Técnica computacional que utiliza un método iterativo para el procesamiento de una gran cantidad de datos. La tomografía reproduce la estructura interna de un objeto a partir de medidas (acústicas, radar, etc.) recogidas desde su superficie externa.	Mapas de distribución de una propiedad física en el interior de la fábrica. Permite zonificar la fábrica desde un punto de vista de su calidad, detectar la presencia de vacíos y defectos, etc.	Información completa del elemento/Localiza con precisión huecos, defectos	Difícil localizar cavidades de tamaño reducido	4	4	4	3		L/G	Binda et al. 2003a; Cardarelli 2005; Cardarelli y de Nardis 2001; da Porto et al. 2003; Macchi 2000; Marchisio et al. 2003; Rodríguez et al. 2008; Saisi et al. 2001; Valle et al. 1998; Valle et al. 1998a; Valle et al. 1998; Zanzi 2001a; Zanzi et al. 2001
	<b>Caracterización dinámica</b>	Obtención de las frecuencias principales	Evaluar las características dinámicas de estructuras de fábrica	Resultados cuantitativos aplicables directamente al cálculo. Utilidad en la calibración de modelos numéricos.	Ensayo relativamente complejo y en general de duración importante.	5	4	4	5	A	G	Balduzzi et al. 2006; Binda et al. 2000a; Binda et al. 2000b; da Silva et al. 2009; Gallino et al. 2009; Gentile et al. 2008; Gentile y Saisi 2007; Gentile et al. 1998; Ivorra et al. 2009; Ivorra y Pallarés 2006; Modena et al. 1997; Modena y Rossi 1992; Peña et al. 2006; Pineda y Sáez 2009; Ramos et al. 2007; Ramos et al. 2006; Ramos et al. 2006a; Ramos et al. 2005; Ramos y Lourenço 2005a; Roca 2007
	<b>Monitorización</b>	Control de la evolución en el tiempo de una determinada propiedad	Conocimiento de la evolución temporal de los movimientos de la estructura, de la temperatura, etc.	Resultados cuantitativos aplicables en la fase de calibración de modelos numéricos. Permiten establecer criterios de seguridad de uso.	Necesidad de duración muy importante para poder establecer conclusiones significativas.	5	4	4	4	A	G	Albert et al. 2009; Albert et al. 2009a; Anzani et al. 2008; Marcos y San Mateos 2007; Oliveira et al. 2005; Ramos et al. 2007; Ramos y Lourenço 2005a; Roca 2009; Roca et al. 2001; Yuste y Albert 2008

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

El análisis estructural permite identificar los mecanismos resistentes del edificio, predecir el comportamiento ante las solicitaciones actuantes (incluidas las derivadas del proceso de intervención) y estimar su nivel de seguridad. Sin embargo, el adecuado conocimiento del material (la fábrica) y de su particular comportamiento condiciona el método y resultado del análisis a realizar. Los estudios realizados (Lourenço et al. 2007; Roca y Lodos 2001a; Casati 2005; Casinello 2006) indican que las técnicas de cálculo disponibles requieren un mayor conocimiento de los materiales con que están construidos estos edificios.

El comportamiento mecánico de la fábrica, como material compuesto, es complejo y tiene como característica fundamental su baja resistencia a tracción. A esto se suma que la fábrica conforma elementos estructurales muy variados: muros de carga compuestos por dos o más hojas de mampostería y rellenos con “hormigón” en masa y/o cascotes, pilas macizas o rellenas con cascotes, arcos, bóvedas cuyos senos tienen análogos rellenos, etc. Todo ello da una idea de la dificultad para obtener datos precisos de las propiedades mecánicas de la fábrica, como material compuesto, que con frecuencia varían de una zona a otra dentro del mismo elemento estructural.

Casati (2005) y Casati y Gálvez (2009), presentan el estudio realizado mediante un análisis de sensibilidad del comportamiento de la estructura, para mostrar cómo pueden afectar las propiedades de la fábrica al comportamiento estructural de la construcción. Para ello se refieren al caso particular de la Catedral de León (España). El nivel de análisis fue el de comportamiento global de la sección transversal. En dichas referencias aluden a que hay un gran vacío bibliográfico sobre ensayos mecánicos en fábrica antigua, tanto in situ como en laboratorio, y que no hay normativa que proporcione datos precisos sobre las propiedades mecánicas de la fábrica antigua.

El análisis de sensibilidad permitirá identificar los factores que más afectan al comportamiento de la estructura y ayudará a optimizar los recursos disponibles para la experimentación y la auscultación. Como variables de cálculo tomaron el módulo de deformación de la fábrica, las condiciones de apoyo de pilares y botareles, las deformaciones transversales de la directriz de los pilares y la variabilidad de las cargas actuantes sobre la estructura (peso propio, viento, nieve y temperatura).

Los resultados obtenidos destacaron, como no podía ser de otra forma, la importancia que tiene el evaluar correctamente el módulo de deformación de la fábrica en los movimientos de la estructura bajo las acciones estudiadas. La incorrecta evaluación de la deformabilidad de la estructura puede sobrevalorar o minusvalorar los desplazamientos de la estructura y, como el colapso previsible es por pérdida de forma, conducir a estimaciones de la seguridad erróneas. Concluyeron que:

- La evaluación de las propiedades mecánicas de la fábrica es primordial para evaluar su seguridad y posible evolución bajo las acciones o intervenciones de reparación y conservación.
- Dado el bajo nivel tensional de las estructuras de fábrica, es preponderante conocer la deformabilidad frente a la resistencia o la densidad, salvo que hubiese un alto deterioro de la piedra.
- El módulo de deformación de la fábrica es imprescindible para estimar adecuadamente los movimientos de la estructura, y, por tanto, la posible pérdida de forma de la misma y posterior colapso.

Por su parte en la Tabla 2.2 se relacionan, para un total de 23 construcciones singulares objeto de intervención, las principales técnicas aplicadas en los mismos. Puede comprobarse como la técnica de gatos planos ha sido aplicada en 17 casos (74% de las intervenciones), circunstancia que redundará en la importante información que proporciona dicha metodología desde el punto de vista de la caracterización mecánica de componentes de fábrica. Por su parte también puede comprobarse, aunque en menor intensidad, la aplicación de las técnicas de hole drilling y la de dilatometría de fábricas, circunstancia que refuerza su novedad.

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

Tabla 2.2: Técnicas MDTs / NDTs aplicadas a varios edificios singulares objeto de intervención.

Nº	Construcción	Ciudad, País	Año referencia en bibliografía	MDTs/NDTs aplicados									
				Gato plano	Hole Drilling	Dilatometría	Endoscopia	Sónicos / Ultrasonicos	Impacto Eco	Radar	Geoelectrica	Microsismica	Termografía
1	Basílica de San Marcos	Venecia, Italia	1993	X			X	X		X			
2	Torre de Pisa	Pisa, Italia	2000	X		X	X	X		X			X
3	Torrazzo de Cremona	Cremona, Italia	2000	X			X						
4	Torre de Monza	Monza, Italia	2000	X				X					
5	Catedral de Noto	Noto, Italia	2003	X			X	X		X			
6	Monasterio e Iglesia de Santa María	Salzedas, Portugal	2001	X			X						
7	Castillo de Pisece	Pisece, Eslovenia	2003	X			X	X	X	X	X	X	
8	Castillo de Veltrusy	Praga, Rep. Checa	2003				X			X		X	
9	Iglesia de S. Nicolo l'Arena	Catania, Italia	2003	X			X	X		X			
10	Construcciones en Campi y Castellucio	Umbria, Italia	2003	X				X					
11	Museo Altes	Berlín , Alemania	2004	X	X			X	X	X	X	X	
12	Wartburg	Eisenach, Alemania	2004							X	X	X	X
13	Palacio de Bottagisio	Verona, Italia	2004	X				X			X	X	
14	Iglesia de S. Alessandro	Lucca, Italia	2004					X	X	X	X		
15	Castillo de Avio	Avio, Italia	2004	X				X		X		X	
16	Colegiata de Toro	Toro, España	2004	X	X								
17	Iglesia de Turégano	Turégano, España	2004	X	X								
18	Villa Litta	Milán., Italia	2004										X
19	Castillo de Marchesale	San Giuliano di Puglia, Italia	2006	X			X	X					
20	Monasterio Cartusiano de Zice	Zice, Eslovenia	2008				X			X			
21	Viviendas rurales de piedra	Posočje, Eslovenia	2008				X						
22	Palacio Sardi	Sulmona, Italia	2009	X				X					
23	Iglesia de Santa María	Oristano, Italia	2009	X			X	X					
<b>23</b>				<b>17</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>3</b>	<b>11</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>3</b>

En resumen, por un lado, en base a las referencias aludidas en el capítulo introductorio y en el que actualmente nos ocupa (Binda et al. 2008; Binda y Saisi 2001b; Binda 1998; Bosiljkov et al. 2004; Gregorczyk y Lourenço 2000; Roca 2007), encaminadas todas ellas a justificar la necesidad de obtener las características mecánicas in situ de las fábricas para alimentar los modelos matemáticos empleados habitualmente para el análisis de construcciones históricas, así como los niveles tensionales en servicio para calibrar dichos modelos de cálculo; y por otro, dada la gran importancia manifestada (Casati y Gálvez 2009; Casati 2005) de conocer las propiedades relacionadas con la deformabilidad de la fábrica; en lo que sigue, **se pasa a desarrollar las técnicas relacionadas con aspectos tensionales / mecánicos**, encaminadas a obtener in situ dichos parámetros, dado que buena parte de ellas son objeto de la campaña experimental desarrollada en esta tesis doctoral.

### **2.1.1 Situación actual en España de las técnicas ligeramente destructivas (MDT) utilizadas para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido.**

Como ya se ha referido con anterioridad, pese a que en determinados países extranjeros la aplicación de estas técnicas desde un punto de industrial, no a nivel puramente de investigación, es relativamente frecuente (un buen ejemplo es Italia), en España no son lo suficientemente “conocidas” y por ende su aplicación se reduce, en la gran mayoría de los casos, más al campo de la investigación que a una aplicación industrial de las mismas. Por ello que uno de los objetivos de la tesis se vincula con la realización de un sondeo, a nivel nacional, para conocer el impacto en el mercado de la rehabilitación de determinadas técnicas relacionadas con la caracterización mecánica de estructuras de fábrica (no todas de las existentes en la Tabla 2.1 anterior), y en consecuencia a tomar el pulso de la extensión de la aplicación de dichas metodologías en el mercado nacional.

Para obtener dicho objetivo se trató de establecer contacto con los potenciales usuarios de dicha tecnología, enviándoles por correo electrónico, en dos ocasiones, una encuesta, la cuál se adjunta en el Anexo 1. Se estima que el número de contactos ascendió a 200 profesionales, todos ellos trabajando en relación con el sector de la Edificación, en general, y con la Rehabilitación del Patrimonio Construido en particular. En este sentido, fueron contactados, a nivel nacional:

- Profesores e Investigadores universitarios, Investigadores y Técnicos de Institutos y Centros Tecnológicos.
- Técnicos de las empresas inscritas en ARESPA - Asociación Española de Empresas de Restauración del Patrimonio Histórico. Técnicos de grandes constructoras. Arquitectos e Ingenieros independientes. Laboratorios de Control de Calidad.
- Técnicos de Organismos y Asociaciones Tecnológicas (CEDEX, CSIC-IETcc, PTEC - Plataforma Tecnológica Español de la Construcción, etc.).
- Técnicos de Fundaciones que desarrollan su actividad en relación con la Rehabilitación del Patrimonio Construido (Fundación S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> La Real, Fundación S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> de Vitoria, etc.).

Como era esperado, el número respuestas, sobre el total referido, fue del orden del 10%.

Para facilitar la consulta de la información recibida en las dos páginas siguientes (Fig. 2.1-Fig. 2.8) se resume para los ensayos de gato plano simple y doble, la técnica hole drilling y la dilatometría de fábricas, el número de entidades que trabajan con esas técnicas en España, presentando la información por Comunidades Autónomas, y un orden del número de ensayos realizados, circunscribiendo dicha información a nivel provincial.

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

Fig. 2.1 y 2.2: Estado actual de la técnica de gato plano simple en España

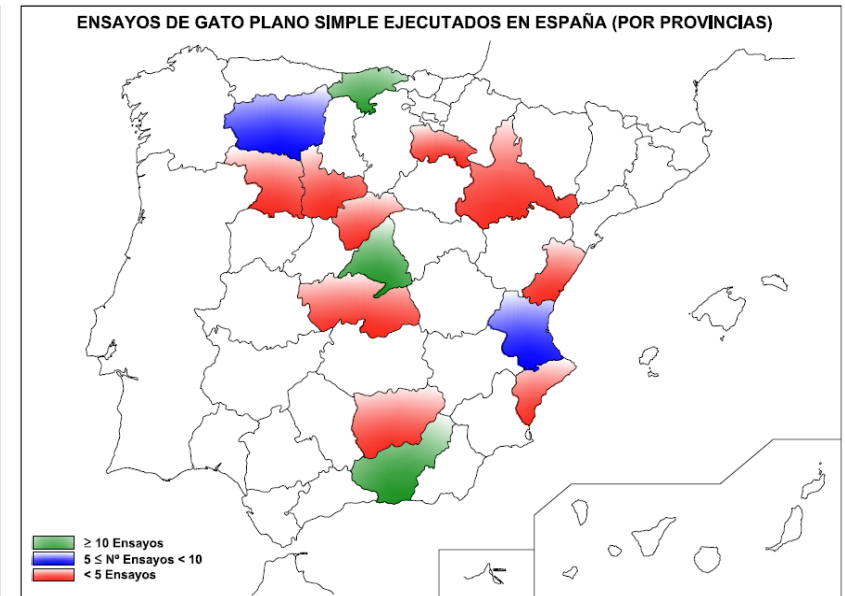
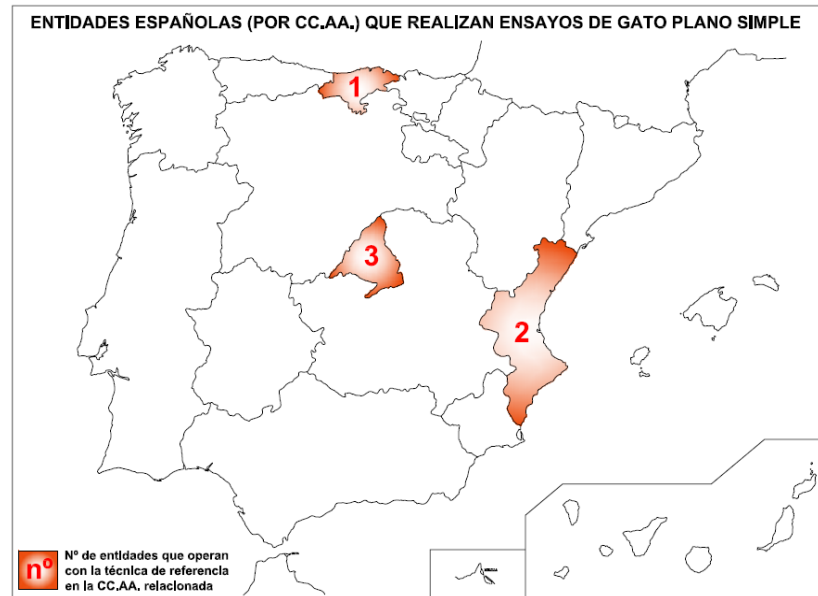
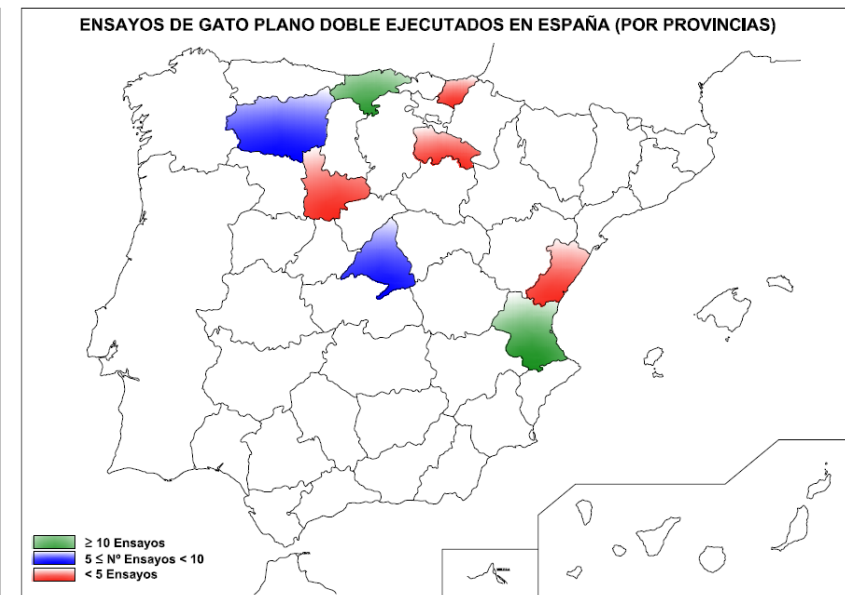
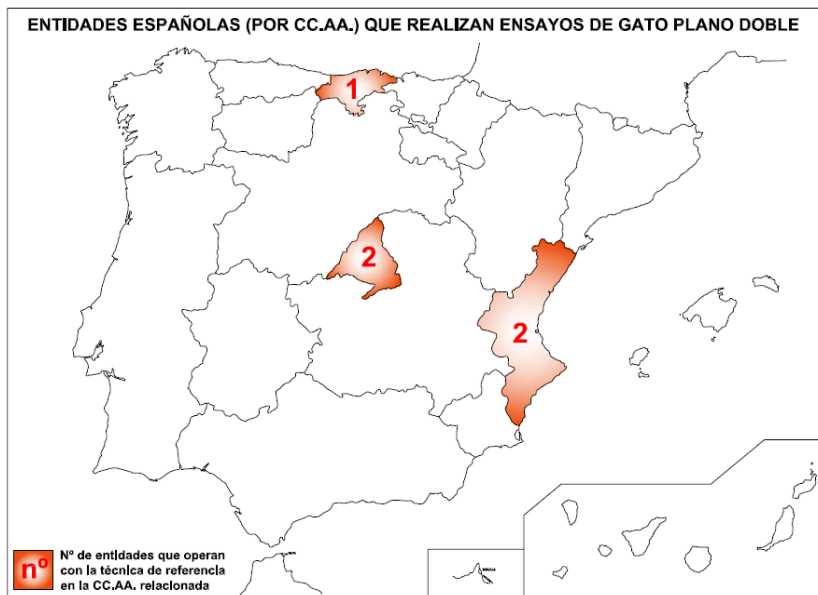


Fig. 2.3 y 2.4: Estado actual de la técnica de gato plano doble en España



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

Fig. 2.5 y 2.6: Estado actual de la técnica hole drilling en España

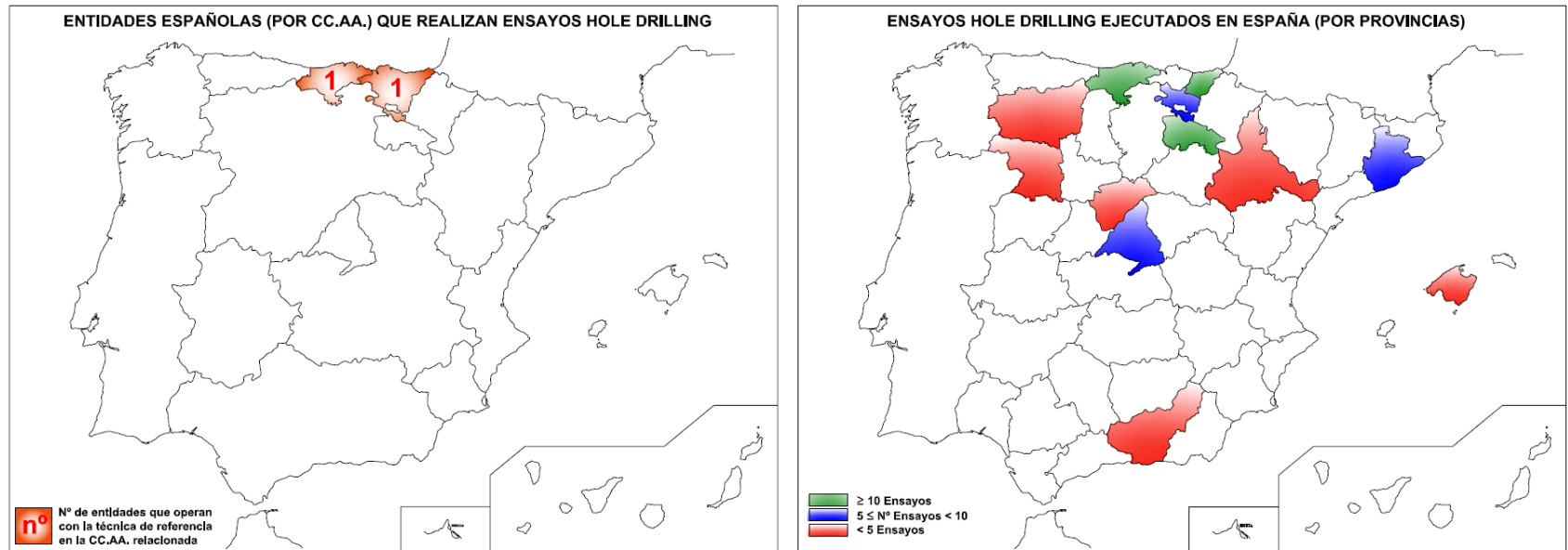
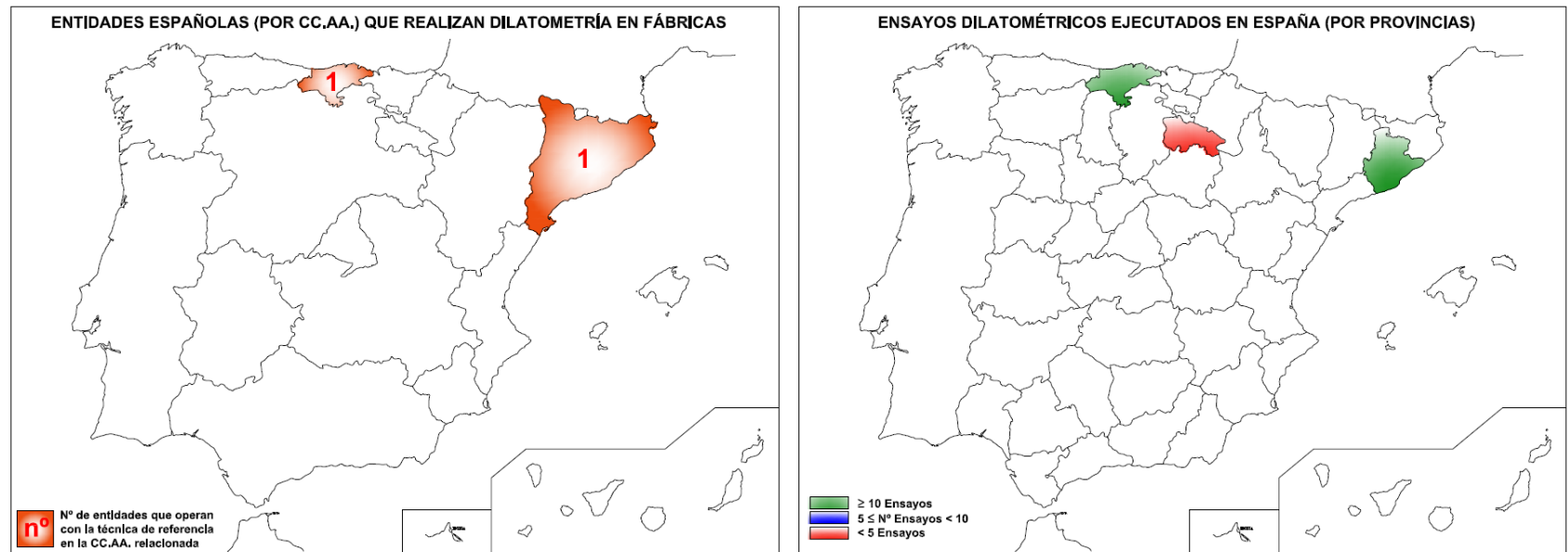


Fig. 2.7 y 2.8: Estado actual de la dilatometría de fábricas en España





## **2.2 Técnicas basadas en aspectos tensionales.**

### **2.2.1 Gatos planos**

El ensayo de gatos planos es un método directo e in situ que requiere solamente la remoción de una porción de mortero de las juntas, por lo tanto, puede ser considerado un ensayo no destructivo (NDT) porque el daño es temporal y fácilmente reparable después de llevar a cabo el ensayo. A este respecto cabría clasificar el ensayo más que como un NDT puro como un ensayo ligeramente destructivo (MDT).

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

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

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

En la Tabla 2.3 se refieren los principales hitos cronológicos relacionados con la técnica de gatos planos. Para cada hito se detalla el año, el país donde acaeció y una pequeña descripción relacionada. Igualmente, para diferenciarlos, se han sombreado aquellos relacionados con la ejecución de ensayos de calibración para tratar de obtener la fidelidad de dicha metodología, tanto en su modalidad de gato plano simple, como doble.

En lo que sigue se pasa a relatar cada uno de los hitos referidos, así como otra serie de información complementaria relacionada con el desarrollo de la técnica de gatos planos.

#### **2.2.1.1 Nacimiento de la técnica**

Esta técnica fue puesta a punto en el ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture) en 1979.

El primer documento, dentro de la bibliografía consultada, en el que por primera vez aparece expuesta la técnica de gato plano, tanto en su modalidad simple como doble, es en Rossi (1980).

El ensayo de gatos planos proviene del campo de la mecánica de las rocas (Barla y Rossi 1983; International Society for Rock Mechanics 1987).

A principios de los años 1980's, el investigador italiano Paolo Rossi, adaptó la técnica para poderla emplear en fábricas (Rossi 1982; Rossi 1982a; Rossi et al. 1982b; Binda et al. 1983; Rossi 1985; Rossi 1987), Fig. 2.9 y 2.10.



Fig. 2.9: 1ª Fase del ensayo, gato plano simple (Rossi 1982a).

Fig. 2.10: 2ª Fase del ensayo, gato plano doble sobre una fábrica de ladrillo del s. XIII (Rossi 1982a).

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

Tabla 2.3: Cronograma de los principales hitos de la técnica de gatos planos.

<b>1979</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Nacimiento</b> de la técnica en el ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture)
<b>1980</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Primer documento</b> , dentro de la bibliografía consultada, en el que aparece expuesta la técnica de gato plano, tanto en su modalidad simple como doble: Rossi (1980)
<b>1981</b>	<b>ITALIA</b> - Ensayo de gato plano en el Palazzo della Ragione, Milán. Probablemente el <b>primer caso de aplicación in situ</b> de la técnica de gato plano en patrimonio: Rossi (1982 <sup>a</sup> ; 1985), Rossi et al. 1982b
<b>1982</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Ensayo de calibración, en laboratorio, sobre un muro de ladrillo</b> : Rossi (1982a) y Rossi et al. (1982b)
<b>1985</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Ensayos de calibración</b> , en laboratorio, de la técnica de gatos planos, simple y doble, sobre fábricas de ladrillo: Rossi (1985)
<b>1985</b>	<b>ITALIA</b> - <b>1ª ocasión</b> que se cita en la bibliografía consultada la ejecución in situ de ensayos en <b>fábrica de piedra</b> (Iglesia de Madonna del Prato, Gubbio): Rossi (1985 y 1988)
<b>1987</b>	<b>ITALIA</b> - Hasta agosto de 1987 <b>más de 30 monumentos históricos</b> habían sido <b>estudiados</b> por medio de esta técnica (Rossi 1988)
<b>1988</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Ensayos de calibración de fábricas de ladrillo</b> en laboratorio en diferentes condiciones de ensayo, entre ellas se realizaron ensayos sobre fábricas de ladrillo con carga excéntrica: Rossi (1988)
<b>1988</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Ensayos de calibración de fábricas de piedra arenisca</b> en laboratorio: Rossi (1988)
<b>1988</b>	<b>ITALIA</b> - Ensayos de gatos planos en el <b>Templo de Rómulo, Foro Romano, Roma</b> : Rossi (1988), Frassoni y Rossi (1988), Blasi y Rossi (1988)
<b>1989</b>	<b>EEUU</b> - <b>Ensayos de calibración en laboratorio</b> sobre muretes y prismas extraídos de un edificio de fábrica de ladrillo: Epperson y Abrams (1989)
<b>1989</b>	<b>ITALIA</b> - El <b>colapso de la Torre Cívica de Pavia</b> genera el desarrollo de una profunda campaña experimental mediante gato plano en las otras 6 torres importantes de la ciudad: Rossi y Vavassori (1993), Rossi (1993b)
<b>1990</b>	<b>EUROPA</b> - <b>1ª normativa</b> : RILEM LUM.D.2 y RILEM LUM.D.3
<b>1990</b>	<b>EEUU</b> - <b>1ª experiencias in situ</b> : Noland et al. (1990)
<b>1991</b>	<b>EEUU</b> - <b>1ª Normativa</b> : ASTM C1196-91 y el C1197-91
<b>1993</b>	<b>ALEMANIA</b> - <b>Colapso de la Iglesia de S<sup>a</sup>. M<sup>a</sup> Magdalena en Goch</b>
<b>1993</b>	<b>ITALIA</b> - <b>1ª ocasión</b> que la técnica de gato plano fue empleada en <b>mamposterías pétreas irregulares</b> , realizando ensayos de calibración in situ: Gelmi et al. (1993)
<b>1995</b>	<b>ITALIA</b> - Ensayos de gatos planos en la <b>Basilica de San Marcos de Venecia</b> : Rossi (1995; 1996c); Rossi et al. (1996b)
<b>1995</b>	<b>REINO UNIDO</b> - Ensayos de <b>calibración sobre muros de ladrillo</b> : Veckey (1995)
<b>1996</b>	<b>ITALIA</b> - <b>Colapso de la Catedral de Noto</b> , desembocó en una campaña de caracterización mecánica mediante gatos planos: Binda et al. (2001c)
<b>1996</b>	<b>MÉXICO</b> - Ensayos de gatos planos en la <b>Catedral de la ciudad de México</b> : Rossi (1996a)
<b>1996</b>	<b>REINO UNIDO</b> - Ensayos de <b>calibración sobre muros de ladrillo</b> : Veckey (1996)
<b>1997</b>	<b>REINO UNIDO</b> - Ensayos de <b>calibración sobre sillería arenisca</b> : Veckey y Skandamoorthy (1997)
<b>1998</b>	<b>ESPAÑA</b> – <b>1<sup>as</sup> Experiencias in situ</b> (Palacio Botines de León y la Torre de Comares en la Alhambra de Granada): Cedex, Astudillo y García (1998)
<b>2000</b>	<b>PORTUGAL</b> - <b>1ª Experiencia en laboratorio</b> : Calibración de la técnica en muros de bloque: Gregorczyk y Lourenço (2000)
<b>2001</b>	<b>EUROPA</b> - Proyecto EVK4-2001-00091 <b>ONSITEFORMASONRY</b> financiado por la Comisión Europea. Entre las técnicas estudiadas se contemplaban las de gatos planos.
<b>2001</b>	<b>PORTUGAL</b> - <b>1ª Experiencia in situ</b> (Monasterio e Iglesia de Santa María de Salzedas): Lourenco et al. (2001, 2008)
<b>2003</b>	<b>ESPAÑA</b> – <b>Ensayos de calibración en laboratorio</b> de la técnica de gato plano simple, en un muro de <b>ladrillo</b> y otro de <b>sillería arenisca</b> (Geocisa y Prof. Sánchez Beitia). Se desarrolla dentro de los proyectos ONSITEFORMASONRY y SICEXPAR (2002-04).

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

Enseguida se comprobó que los ensayos de gato plano aplicados a estructuras de fábrica, representaban una herramienta útil de cara a determinar el comportamiento mecánico del material sin necesidad de extraer probetas (Binda et al. 1983).

Noland et al. (1990) refieren que los ensayos de gato plano son dentro de los ensayos no destructivos disponibles, los más empleados y los que arrojan más información para la evaluación de las propiedades estructurales de las fábricas. A diferencia de otras técnicas no destructivas, el método de gatos planos proporciona una medida física directa de las características necesarias de los materiales para proceder con el análisis estructural. En este sentido la medida obtenida en el ensayo de tensión in situ puede emplearse para calibrar la precisión del análisis estructural bajo cargas gravitatorias, al igual que el ensayo de deformación in situ proporciona una medida directa del módulo de elasticidad que puede ser introducido en los programas de análisis por elementos finitos.

### **2.2.1.2 Primeros desarrollos de la técnica: 1980-1985**

En Bonaldi et al. (1981) se expone la campaña experimental y numérica desarrollada en el **Palazzo della Ragione de Milán (1228)**, Fig. 2.11, con el objeto de determinar el estado actual de solicitaciones y diagnosticar su estado de degradación, en vista de una intervención de restauración. Dentro de la campaña in situ fueron realizados seis ensayos de gato plano en diferentes puntos del muro para determinar las características mecánicas de la fábrica y tener un orden de magnitud del nivel tensional local en cada zona, el cuál resultó estar entre 0.40 – 0.70 MPa (Rossi 1982a y 1985; Rossi et al. 1982b). En la Fig. 2.12 se presenta uno de los gráficos tensión–deformación obtenidos.

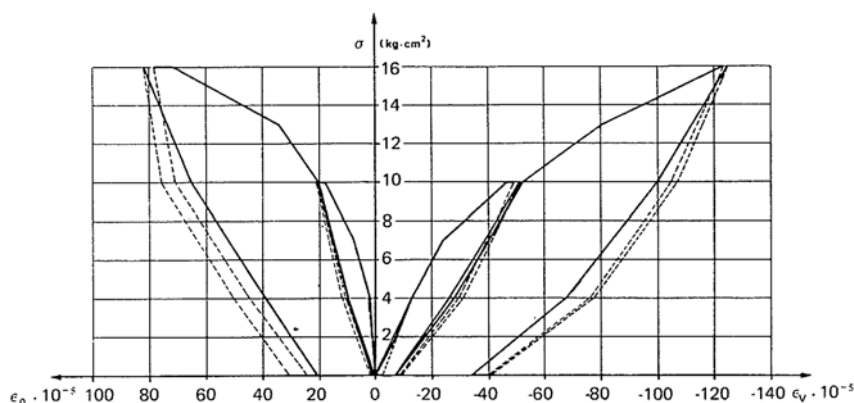
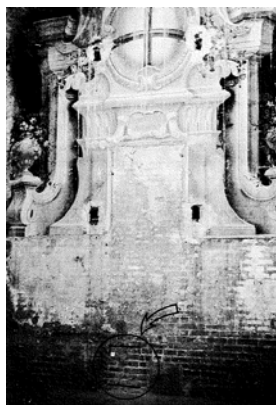


Fig. 2.11: Ensayo de gato plano en el Palazzo della Ragione, Milán. Probablemente el primer caso de aplicación de la técnica de gato plano en patrimonio (Rossi 1982a).

Fig. 2.12: Diagrama tipo de la deformación axial y transversal obtenida mediante el ensayo de gato plano en la estructura muraria del Palazzo della Ragione (Rossi 1982a).

De la misma forma, en dicho artículo se refiere a que la técnica denominada “flat jack” proviene del campo de la mecánica de la roca, aportando como referencia Jaeger y Cook (1969).

Por su parte Rossi (1982a) refiere a que debido a la simplicidad del equipamiento empleado, y a su rápida instalación, es posible llevar a cabo un ensayo completo (simple y doble) en unas 7-8 horas. Igualmente, refiere que una última pero no menor ventaja del ensayo consiste en la posibilidad de emplear los gatos planos como células de presión durante los trabajos de restauración, a fin de controlar los cambios en el estado de tensiones causados por los trabajos.

Rossi (1982a) y Rossi et al. (1982b) presentan los resultados de un **ensayo de calibración de la técnica de gatos planos realizado en laboratorio**. La campaña experimental se realizó sobre un **muro de ladrillo** de 140x140x60 cm (Fig. 2.13), construido empleando un mortero de reducida capacidad mecánica.

Fue aplicada una carga distribuida en cabeza de 1.0 MPa manteniéndola constante durante el ensayo. Los principales resultados obtenidos mediante gatos planos se presentan en la Tabla 2.4, en la cuál también se realiza una comparación con los valores reales introducidos/medidos.

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



Fig. 2.13: Ensayo de calibración sobre un muro de ladrillo de 140 x 140 x 60 cm en laboratorio (Rossi 1982a).

Tabla 2.4: Ensayo de calibración: Comparación entre los valores reales y los determinados mediante gatos planos (Rossi 1982a)

	Valores reales (MPa)	Valores medidos mediante gato plano (MPa)	Experim/Real
Nivel tensional	1.00	1.15	<b>1.15</b>
Módulo de deformación $\Delta\sigma = 0-0.5$ MPa	2450	2400	<b>0.98</b>
$\Delta\sigma = 0-1.0$ MPa	3400	3750	<b>1.10</b>

En Binda et al. (1982) se describe un procedimiento experimental para la determinación de la capacidad portante de muros de carga de edificios existentes. Dentro de las fases descritas se considera la de determinación in situ de las características mecánicas de la estructura, entre las cuáles, en el documento, se presta especial atención a las técnicas de gato plano y a las sónicas. Como ejemplo de intervención expusieron los trabajos desarrollados en el **Viaducto Porta S. Giacomo** (1592).

En dicha referencia también se refiere que fueron llevados a cabo ensayos de gato plano sobre los muros de carga de ladrillo de un edificio de seis plantas construido en Milán en 1905, permitiendo chequear los niveles tensionales en los puntos donde se esperaba que existiera concentración de tensiones. Dicho edificio se corresponde con el ubicado en la “Piazzela Dateo” que se referirá seguidamente.



Fig. 2.14: Medida del estado de sollicitación en uno de los muros del edificio ubicado en Piazzale Dateo, Milán (Rossi et al. 1982b)

En el **edificio de la “Piazzale Dateo”, Milán (1905)**, fueron realizados diez ensayos de gato plano (Fig. 2.14) sobre los muros de carga de ladrillo de este edificio de seis plantas, en puntos donde se esperaba existiese concentración de tensiones (Rossi 1982a y 1985; Rossi et al. 1982b). En la Tabla 2.5 se presenta los resultados obtenidos.

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

Tabla 2.5: Resultados de los ensayos de gato simple realizados en el edificio de la “Piazzale Dateo”, Milán (Rossi et al. 1982b).

Localización	$\sigma_{calculada}$ (MPa)	$\sigma_{experimental}$ (MPa)	$\sigma_{exp} / \sigma_{calc}$
Muro d’ambito interno	0.53	0.61	<b>1.15</b>
Muro de ámbito interno	0.45	0.44	<b>0.98</b>
Muro d’ambito externo	0.43	0.53	<b>1.23</b>
Muro di spina	0.71	0.81	<b>1.14</b>
			<b>1.13</b>

En lo que respecta a las características de deformabilidad, fue posible realizar en paralelo ensayos de gato plano doble in situ y ensayos destructivos en laboratorio (extrayendo una porción de muro, Fig. 2.15), circunstancia que permitió realizar una confrontación de los resultados.

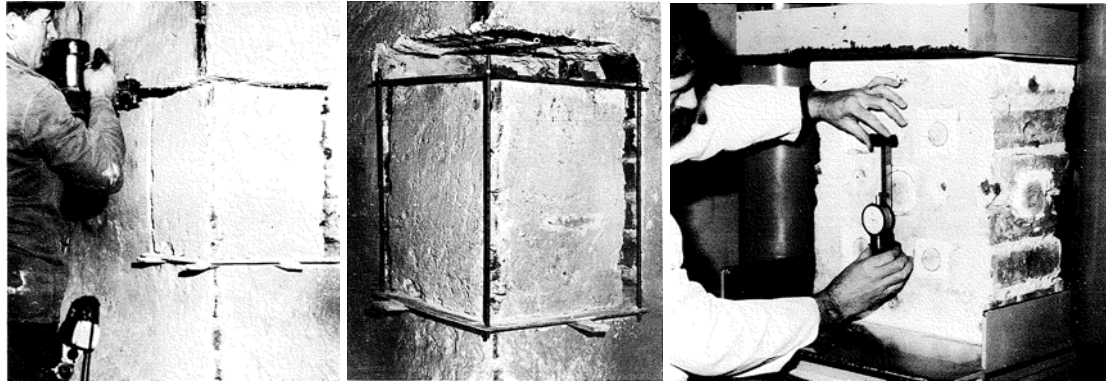


Fig. 2.15: Extracción y ensayo de una probeta de muro de ladrillo del edificio de la “Piazzale Dateo”, Milán (Rossi et al. 1982b).

Tabla 2.6: Resultados de los ensayos de gato simple realizados en el edificio de la “Piazzale Dateo”, Milán (Rossi et al. 1982b).

	$E_{In\ situ}$ (MPa)	$E_{Lab}$ (MPa)	$E_{In\ situ} / E_{Lab}$
Resultados obtenidos para un intervalo e carga 0.80-1.20 MPa	2,589.9	1,560.2	<b>1.66</b>

Como puede comprobarse en la Tabla 2.6, la diferencia entre los valores obtenidos in situ, mediante la técnica de gato plano doble, y en laboratorio difiere en más de un 66%. Esta circunstancia da una idea de la alteración a la que se ve sometido el muro en el proceso de extracción de la probeta y posterior transporte. Igualmente, la disminución de la rigidez obtenida en el ensayo de laboratorio se asocia, en parte, con la carencia de confinamiento lateral respecto de la situación in situ. Por ello que una investigación basada únicamente en una caracterización mecánica destructiva en laboratorio, aunque las probetas sean de grandes dimensiones, puede inducir a subestimar el módulo de deformación de la fábrica, tanto más cuanto mayor sea el grado de deterioro sufrido por las muestras durante la extracción.

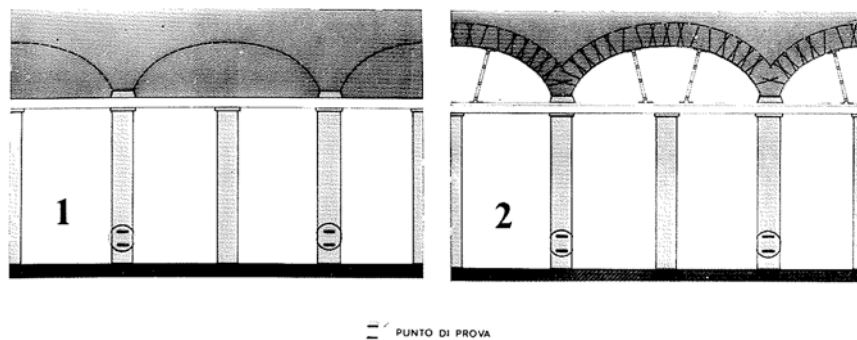


Fig. 2.16: Ensayo de gato plano doble en un pilar de la biblioteca “Classense”, Rávena (Rossi 1982a).

Fig. 2.17: Esquema de la intervención de apertura de los arcos en uno de los planos portantes del edificio (Rossi et al.1982b).



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

En la biblioteca “**Classense**”, **Rávena** (s. XVI), Fig. 2.16, fueron ejecutados dos ensayos de gato plano en dos de los pilares antes y después de que fueran abiertos unos arcos, para chequear el cambio del estado tensional motivado por los trabajos (Fig. 2.17). El valor máximo del nivel tensional medido en una de las pilastras resultó ser de 2.00 MPa (Rossi 1982a y 1985; Rossi et al. 1982b).

Faiella et al. (1983) presentan los resultados de los ensayos de gato plano realizados in situ, durante varias investigaciones geomecánicas (Fig. 2.18) en relación con la construcción de cinco granes estaciones de bombeo subterráneas y para el estudio de la cimentación en roca de cinco presas arco-gravedad. La finalidad de los ensayos fue el obtener el nivel tensional y las propiedades mecánicas de los macizos rocosos registrados. De la misma forma se refiere que los resultados de gatos planos fueron comparados con los niveles tensionales calculados y con los resultados obtenidos mediante ensayos de placa de carga, concluyendo que las medidas obtenidas in situ mediante gatos planos ofrecieron buena precisión.

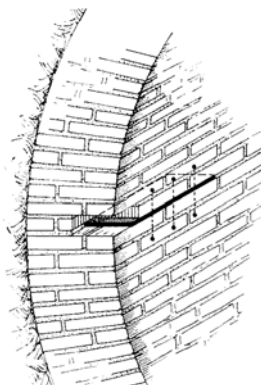


Fig. 2.18: Ejecución del corte de la roza horizontal (Faiella et al. 1983).

Barla y Rossi (1983) aluden a alguna de las técnicas existentes para la evaluación de las condiciones mecánicas de túneles antiguos. El gato plano, por su origen, es una técnica que se ha empleado en túneles, en este sentido los autores proponen dicha técnica para la determinación del nivel tensional y de las características de deformabilidad, en relación con el diagnóstico de túneles de fábrica. En la Fig. 2.19 se esquematiza la ejecución de un ensayo de gato plano simple en un túnel de fábrica de ladrillo. Igualmente, en la Fig. 2.20 se presenta un instante de un ensayo de gato plano simple para obtener el nivel tensional en la clave de la bóveda de un túnel de ladrillo.

Fig. 2.19: Ensayo de gato plano simple aplicado para la determinación del nivel tensional en túneles de fábrica de ladrillo (Barla y Rossi 1983).

Fig. 2.20: Instante de un ensayo de gato plano para obtener el nivel tensional en la clave de la bóveda de un túnel de ladrillo (Barla y Rossi 1983).



De la misma forma, esta técnica también ha sido aplicada en túneles de hormigón. A modo de ejemplo, el túnel de Hauenstein, Suiza, fue proyectado en el comienzo del s. XX y construido, en hormigón, entre 1912 -1916. Fueron realizados un total de 35 ensayos de gato plano (Steiner et al. 1989) en varias secciones del túnel, empleando, como norma general, gatos de dimensiones 40x20x1.2 cm y, en zonas en las que el hormigón era especialmente duro, con finalidad de reducir

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

el tiempo de ejecución de las rozas, de dimensiones 15x15x0.8 cm. La tensión medida varió de zonas sin tensión a máximos de 50 MPa (Fig. 2.21).

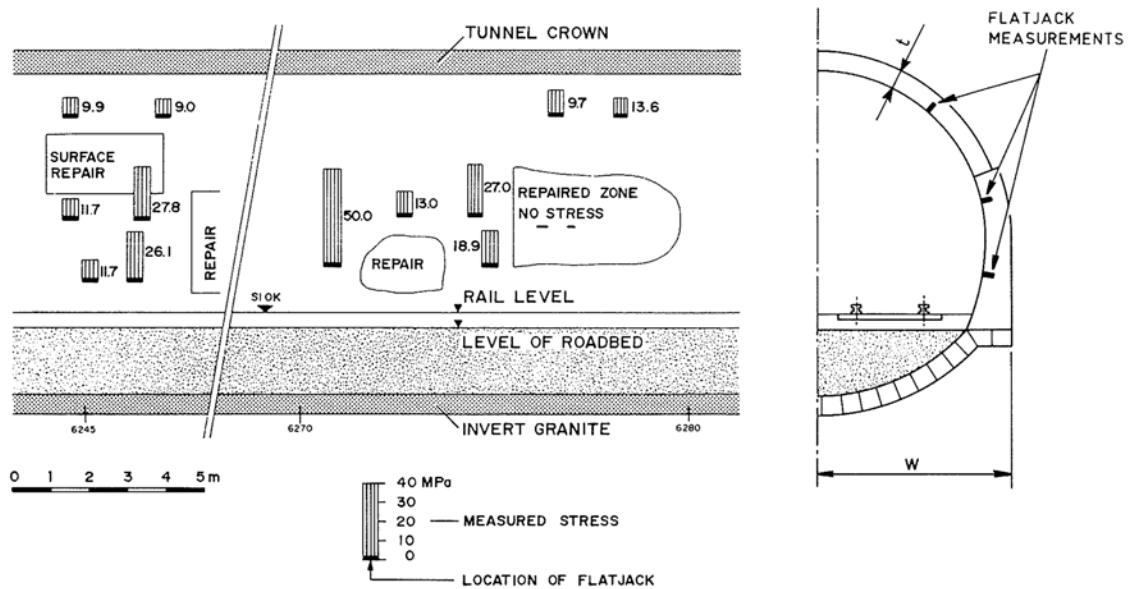


Fig. 2.21: Medidas de tensión mediante gato plano en la pared Este del túnel de Hauenstein, km 6.24 y 6.27 (Steiner et al. 1989).

Otros túneles en los que se ha empleado la técnica de gatos planos, referenciados en la bibliografía consultada durante la realización de la tesis, son los casos del túnel de Valsinni, Italia (Barla y Rossi 1983), el túnel ferroviario de S. Perino en Varese, Italia (Barla y Rossi 1983; Rossi 1985), el túnel de un acueducto antiguo en Puglia, Italia (Rossi 1985) o el túnel del Mont Blanc (D'amato et al. 1990).

Igualmente, la técnica también es aplicable a otras construcciones como puedan ser los puentes o las presas de fábrica. Un ejemplo de la aplicación de la técnica de gatos planos en éstas últimas lo constituye la antigua presa de piedra del Lago Ballano, Emilia Romagna (Italia), en la que se emplearon gatos planos de 60x30 cm (Rossi 1985).

En las referencias Binda et al. (1983) y Rossi (1985 y 1988) se exponen los trabajos relacionados con la ejecución de ensayos de gato plano en el **claustro de S. Eustorgio (Milán)**. La construcción, de fábrica de ladrillo, del primer claustro data de la primera mitad del s. XIII, la construcción del segundo claustro comenzó en 1380.

Fueron realizados, empleando dos gatos planos en caras opuestas, ensayos para estudiar los efectos de la excentricidad de la carga. Por este motivo hubo de reducirse la profundidad de los gatos planos respecto de las dimensiones que se veían empleando desde la adaptación del método (generalmente 40x20 cm). En este sentido fueron comparadas las medidas realizadas en puntos próximos de un muro del claustro mediante tres gatos planos de diferentes dimensiones (Tabla 2.7). El buen ajuste de los resultados hizo posible asegurar la adecuación de los ensayos realizados mediante gatos de tamaño más reducido.

Tabla 2.7: Relación entre los resultados obtenidos mediante tres gatos planos de distinto tamaño (Binda et al. 1983).

Tipo de gato (AxB cm)	$\sigma$ (MPa)	$\sigma_{AxB} / \sigma_{40x20}$
40 x 20	1.04	<b>1,00</b>
24 x 12	1.12	<b>1,08</b>
12 x 12	1.17	<b>1,13</b>

Una vez verificada la posibilidad de emplear gatos de menores dimensiones, fueron medidos los niveles tensionales en varios puntos de las fábricas (Fig. 2.22), empleando gatos de 40 x 20 cm, y

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

de las bóvedas (Fig. 2.23), empleando gatos de 24 x 12 cm. Las tensiones medidas fueron comparadas con las obtenidas mediante una solución estáticamente determinada (Tabla 2.8 y Fig. 2.25).



Fig. 2.22: Determinación del estado tensional sobre un tímpano del claustro de S. Eustorgio, Milán (Rossi 1985).

Fig. 2.23: Ensayo de gato plano simple en una de las bóvedas mediante gato de 24 X 12 cm (Binda et al. 1983).

Fig. 2.24: Ensayo de gato plano doble ejecutado hasta la aparición de las primeras fisuras en la fábrica (Binda et al. 1983).

Tabla 2.8: Relación entre las tensiones registradas experimentalmente y las determinadas de forma analítica en varios componentes de fábrica del claustro de S. Eustorgio, Milán (Binda et al. 1983).

Ensayo nº	Localización	$\sigma_{\text{calc}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}} / \sigma_{\text{calc}}$	$\sigma_{\text{exp}} / \sigma_{\text{calc}}$ (Promedio)
1	Muro	0,51	0,40	0,78	
2	Muro	0,51	0,56	1,10	
6	Muro	0,51	0,40	0,78	
3	Muro	1,16	1,04	0,90	
4	Muro	1,16	1,12	0,97	
14	Muro	1,16	1,05	0,91	
13	Muro	0,78	1,60	2,05	
17	Muro	0,78	0,48	0,62	<b>1.01±0.44</b>
15	Tímpano	1,73	2,00	1,16	
16	Tímpano	1,73	1,46	0,84	<b>1.00±0.22</b>
7	Bóveda de cañón	-	0,80		
8	Bóveda de cañón	-	0,72		
9	Bóveda de arista	0,06	0,16	2,67	
10	Bóveda de arista	0,37	0,32	0,86	
12	Bóveda de arista	0,37	0,24	0,65	
18	Bóveda de arista	-	1,30		<b>1.39±1.11</b>

Igualmente, en las referencias citadas también se afirma que en los ensayos de deformabilidad, para niveles tensionales bajos (< 20% de la tensión última), el confinamiento lateral tiene un efecto que puede ser despreciable, si bien para mayores niveles de tensión (< 50% de la tensión última), se experimenta un incremento del modulo de deformación de la fábrica de un 10% respecto del que se obtendría en un ensayo a compresión con la probeta no confinada.

Finalmente, en relación con los ensayos realizados en el claustro de S. Eustorgio, se alude que, 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 los ladrillos (ver Fig. 2.24). En este sentido, para el



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

ensayo mostrado en la fotografía, la relación entre el módulo de deformación, obtenido en el intervalo 0 – 0.5 MPa, y la tensión última ( $\sigma_R$ ), fue de 609.

$$\frac{E_{0-0.5MPa}}{\sigma_R} = \frac{1990}{3.1} = 609$$

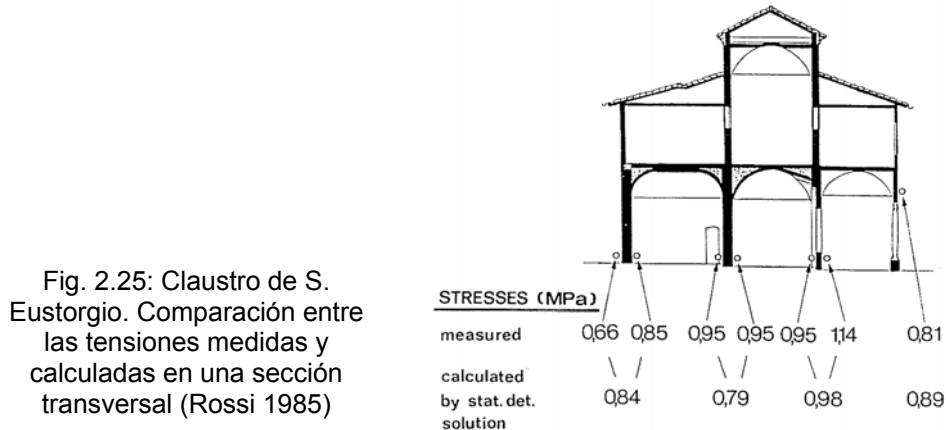


Fig. 2.25: Claustro de S. Eustorgio. Comparación entre las tensiones medidas y calculadas en una sección transversal (Rossi 1985)

Rossi (1985) expone los resultados de una serie de **ensayos de calibración, en laboratorio**, de la técnica de gatos planos sobre **fábricas de ladrillo**. La Fig. 2.26 muestra la configuración general del ensayo de calibración, mientras la Fig. 2.27 ilustra un instante tomado durante uno de los ensayos.

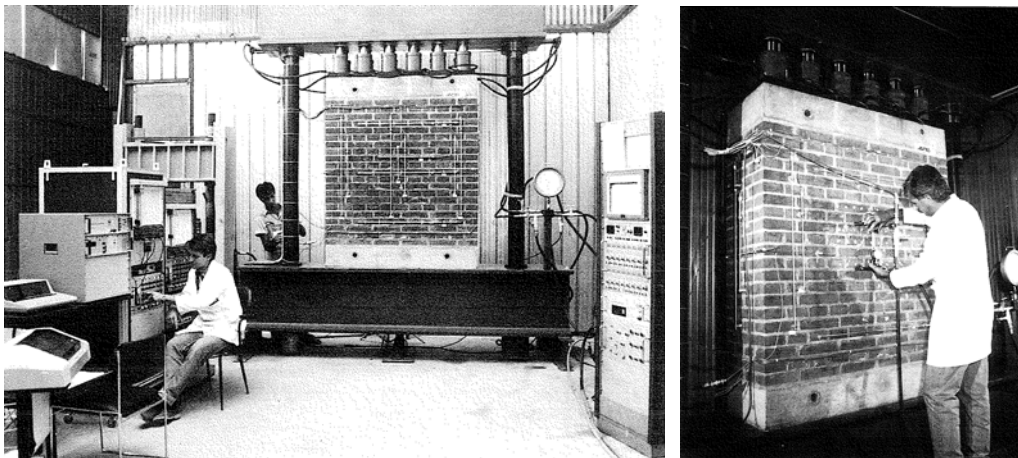


Fig. 2.26: Configuración general del ensayo de calibración. Equipos de carga y de medida (Rossi 1985).

Fig. 2.27: Calibración de la técnica de ensayo para la determinación de las características de deformación (Rossi 1985).

En relación a los resultados obtenidos en los ensayos de calibración de la técnica de gato plano simple ejecutados sobre fábricas de ladrillo, cabe referir que el acuerdo entre los valores medidos y los aplicados fue bastante bueno (Tabla 2.9). Para el caso de los gatos planos rectangulares de 24x20 cm, el error encontrado es ligeramente superior al 10% para el caso de niveles bajos de tensión (0.75 MPa), y que este se cifra en torno al 3-4% para los casos de mayor tensión (1.50 y 2.25 MPa). Por su parte para el gato de menor dimensión (24x12 cm) el error obtenido fue del orden del 7%, por lo que pudo comprobarse que gatos de menor tamaño también parecen ser adecuados.

En lo que respecta a los ensayos de calibración para el caso del gato plano doble, los ensayos fueron ejecutados manteniendo un nivel de tensión constante de 2.00 MPa y empleando también tanto gatos de 24x12 como de 24x20 cm.

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

Tabla 2.9: Ensayo de calibración sobre la precisión en la determinación del nivel tensional en un muro de fábrica de ladrillo: Comparación entre los valores reales y los determinados mediante gatos planos (Rossi 1985)

Ensayo	Dimensiones del gato plano (cm)	$\sigma_{real}$ (MPa)	$\sigma_{experimental}$ (MPa)	$\sigma_{exp} / \sigma_{real}$
1	24x20	0.75	0.66	<b>0.88</b>
2	24x20	1.50	1.55	<b>1.03</b>
3	24x20	2.25	2.16	<b>0.96</b>
4	24x12	1.50	1.61	<b>1.07</b>

La comparación entre el módulo de deformación obtenido con gatos de 40x20 cm con el valor real medido en el muro mediante transductores fue satisfactorio (Tabla 2.10), las diferencias están dentro del 9% de error, por el contrario, las diferencias entre el módulo real y el obtenido mediante gatos planos de dimensiones 20x12 cm fueron mucho mayores.

Tabla 2.10: Ensayo de calibración sobre la precisión en la determinación del módulo de elasticidad: Comparación entre los valores medidos en el muro de ladrillo mediante transductores,  $E_M$ , y los determinados mediante gatos planos,  $E_{AxB}$  (Rossi 1985)

$\Delta\sigma$	$E_M$ (MPa)	$E_{40x20}$ (MPa)	$E_{40x12}$ (MPa)	$E_{40x20}/E_M$	$E_{40x12}/E_M$
0.0 – 0.5	1,800	1,750	3,900	0.97	2.17
0.5 – 1.0	2,200	2,400	3,900	1.09	1.77
1.0 – 1.5	2,800	3,000	4,300	1.07	1.54
1.5 – 2.0	3,100	3,300	4,500	1.06	1.45
	<b>2,475.00</b>	<b>2,612.50</b>	<b>4,150.00</b>	<b>1.05</b>	<b>1.73</b>

Como conclusión puede referirse que los resultados alcanzados mediante gatos planos de 40x20 cm ofrecieron buena correlación tanto para la estimación de los niveles tensionales como para la estimación de las características de deformabilidad, por su parte el gato plano de menor tamaño, 40x12 cm, mostró buen comportamiento en los ensayos de tensión, pero no así en el caso del gato plano doble, por ello que su empleo deba restringirse a la medida del estado de tensión.

### 2.2.1.3 Primeros desarrollos de la técnica: 1986-1990

El uso del gato plano se extendió rápidamente de forma que **hasta agosto de 1987 más de 30 monumentos históricos habían sido estudiados por medio de esta técnica** (Rossi 1988).

En la misma referencia (Rossi 1988) se dedica una parte importante a exponer los **resultados obtenidos en laboratorio sobre otra serie importante de muros ensayados** en diferentes condiciones de ensayo.

En este sentido se realizaron ensayos sobre **fábricas de ladrillo** con distribución de carga uniforme. El ensayo de calibración fue llevado a cabo sobre probetas (150x150x50 cm) fabricadas en laboratorio empleando ladrillos hechos a mano (12x25x6.5 cm) y juntas de mortero de 1.5 cm de grosor, empleando arena, puzzolana, cal aérea y agua. Sobre las muestras de ensayo se aplicaron estados de tensión conocidos comparando este valor con el determinado mediante un ensayo de gato plano realizado en el centro del muro.

La correlación entre los valores introducidos (oscilantes entre 0.5-3.0 MPa) y los obtenidos mediante el empleo de un gato plano rectangular de 40x20 cm se muestran en la Fig. 2.28. Puede concluirse que la interpolación obtenida a partir de los datos experimentales es prácticamente coincidente con la línea teórica. También se apreció una buena correlación, Fig. 2.29, entre las tensiones introducidas y las obtenidas mediante gatos planos más pequeños (24x12 y 12x12 cm).

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

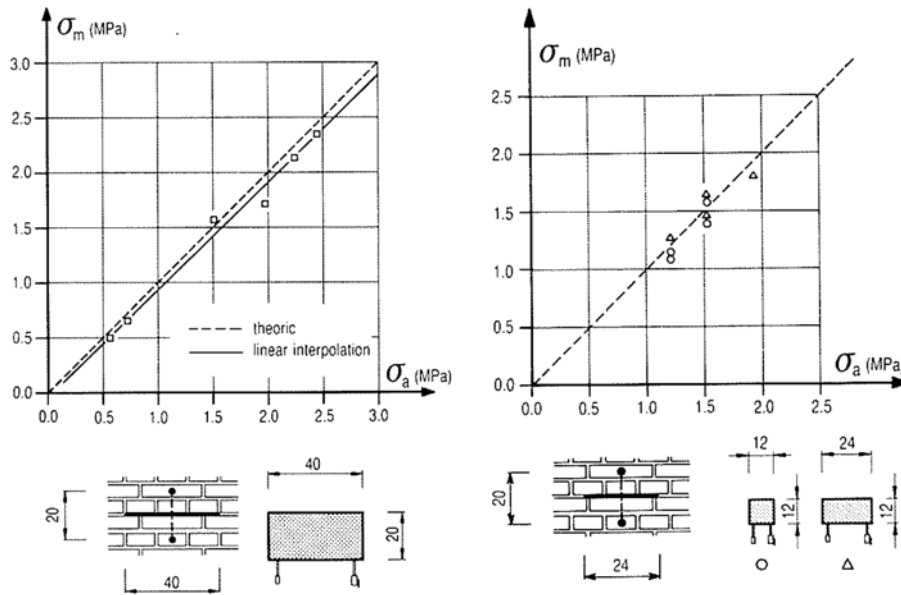


Fig. 2.28: Correlación entre los niveles tensionales introducidos en los muros ( $\sigma_a$ ) y el medido ( $\sigma_m$ ) empleando un gato plano rectangular de 40x20 cm (Rossi 1988).

Fig. 2.29: Correlación entre los niveles tensionales introducidos en los muros ( $\sigma_a$ ) y el medido ( $\sigma_m$ ) empleando gatos planos rectangulares de 40x12 y 12x12 cm (Rossi 1988).

También se realizaron ensayos sobre **fábricas de ladrillo con carga excéntrica**. El ensayo de gato plano puede ser empleado para la verificación de la existencia de eventuales excentricidades de carga en muros y pilares. Un ensayo de calibración fue llevado a cabo en laboratorio empleando gatos rectangulares de 40x20 cm, con la finalidad de verificar la fiabilidad del ensayo en condiciones de carga no uniforme. Con este propósito fueron ejecutados dos gatos planos simples, uno en cada cara del muro (Fig. 2.30).

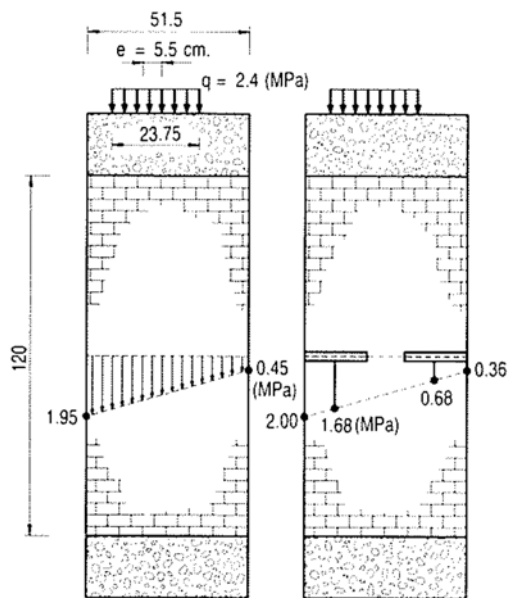


Fig. 2.30: Ensayo de calibración, de la técnica de gato plano, realizado en laboratorio sobre un muro de fábrica de ladrillo cargado excéntricamente (Rossi 1988).

En primer lugar fue ejecutado un ensayo que permitió obtener el nivel tensional de compresión, el cuál se asignó al centro del área del gato, en uno de los lados del muro. Después, el corte fue rellenado con mortero expansivo y algunos días después fue ejecutado un segundo ensayo en el otro lado del muro, determinando un segundo nivel de tensión. Los resultados obtenidos mediante gatos planos aproximan bastante bien la ley tensional no uniforme generada en el muro de fábrica de ladrillo (Fig. 2.30).

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

Otra parte de la campaña experimental fue la ejecución de ensayos sobre **fábricas de piedra** con carga uniforme. La técnica de ensayo fue aplicada en laboratorio sobre especímenes de fábrica de piedra arenisca (Fig. 2.31, con dimensiones 60x40x40 cm, aparejadas con juntas de mortero muy delgadas (sobre 5 mm). También en este caso pudo observarse una buena aproximación de los niveles tensionales obtenidos en el ensayo de calibración (Fig. 2.32).

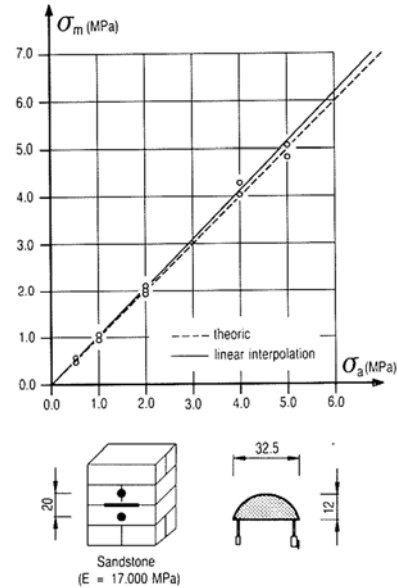
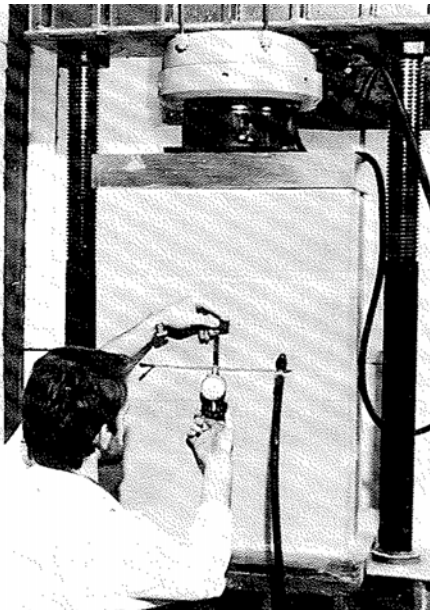


Fig. 2.31: Instante durante un ensayo de gato plano simple realizado sobre un espécimen de fábrica de piedra arenisca de dimensiones 60x40x40 cm (Rossi 1988).

Fig. 2.32: Correlación entre los niveles tensionales introducidos en los muros de arenisca y el medido empleando un gato circular de 32.5x12 cm (Rossi 1988).

De la misma forma Rossi (1988) también llevó a cabo calibraciones sobre las características de deformación de las fábricas referidas con anterioridad. A este respecto, en las Fig. 2.33 se representa la relación entre el módulo de deformación obtenido mediante gatos planos rectangulares de 40x20 cm ( $E_m$ ) y el determinado mediante ensayos convencionales de compresión ( $E_c$ ), Fig. 2.33. Pudo observarse que las relaciones  $E_m/E_c$  estaban próximas a la unidad.

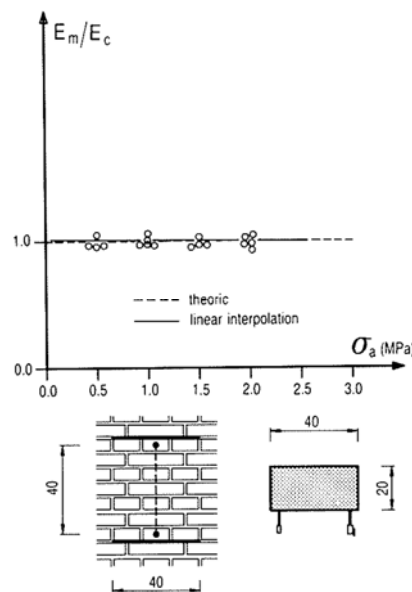


Fig. 2.33: Comparación entre el módulo de deformación obtenido mediante gatos planos rectangulares de 40x20 cm,  $E_m$ , y el obtenido en ensayos convencionales de compresión,  $E_c$ , a diferentes niveles de tensión vertical,  $\sigma_a$  (Rossi 1988).

También se ejecutaron ensayos de gato plano doble empleando gatos de menores dimensiones (24x12 cm), para los que se obtuvieron módulos de deformación mucho mayores que con los de

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

mayor dimensión, Fig. 2.34. Esta circunstancia se relacionó con que el comportamiento del área de ensayo movilizada no era representativa del conjunto de la fábrica.

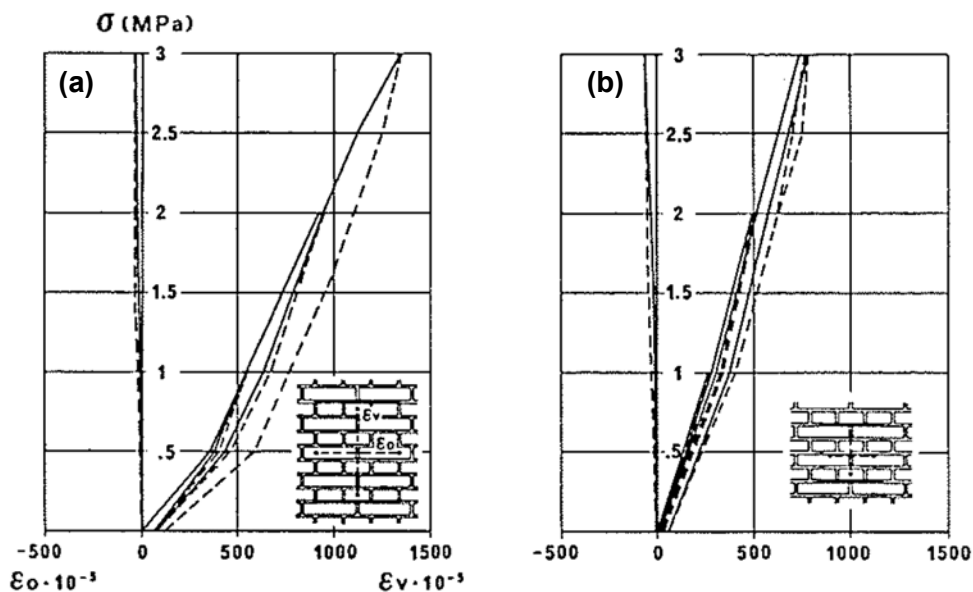


Fig. 2.34: Ensayos ejecutados con gatos planos rectangulares 40x20 cm (a) y con gatos planos más pequeños de 24x12 cm (b), (Rossi 1988).

El amplio rango de ensayos de calibración realizados (Rossi 1985 y 1988) permitió asegurar que los resultados obtenidos con gatos planos rectangulares de 40x20 cm ofrecían fiabilidad tanto en los resultados de tensión como en los de deformación, mientras que el uso de gatos planos de menores dimensiones debía limitarse, únicamente, a los ensayos de tensión.

Igualmente, Rossi (1988) refiere que el comportamiento deformacional de una probeta de fábrica delimitada por dos gatos planos puede describirse de forma adecuada mediante un diagrama bilineal. Este diagrama es similar a la curva tensión-deformación obtenida mediante un ensayo de compresión uniaxial convencional llevado a acabo sobre un espécimen del mismo volumen (50x50x25) que el delimitado por los dos gatos planos. La comparación entre los dos diagramas muestra que, después de una primera fase elástica, la curva tensión-deformación obtenida mediante el ensayo del gato plano es del orden de un 10-15% mayor que la determinada mediante un ensayo convencional de compresión.

Han sido desarrolladas dos normativas para la evaluación de fábricas mediante gatos planos. Las prácticas europeas siguen la normativa definida por la Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages (**RILEM LUM.D.2 y RILEM LUM.D.3**), que fueron **introducidas en 1990**. En Estados Unidos los métodos de ensayo fueron desarrollados por el American Society for Testing and Materials (**ASTM C1196-91 y el C1197-91**) y **aprobadas en 1991**.

Varios investigadores llevaron a cabo, hasta 1990, trabajos experimentales sobre la aplicación de los gatos planos a la evaluación de problemas en estructuras de fábrica (Abdunur 1983; Noland y Binda 1986; Wang y Wang 1988)

Abdunur experimentó con gatos planos semicirculares muy pequeños, y llevó a cabo análisis fotoelásticos de tensión sobre modelos plásticos.

Wang y Wang desarrollaron un gato plano con espesor relativamente grande, con capacidad de desarrollar grandes desplazamientos para el empleo sobre fábricas de materiales muy blandos (típicos en China).

También han sido desarrollados estudios analíticos como soporte de los resultados experimentales. Sacchi y Taliencio (1988) llevaron a cabo análisis no lineales mediante elementos

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

finitos tanto de la técnica de gato plano simple, como del doble, sobre fábricas. Como conclusiones llegaron a que la precisión de los ensayos de deformación in situ está comprometida debido a las condiciones de contorno que suponían los límites verticales del prisma in situ sin restricción lateral. En base a los trabajos analíticos, recomendaron que si el ensayo de doble gato plano era llevado a cabo hasta rotura de la fábrica en el caso de un muro “indefinido” (con restricción lateral), la tensión de rotura debería ser reducida un 20% para obtener la resistencia a compresión en el caso de porciones de fábrica sin restricciones laterales (exenta). Un ejemplo de fábrica exenta lateralmente sería un machón, de anchura reducida, aislado entre dos huecos (puertas o ventanas). De la misma forma, apuntaron que el ensayo de tensión in situ puede sobreestimar el estado de tensión real en hasta un 10% de acuerdo a sus modelos.

Otras referencias en las que también se estudia la técnica numéricamente son Jurina y Peano (1982), y Maydl (1991).

Para el empleo en la evaluación de edificios antiguos de fábrica de ladrillo existentes en Estados Unidos (Noland et al. 1990) el método de gatos planos fue desarrollado mediante una serie de campañas experimentales en laboratorio sobre muros de fábrica o prismas de tamaño más reducido. El muro de ensayo fue construido en un marco de carga y sometido a una tensión uniforme de aproximadamente  $1.86 \text{ N/mm}^2$ . Durante el ensayo fue medida una tensión de  $2.09 \text{ N/mm}^2$ , la cuál está razonablemente próxima a la tensión aplicada referida. Este ensayo en particular fue realizado sobre un muro construido empleando un mortero débil y reproducciones de ladrillos antiguos de arcilla.

También fueron realizados ensayos de deformación. Para el espécimen referido, el módulo de elasticidad medido en el muro de ensayo fue de  $2,985.43 \text{ MPa}$ , mientras que el obtenido mediante ensayo de prismas construidos con el muro de ensayo fue de  $3,026.80 \text{ MPa}$ . La curva tensión-deformación obtenida del ensayo de gato plano doble proporcionó un módulo de elasticidad promedio de  $3,068.17 \text{ MPa}$ . Ensayos realizados sobre otros especímenes mostraron precisiones similares, generalmente dentro del 10% del módulo obtenido a partir de prismas de fábrica.

De la misma forma Noland et al. (1990) llevaron a cabo varias campañas experimentales in situ. Concretamente realizaron ensayos en cuatro construcciones ubicadas en Colorado, Virginia y California. Una síntesis de los resultados obtenidos por dichos autores se presenta en lo que sigue:

- **Mt. St. Gertrude's Academy (Boulder, Colorado, USA).** Se trata de un edificio construido en 1892, a base de muros de ladrillo armados con una hoja exterior de ladrillo cara vista y capas internas de ladrillos de menor calidad, aparejados con gruesas juntas de mortero. Aunque de inicio tanto la hoja exterior como las capas interiores mostraron una rigidez similar, el módulo de elasticidad estimado mediante ajuste de una línea en la rama lineal de la ley  $\sigma$ - $\epsilon$  de cada capa, mostró que el módulo de deformación de la externa era de  $2,640.67 \text{ MPa}$ , mientras que en la interna era de  $792.89 \text{ MPa}$ , circunstancia que prueba la mejor calidad de la hoja exterior.
- **Raybon House (Colonial Williamsburg, Virginia, USA).** Edificio construido mediante ladrillos moldeados a mano y mortero débil. El módulo de elasticidad estimado fue de  $2,611.99 \text{ MPa}$ .
- **Edificio Castle Green en Pasadera (California, USA).** Se trata de una construcción finalizada en torno a 1900, construida empleando ladrillos de barro cocido y morteros débiles de cal y arena. El módulo secante promedio de tres ensayos fue de  $689.47 \text{ MPa}$ .
- **Catedral de la Inmaculada Concepción de Los Ángeles (California, USA).** Fue construida empleando ladrillos de barro cocido y débiles morteros de cal y arena. El módulo secante promedio de cuatro ensayos fue de  $461.94 \text{ MPa}$ .

Como ha podido comprobarse la rigidez de las fábricas ensayadas in situ fueron extremadamente bajas, poniendo de manifiesto la pobreza tanto de los materiales constituyentes de las fábricas como de las prácticas constructivas empleadas en el cambio de siglo XIX-XX en Estados Unidos.

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

Otra conclusión interesante de los autores es que el grado de precisión de estas técnicas es generalmente compatible con las necesidades de análisis exigidas en los proyectos de refuerzo habituales.

En Rossi (1985 y 1988) se exponen los ensayos realizados en la **fábrica de piedra** de la **Iglesia de Madonna del Prato, Gubbio** (1662). Se trata de la primera ocasión en que se cita en la bibliografía escrita consultada la aplicación de la técnica de gatos planos a una estructura pétreo (Fig. 2.35).

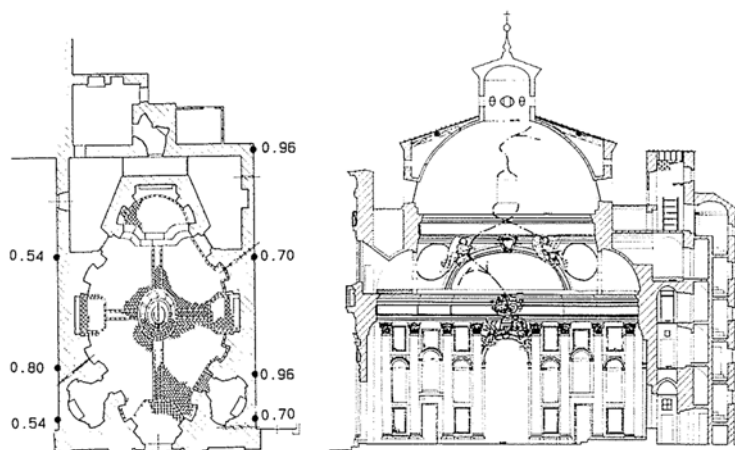


Fig. 2.35: Medida de la tensión de una fábrica de piedra en la iglesia de Madonna del Prato, Gubbio (Rossi 1988).

Fig. 2.36: Niveles tensionales obtenidos en la base de los muros perimetrales. El nivel tensional de los puntos se expresa en MPa (Rossi 1988).

Se estimaron los niveles tensionales en una serie de puntos de la base de los muros perimetrales. El valor medio de tensión obtenido fue de 0.83 MPa en el lado derecho y 0.63 MPa en el lado izquierdo (Fig. 2.36). También fueron medidas tensiones bastante elevadas (mayores de 3 MPa) en la base de los arcos de ladrillo que soportaban la cúpula. Por su parte el módulo de deformación determinado en dos puntos de la fábrica de piedra fue de 3,500 MPa.

Para contraste de las tensiones medidas se generó un modelo de elementos finitos, comprobando que los niveles tensionales experimentales obtenidos sobre la base de las paredes laterales eran mayores que los calculados mediante el modelo. Esto se debía a que los muros de fábrica presentaban dos hojas externas construidas a base de piedras regulares y un núcleo interno realizado con piedra muy porosa e irregular, de forma que debido a la alta deformabilidad de la parte interna, la carga se concentraba en las paredes externas incrementando el nivel tensional medido experimentalmente respecto del obtenido por cálculo para el total de la sección. Dicho fenómeno queda justificado experimentalmente en Binda et al. (2006a).

**El Templo de Rómulo, sito en el Foro Romano, Roma**, se trata de una construcción de fábrica de ladrillo comenzada en el 309 a.C. Mediante técnicas de gato plano se obtuvieron los niveles tensionales en varios puntos de cuatro niveles diferentes del edificio (Rossi 1988; Frassoni y Rossi 1988; Blasi y Rossi 1988).

Pudo comprobarse, Fig. 2.37, que en la base (A-A) y en la sección justo encima del piso intermedio del edificio (B-B) la carga presentaba una excentricidad hacia el lado externo de la construcción. Por su parte en la base de la cúpula la superficie externa está sometida a tracciones mientras que en la zona interior se registraron compresiones del orden de los 0.8 MPa.

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

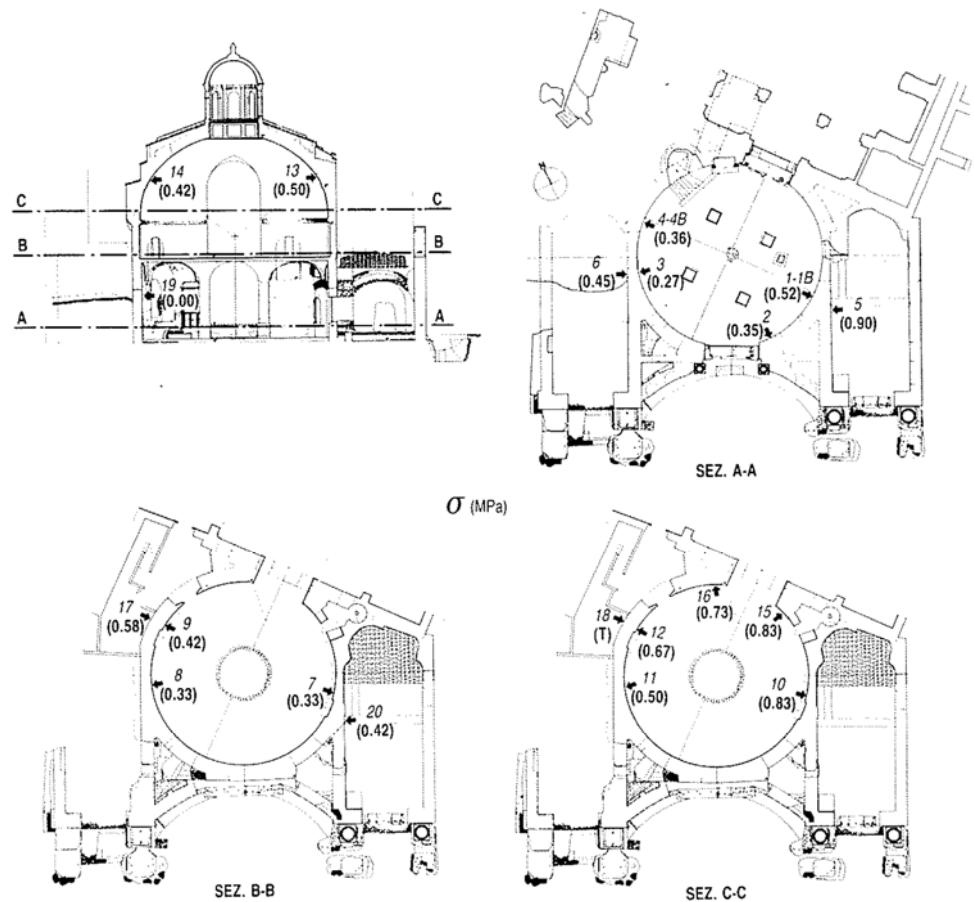


Fig. 2.37: Niveles tensionales en varios puntos del Templo de Rómulo (Roma) en cuatro niveles diferentes del edificio (Frassoni y Rossi 1988).

En lo que respecta a las características de deformación, el módulo de elasticidad se comprobó que oscilaba entre los 3,000-4,500 MPa.

Como contraste se realizó un modelo de elementos finitos (Fig. 2.38). Se comprobó como en los puntos en los que habían sido realizados ensayos, los niveles tensionales estimados (entre paréntesis) se aproximaban mucho a los calculados numéricamente (Tabla 2.11).

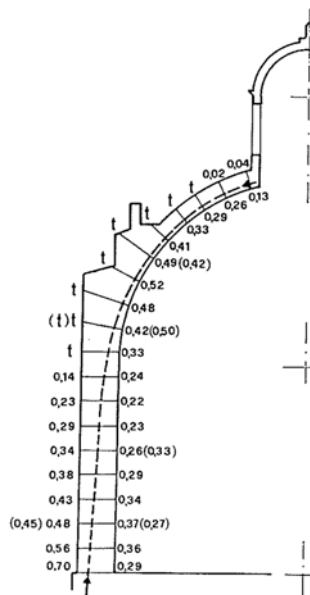


Tabla 2.11: Contraste de las tensiones obtenidas experimentalmente respecto de las obtenidas mediante el modelo de elementos finitos realizado para el Templo de Rómulo, Roma.

$\sigma_{\text{calc}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}} / \sigma_{\text{calc}}$
0.48	0.45	<b>0.94</b>
0.37	0.27	<b>0.73</b>
0.26	0.33	<b>1.27</b>
0.42	0.50	<b>1.19</b>
0.49	0.42	<b>0.86</b>
		<b>1.00</b>

Los errores entre las tensiones calculadas y las registradas experimentalmente presentaron máximos del 27%, si bien el promedio de todos los puntos controlados prácticamente no experimentó error.

Fig. 2.38: Sección del templo de Rómulo con indicación de los niveles tensionales (MPa) determinados mediante MEF y los medidos mediante la técnica de ensayo de gato plano simple (entre paréntesis). t significa la existencia de tracciones (Frassoni y Rossi 1988).



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

La **Catedral de Orvieto**, construida a base de fábrica de piedra, fue comenzada en torno a 1290 y finalizada en 1330. Los muros constan de una hoja externa en la que se alternan hiladas de basaltina (negra) con hiladas de travertino (blanca), y de una hoja interna materializada a base de bloques de tufa revestida de formas diversas. Las columnas de 13.5 m de altura y diámetro de 1.6 m, están compuestas exteriormente por capas alternas de basaltina y travertino, e internamente mediante un relleno compuesto de piedras pequeñas de tufa, basaltina y travertino cementadas con gran cantidad de mortero.

Tal y como puede comprobarse en Rossi (1988) y Astori et al. (1988), fueron ejecutados 17 ensayos de gato plano simple en las paredes perimetrales (empleando gatos circulares) y otros 17 ensayos en las columnas (empleando gatos más pequeños de 12x12 cm y 24x12 cm). Los puntos fueron escogidos de forma que pudieran comprobarse eventuales excentricidades de la carga tanto en los muros como en los pilares. En la Fig. 2.39 se presenta una planta general del edificio con la localización y nivel tensional determinado en cada punto.

En las paredes laterales se apreció una simetría en lo referente a la excentricidad de la carga presente en los muros, con un nivel de tensión medio de 0.3 MPa en la superficie interna y 1.1 MPa en la superficie externa. Esta excentricidad parece responder a la diferente naturaleza de las dos hojas de fábrica en las que fueron realizados los ensayos: la externa ejecutada mediante “basaltina” y “travertino”, y la interna, de peor calidad (menor rigidez) ejecutada mediante bloques de tufa.

El nivel tensional promedio para los pilares rondaba los 4.20 MPa, pudiendo apreciar en algunos de ellos excentricidades con un valor promedio de 2.70 MPa del lado del corredor principal y de 5.50 en la cara opuesta.

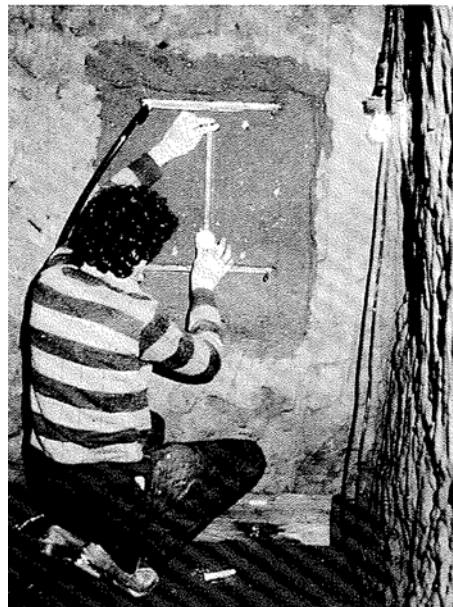
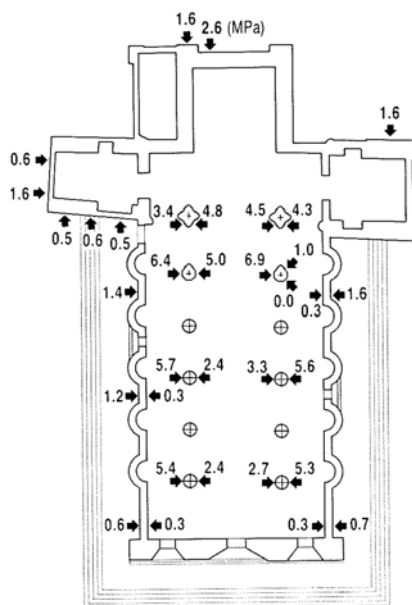


Fig. 2.39: Localización y nivel tensional determinado en cada punto de ensayo realizado en la Catedral de Orvieto (Astori et al. 1988).

Fig. 2.40: Instante durante la realización de un ensayo de gato plano doble (Astori et al. 1988).

Los ensayos de gato plano simple realizados sobre las paredes perimetrales permitieron evaluar también el módulo de deformación de la hoja externa compuesta de forma alternativa por “basaltina” y “travertino”, debido a que las delgadas juntas de mortero presentes en esta hoja externa justificaban la asunción de material homogéneo e isótropo requerido en este cálculo (Mónaco y Santamaria 1998). El módulo de deformación promedio estimado fue de 13,000 MPa.

Por su parte para determinar la deformabilidad de la hoja interna, construida a base de bloques de tufa cementados con mortero de cal y arena puzzolánica, fue necesario emplear dos gatos planos (Fig. 2.40), alcanzando un módulo de elasticidad (entre 0 y 1.2 MPa) de 1,800 MPa.

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

La **Iglesia de la Consolación de Todi, Italia** (1508-1606) presenta una fábrica compuesta por una hoja exterior de bloques de caliza e internamente resuelta a base de una composición irregular de piezas pequeñas amalgamadas con mortero, tanto para los pilares como para los muros. En dicha construcción fueron ejecutados un total de 18 ensayos de gato plano para la determinación de las tensiones en los pilares (Fig. 2.41) y en los muros portantes, a una altura de 1.50 m dentro de la iglesia y a 2.00 m por la parte exterior (Giani et al. 1988). En la Fig. 2.42 se presentan los resultados obtenidos.

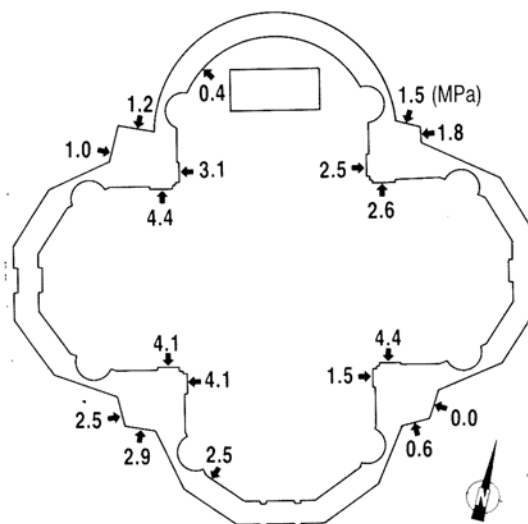


Fig. 2.41: Ensayo de gato plano ejecutado en uno de los pilares (Giani et al. 1988).

Fig. 2.42: Localización de los gatos planos en pilares y muros, y nivel tensional registrado en cada uno de ellos (Giani et al. 1988).

El módulo de elasticidad obtenido para la fábrica varió entre 22,000-28,000 MPa. Por su parte los niveles tensionales mostraron un buen ajuste a los resultados del análisis de cargas (Tabla 2.12), el valor medio obtenido experimentalmente fue de 2.39 MPa en la base de los pilares, y de 1.43 MPa en la base de los muros. Estos valores fueron similares a los obtenidos en base a cálculo analítico: 2.50 MPa y 1.15 MPa respectivamente.

Tabla 2.12: Contraste de las tensiones obtenidas experimentalmente respecto de las obtenidas mediante el modelo de elementos finitos realizado para la Iglesia de la Consolación de Todi, Italia.

Elemento constructivo	$\sigma_{\text{calc}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}} / \sigma_{\text{calc}}$
Pilares	2.50	2.39	<b>0.96</b>
Muros	1.15	1.43	<b>1.24</b>
			<b>1.10</b>

Epperson y Abrams (1989) **cortaron varios muretes y prismas de un edificio de fábrica de ladrillo de cuatro hojas, construido en 1917**, los cuáles fueron sometidos, con posterioridad, a diferentes cargas de compresión en laboratorio. Los resultados de los ensayos de gato plano fueron comparados con las cargas reales y las curvas tensión-deformación obtenidas. Los autores concluyeron:

- La estimación de la tensión vertical empleando un único gato plano superaba la tensión real en menos de un 5 por ciento.
- La relación entre los módulos de elasticidad obtenidos a partir de gato plano y de los ensayos de los prismas varió de 1.0 a tensión vertical nula, a 1.6 a la tensión vertical de 0.79 MPa.

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

- La relación de módulos de elasticidad obtenidos a partir de los resultados de gato plano y de los ensayos de muros varió de 1.7 a tensión vertical nula, a 0.9 a la tensión vertical de 0.79 MPa.

### 2.2.1.4 Desarrollos y aplicaciones más significativas de la técnica entre 1991-1995

La fábrica de la **torre campanario de Nanto, Vicenza** (s. XI) está compuesta por una hoja externa de piedra, de 20-30 cm de espesor, y una interior de piedra de peor calidad cuyos grandes vacíos existentes entre mampuestos no estaban rellanados por el mortero, muy pobre y sin consistencia aparente.

La técnica de gato plano fue empleada para determinar el estado tensional en seis puntos, la deformabilidad y la resistencia en ambos lados de la fábrica (Modena y Rossi 1992).

La distribución de tensiones (Fig. 2.43 a) indica la existencia de niveles tensionales bastante diferentes en las dos partes de la torre separadas por los huecos generados y por la existencia de una importante grieta vertical. El nivel tensional medio en la parte Este era aproximadamente el doble que el registrado para la parte Oeste; además la mayor rigidez de la hoja externa (la hoja interna es aproximadamente tres veces más deformable que la externa), inducía concentraciones de tensiones en la misma.

Al máximo nivel impuesto de tensión, 2.4 MPa, la pendiente de la curva tensión – deformación (Fig. 2.43 b y c) cambia de forma significativa en la hoja interna, demostrando que la máxima resistencia a compresión ha sido casi alcanzada, mientras que la hoja externa se encuentra, para esa tensión, todavía en régimen lineal elástico.

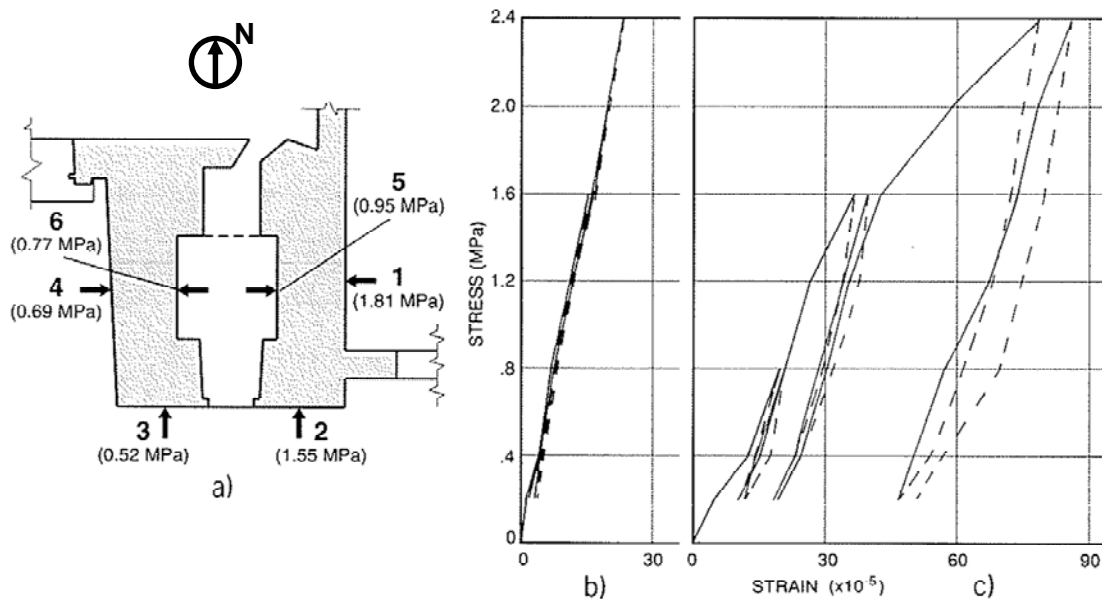


Fig. 2.43: (a) Posición en planta de los gatos planos y nivel tensional registrado. (b) Diagrama tensión – deformación obtenido para la hoja externa. (c) Diagrama tensión – deformación obtenido para la hoja interna (Modena y Rossi 1992).

Scrivener (1992) alude a que el método más adecuado para determinar las propiedades de una fábrica in situ es el de gato plano. Mediante esa técnica es posible determinar la evaluación del nivel tensional de compresión, estimar la resistencia a compresión, la ley tensión-deformación, y el comportamiento frente a corte. Igualmente, refiere que la fábrica sufre daños reducidos por lo que es una metodología especialmente satisfactoria para la evaluación del patrimonio construido.

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

Finalmente, en un apéndice de dicha referencia se recogen varios resultados reales obtenidos mediante gatos planos en fábricas de piedra y ladrillo.

Tras verificar que el colapso de la **Torre de Pavia** (Fig. 2.44) no estuvo relacionado ni con problemas de carácter geotécnico, ni con deterioro medioambiental, ni con la ocurrencia de fenómenos accidentales (fuertes vientos, terremotos o vibraciones), la atención fue puesta en la posible existencia de deficiencias estructurales. En este sentido fueron llevadas a cabo investigaciones en dos direcciones:

- La evaluación de la resistencia de la fábrica in situ.
- El estado tensional de la fábrica, bajo cargas permanentes, en las zonas más críticas de la torre.

Se concluyó que el colapso se debía a la coexistencia de fábricas de baja resistencia sometidas a niveles tensionales elevados (aún siendo admisibles), de forma que el daño generado puede conducir, a lo largo del tiempo (creep), al colapso parcial o total de la estructura (Binda ed., 2008c). Esta conclusión fue alcanzada después de meses de investigación.

De la misma forma, después del colapso se llevaron a cabo, inmediatamente, estudios sobre otros monumentos históricos en Pavia (Macchi 1993).



Fig. 2.44: Colapso de la Torre Cívica de Pavia 1989 (Binda et al. 2000a)

Dos diferentes tipos de actuaciones se mostraron como apropiadas en los diferentes tipos de edificios:

- Para las altas torres de fábrica fue investigado el colapso frágil, súbito (y dicho riesgo fue confirmado en la interpretación realizada de lo acaecido en la torre Cívica de Pavia). De forma que se consideró como lo más apropiado llevar a cabo una evaluación de los niveles tensionales efectivos existentes.
- Para las cúpulas, las bóvedas y los arcos de la Catedral, por el contrario, se consideró que los fallos podrían anticiparse mediante grandes desplazamientos, de forma que una monitorización “on line” sería la técnica más eficiente tanto para la detección de circunstancias en las que se necesitaría de una intervención, como para disponer de un sistema de alarma en caso de comportamiento anómalo.

A fin de evaluar la estabilidad de las seis altas torres que todavía se yerguen en el centro de Pavia fue necesario identificar la calidad de la fábrica y evaluar su resistencia. Las perforaciones realizadas (de más de 2.3 m de profundidad) y las indagaciones mediante videoendoscopia establecieron que la técnica constructiva era la misma que la empleada en la torre colapsada, es decir dos hojas de fábrica de ladrillo con un relleno interno.

La resistencia última obtenida debía ser comparada con el nivel tensional existente en las secciones más críticas de las torres. Dicho estado tensional en servicio fue obtenido mediante

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

análisis 3D de elementos finitos en los que las grietas existentes fueron simuladas como desconexiones entre elementos.

El chequeo adicional se basó en las técnicas de gato plano. Dicha metodología permitió conocer el estado tensional de las principales torres de la ciudad de Pavia (Torre del Orologio, del Maino, de la Universidad, Belcredi, campanario de la Iglesia del Carmen y torre Fraccaro) y valorar las características de deformabilidad y resistencia tanto del paramento exterior como del interior.

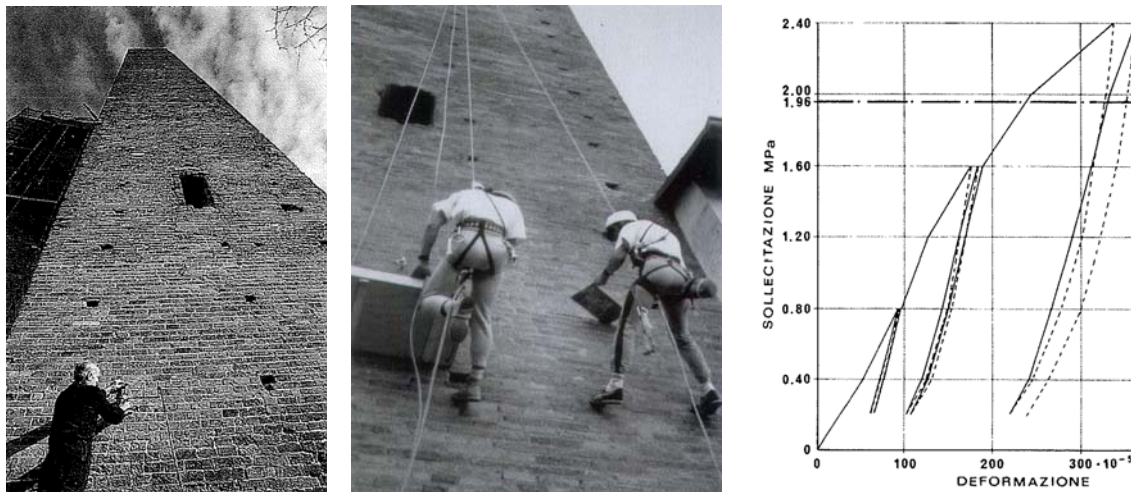


Fig. 2.45: Medida del nivel tensional mediante la técnica de gato simple en la base de la Torre del Maino (Rossi y Vavassori 1993).

Fig. 2.46: Ejecución de un ensayo de gato plano en la torre Fraccaro de Pavia (Rossi 1993b)

Fig. 2.47: Ley tensión-deformación de la fábrica de la Torre del Maino obtenida mediante gato plano doble (Rossi y Vavassori 1993).

Su contribución a las conclusiones fue esencial: los ensayos de gato plano simple mostraron que en dos de las 6 torres existían partes importantes inactivas, mientras que otras estaban sobretensionadas en más de dos veces los valores calculados. La razón se relacionó con una inapropiada restauración realizada en el pasado. Por ejemplo, en la torre del Maino (Fig. 2.45) se midieron tensiones, en los cuatro lados de la torre, que variaban entre 0.90-1.96 MPa.

En otros casos (p. ej. La torre Fraccaro, Fig. 2.46), los ensayos con doble gato plano mostraron, repetidamente, que la fábrica acumulaba un daño considerable en cada ciclo. En este sentido, en la Fig. 2.47 se presenta la ley  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenida, mediante gato plano doble, en la base de la torre del Maino. En este diagrama se evidencia un nivel tensional en servicio de 1.96 MPa. Puede observarse como este valor de sollicitación se localiza en un tramo de la curva  $\sigma$ - $\epsilon$  fuera de la rama elástica, por lo que se evidencia la existencia de deformaciones plásticas.

Toda esta información sobre el estado tensional y sobre la deficiencia resistente fue empleado para establecer el nivel de riesgo en dichas construcciones.

Gelmi et al. (1993) presentan los resultados de un proyecto de investigación orientado tanto al establecimiento de las condiciones mecánicas de los tipos de **fábricas más comunes en núcleos antiguos de la provincia de Trento, Italia**, como a elegir las intervenciones de refuerzo más adecuadas. Desde un punto de vista científico-técnico, esta referencia es relevante dado que es la **primera ocasión que la técnica de gato plano fue empleada en mamposterías pétreas irregulares**. Los edificios estudiados estaban construidos, bien a base de cantos redondeados, bien mediante mampuestos irregulares (en el estado natural en que eran obtenidos en las canteras). El primer tipo era el más empleado en construcciones erigidas cerca del río Adige, mientras que el segundo era más recurrido en los valles altos.

Tal y como ha sido presentado en este “Estado del conocimiento”, la técnica de gato plano había sido bien calibrada en el caso de fábricas de ladrillo y sillerías de piedra. Su aplicación en el caso de mamposterías irregulares, mucho menos homogéneas que las anteriores y sin juntas de

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

mortero continuas, requería el desarrollo de dispositivos especiales y de ensayos de calibración para verificar su aplicabilidad.

En relación con el equipamiento de ensayo fue necesario rediseñar determinados elementos. A fin de resolver el problema de la diferente deformabilidad de los materiales que debían cortarse para la posterior inserción de los gatos (puede comprobarse, Fig. 2.48, fácilmente que el corte superficial puede llegar a movilizar piedras y mortero con características mecánicas muy diferentes). Fue empleada un nuevo tipo de sierra de disco de diamante. Igualmente se diseñaron gatos planos compatibles con la nueva morfología del corte.

En lo que respecta a los **ensayos de calibración**, debido a la dificultad encontrada para recrear en laboratorio un muro de las mismas características, fueron desarrollados directamente in situ sobre especímenes tallados sobre la estructura muraria existente (Fig. 2.49). Para ello se compararon los resultados obtenidos con las técnicas de gato plano y los obtenidos en ensayos convencionales de compresión.

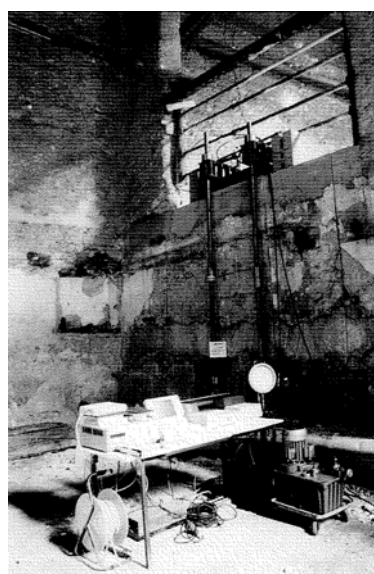
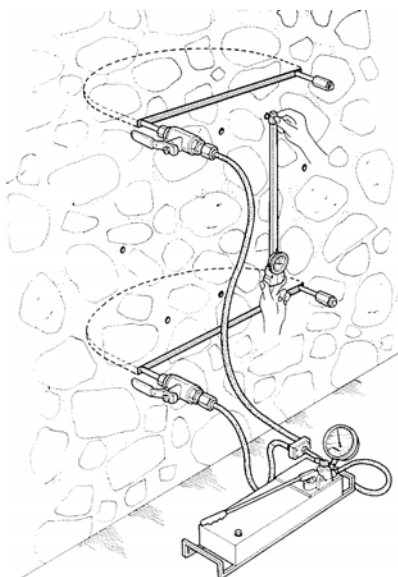


Fig. 2.48: Deformabilidad mediante dos gatos planos (Gelmi et al. 1993).

Fig. 2.49: Los ensayos de calibración fueron desarrollados sobre dos especímenes de fábrica tallados in situ (Gelmi et al. 1993).

Tal y como se presenta en la Tabla 2.13, la correlación de los resultados obtenidos para los dos especímenes ensayados fue muy buena, tanto en lo que se refiere a la deformabilidad como a la resistencia.

Tabla 2.13: Comparación entre los parámetros de resistencia y deformabilidad obtenidos por medio de la técnica de gatos planos (FJ) y por medio de ensayos destructivos (DT) en dos especímenes de fábrica.  $E_1$  y  $E_2$  son los módulos de elasticidad medidos en dos rangos tensionales: 0.0-0.4 MPa y 0.4-0.8 MPa, respectivamente (Binda et al. 1997).

	Especimen A		Especimen B	
	FJ	DT	FJ	DT
$E_1$ (MPa)	490	490	290	240
$E_2$ (MPa)	240	240	170	-
Resistencia (MPa)	1.0	1.0	0.8	0.6

Hughes y Pritchard (1994) presentan los resultados obtenidos en una campaña experimental en laboratorio sobre la distribución de presiones introducida tanto por **gatos planos de acero inoxidable como por gatos planos de goma** (caucho nitrilo). Igualmente, describen el proceso de fabricación de un gato plano de goma.

A lo largo de un ensayo de calibración de los gatos, fue controlada la distribución de la presión proporcionada por los mismos mediante sensores de presión, de 19 mm de diámetro y 0.3 mm de



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

grosor, conformando una red de puntos de control (Fig. 2.50). Dicha red de sensores se disponía entre dos láminas de goma, una ubicada entre los sensores y la placa superior de acero movilizada en el ensayo de calibración, y otra, no necesaria en el caso del gato plano flexible, entre los sensores y el gato plano (Fig. 2.51). En realidad debido a la disposición de dicha lámina de goma, la distribución de presiones registrada para el gato plano de acero fue más uniforme que la que se desarrollaría realmente, debido a que en la realidad se concentrarían las tensiones en las ondulaciones generadas en la roza durante el proceso de corte.

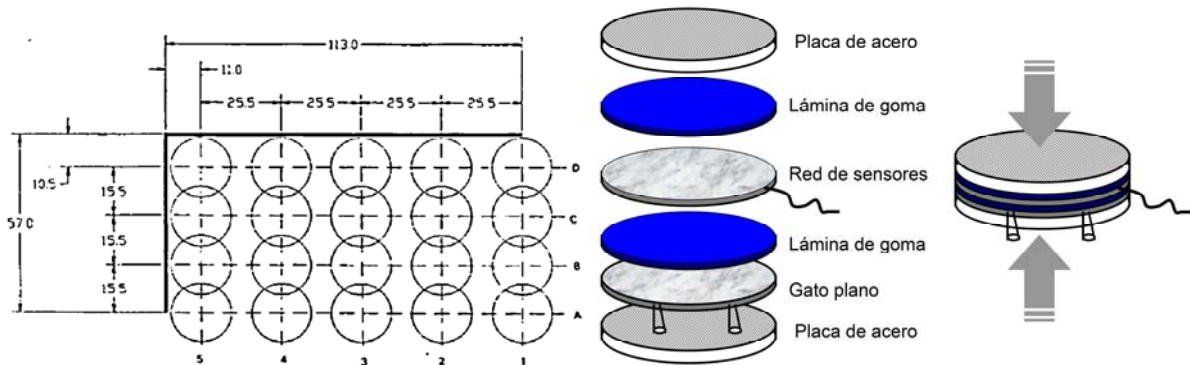


Fig. 2.50: Posición de las células de presión sobre los gatos planos (Hughes y Pritchard 1994).

Fig. 2.51: Disposición de la red de células de presión.

La distribución de la presión, para el caso de los gatos planos de acero, a una presión de 4 bar (0.392 MPa) se muestra en la Fig. 2.52. Dicha distribución apenas desarrolla contacto con la roza en el contorno del gato, además de ser poco uniforme, dado que se producen concentraciones de tensión en zonas localizadas. Igualmente, en la Fig. 2.53 se adjunta la curva de calibración obtenida para el gato plano de acero inoxidable.

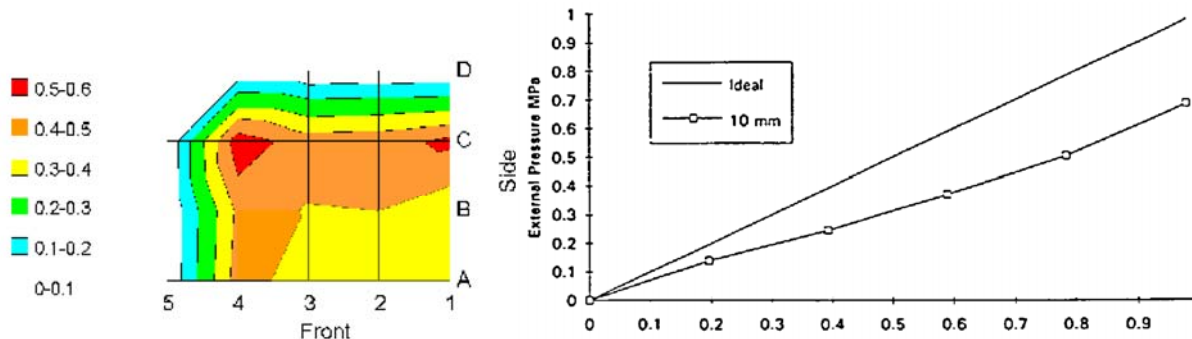


Fig. 2.52: Distribución de la presión en un gato plano de acero (porción correspondiente a una cuarta parte del mismo) a una presión interna de 0.392 MPa. La escala de tensión es también en MPa (Hughes y Pritchard 1994).

Fig. 2.53: Curva de calibración obtenida para el gato plano de acero inoxidable (Hughes y Pritchard 1994).

Para el caso del gato de goma la distribución de presión no acusó los efectos de borde (Fig. 2.54), ya que la lectura de los sensores posicionados en la columna 5 son similares a los de las columnas 1-4. Si que existe una reducción de la presión en el borde frontal (fila D) pero una tensión de 0.2-0.3 MPa todavía representa una presión significativa si la comparamos con la presión interna de 0.39 MPa. Finalmente, en la Fig. 2.55 se adjunta la curva de calibración obtenida para el gato plano de goma. El empleo de un gato flexible además de producir una distribución de tensiones más uniforme extendería el área de aplicación de ésta hacia los contornos de la roza. En este caso tanto la relación geométrica entre el área del gato plano y el área de la roza,  $K_a$ , como la constante relacionada con la parte de la presión que es consumida en deformar el dispositivo debido a su rigidez inherente,  $K_m$ , tomarían un valor próximo a 1.0.

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

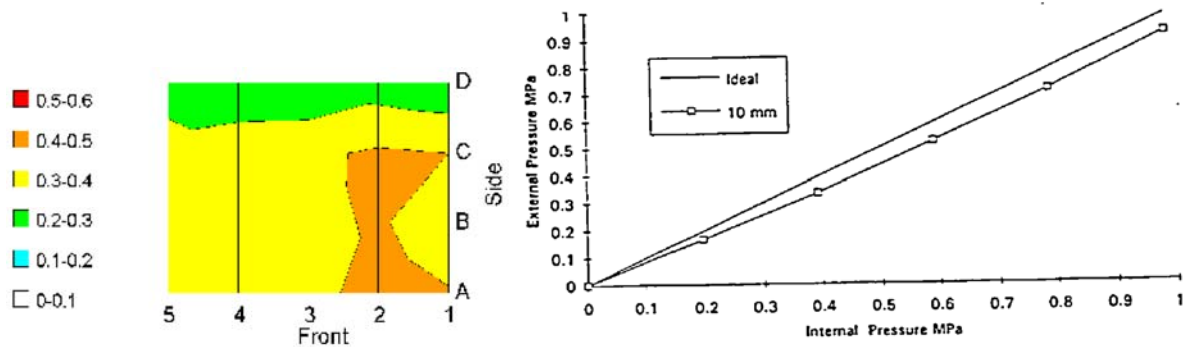


Fig. 2.54: Distribución de la presión en un gato plano de goma (porción correspondiente a una cuarta parte del mismo) a una presión interna de 0.392 MPa. La escala de tensión es también en MPa (Hughes y Pritchard 1994).

Fig. 2.55: Curva de calibración obtenida para el gato plano de goma (Hughes y Pritchard 1994).

Los resultados obtenidos a presiones superiores (no presentados en la referencia) arrojaron comentarios similares.

Las conclusiones alcanzadas por los autores fueron que los resultados obtenidos de la distribución de presión muestran que los gatos planos de acero tienen una distribución altamente no uniforme, mientras que los flexibles solamente acusan un pequeño efecto en el borde frontal del dispositivo, produciendo una distribución casi uniforme de la presión. Por ello que consideraron que el uso de gatos planos flexibles:

- Permitiría poder determinar tensiones in situ más reducidas.
- Permitiría el empleo de unos procedimientos de preparación de la roza menos cuidadosos, dado que tendrían menor implicación en los resultados.
- Mejoraría el rendimiento global de la técnica de gato plano.

En Creazza (1993) se alude a la campaña experimental desarrollada en la **Basilica de San Marcos de Venecia (Italia)**.

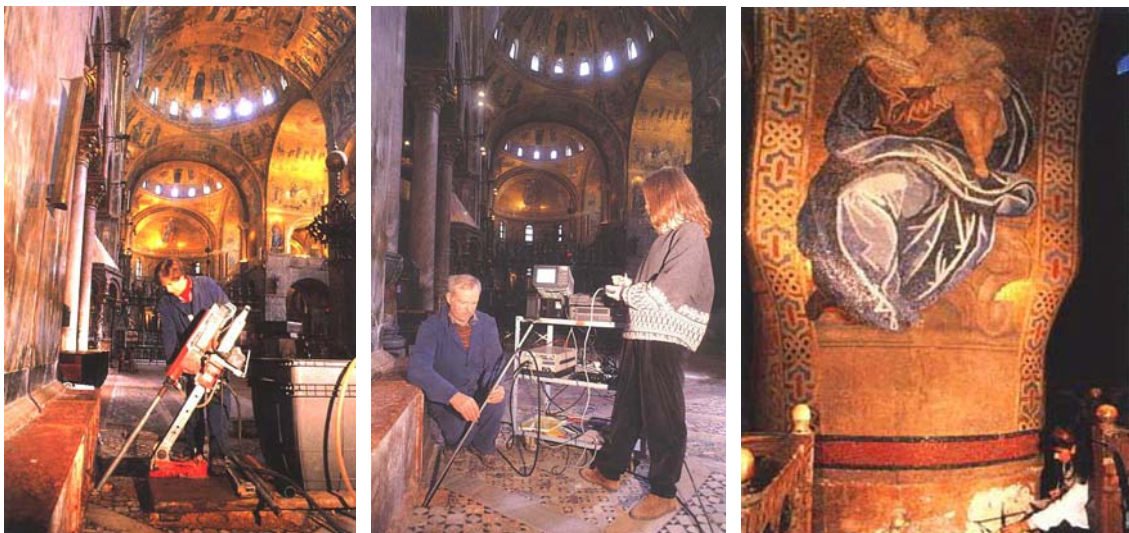


Fig. 2.56 y 2.57: Perforación y auscultación endoscópica en la fábrica de la Basilica de Marcos de Venecia.

Fig. 2.58: Ensayo de gato plano simple en uno de los pilares de la Basilica de Marcos de Venecia

El edificio, datado en el s. V, sufrió considerables reestructuraciones en los siglos XI y XII. En 1991 la Oficina de Obras Públicas de Venecia, encargó un completo programa de investigaciones estructurales para la Basilica, en el cuál además de un análisis de las características de la fábrica por medio de perforación y exploración videoendoscópica (Fig. 2.56 y 2.57), tomografía sónica y



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

radar, fue realizado una evaluación in situ de los niveles tensionales, de la resistencia y de la deformabilidad de la fábrica, poniendo especial hincapié en los pilares, mediante técnicas de gato plano. De la misma forma, fueron desarrollados modelos numéricos de la Basílica en los cuáles fueron implementadas las características de la fábrica obtenidas mediante los ensayos de gato plano, e igualmente, dichos modelos fueron calibrados mediante comparación de los niveles tensionales teóricos obtenidos con los adquiridos experimentalmente con gato plano simple.

En lo que respecta a la investigación de la construcción mediante gatos planos (Rossi 1995 y 1996c; Rossi et al. 1996b) se realizaron un total de 110 ensayos de gato plano, de los cuáles del orden de 60 se realizaron sobre sus pilas (Fig. 2.58), 20 en sus muros perimetrales, 5 en la cripta y 25 en la estructura de cobertura (arcos y cúpulas).

En la Fig. 2.59 se presentan los valores obtenidos para los niveles tensionales en las pilas de la Basílica. Por su parte en la Fig. 2.60 se indican los obtenidos en el extradós de la cúpula, arcos y pechinas.

Se puede observar como existe una cierta falta de homogeneización en el estado tensional en las pilastras, dicha situación es debida a la posición y a las dimensiones de éstas, a su tipología y a las intervenciones de consolidación a las que han sido sometidas algunas pilastras en el pasado. En parte de estos elementos constructivos se han registrado niveles tensionales importantes (del orden de 1.10 MPa).

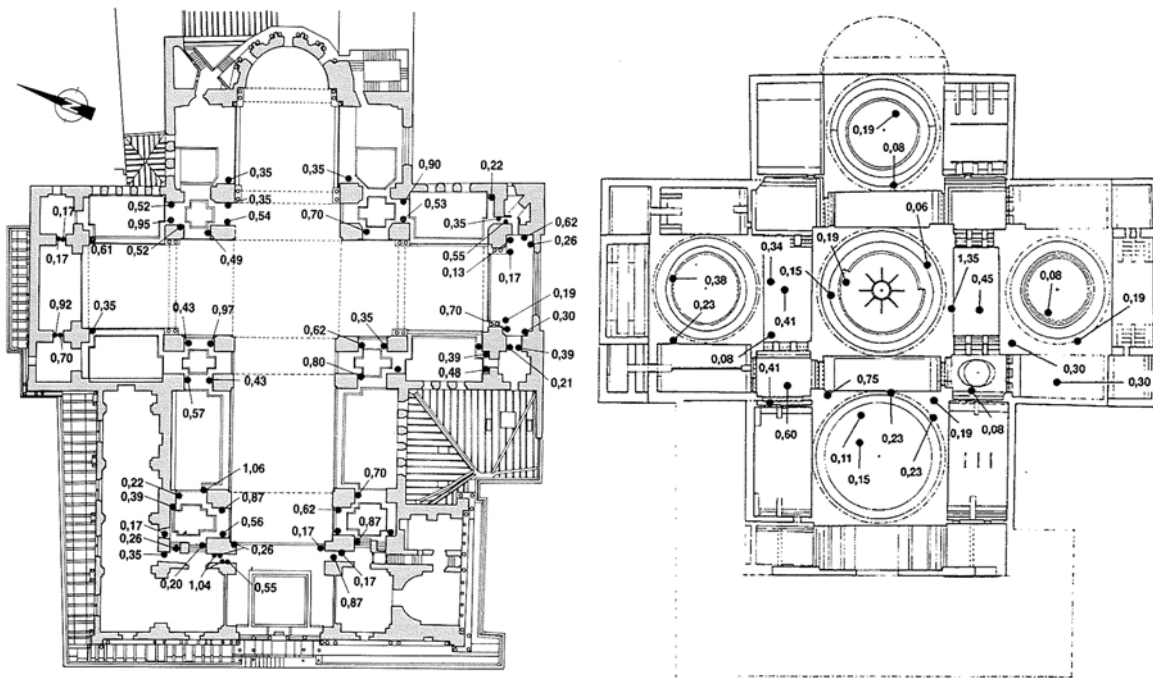


Fig. 2.59: Localización general de los ensayos de gato plano, con indicación de su nivel de tensión, realizados en las pilas de la Basílica de San Marcos.

Fig. 2.60: Localización general de los ensayos de gato plano, con indicación de su nivel tensional, en el extradós de la cúpula, arcos y trompetas.

En lo que respecta a los ensayos de gato plano doble, se determinó el módulo de elasticidad de diversos tipos de fábricas, con objeto de introducir dichos valores en el modelo de cálculo que se estaba calibrando.

La deformabilidad obtenida para las diversas pilastras estuvo condicionada al tipo de intervención de consolidación ejecutada. De esta forma los ensayos de gato plano doble condujeron a los siguientes valores del módulo de elasticidad:

- Fábrica original, sin consolidar, 800-2,000 MPa (obtenido para un intervalo de tensiones de 0.4-0.8 MPa).

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

- Fábrica consolidada mediante inyecciones, 1,600-4,000 MPa (obtenido para el mismo intervalo de tensiones referido).
- Algunas pilastras fueron sometidas a una total reconstrucción en los años sesenta, en este caso presentan un módulo de deformación superior a 5,000 MPa.

Para valorar la fidelidad del modelo de cálculo elaborado, se confrontaron, en 18 puntos, los valores obtenidos numéricamente con los medidos in situ mediante gatos planos. En este sentido de los 18 puntos de control, 9 mostraron buena correspondencia. El resto de los valores fueron superiores que las tensiones obtenidas numéricamente con un error medio de 1.39. El error medio obtenido para los 18 puntos de control, descartando los valores máximos y mínimos, fue de 1.17. Este resultado debe considerarse plenamente satisfactorio (Rossi 1995) sobretodo considerando la complejidad del modelo generado, pudiendo concluir que éste es ciertamente representativo de la estructura real y puede ser empleado como instrumento de proyecto para verificar la influencia de las eventuales intervenciones terapéuticas que podrían desarrollarse en la Basílica en un futuro.

Además, la combinación de las técnicas empleadas ofreció importante información en relación con las condiciones estáticas del pilar Sudeste de la cúpula de San Juan (Fig. 2.61). Dado que el nivel tensional medio en servicio registrado en dicho elemento, 0.85 MPa, era superior al límite elástico del material (0.80 MPa), sumado a las conclusiones obtenidas mediante empleo de tomografía sónica e inspección endoscópica, provocó la decisión de llevar a cabo trabajos de reparación en este pilar con urgencia.

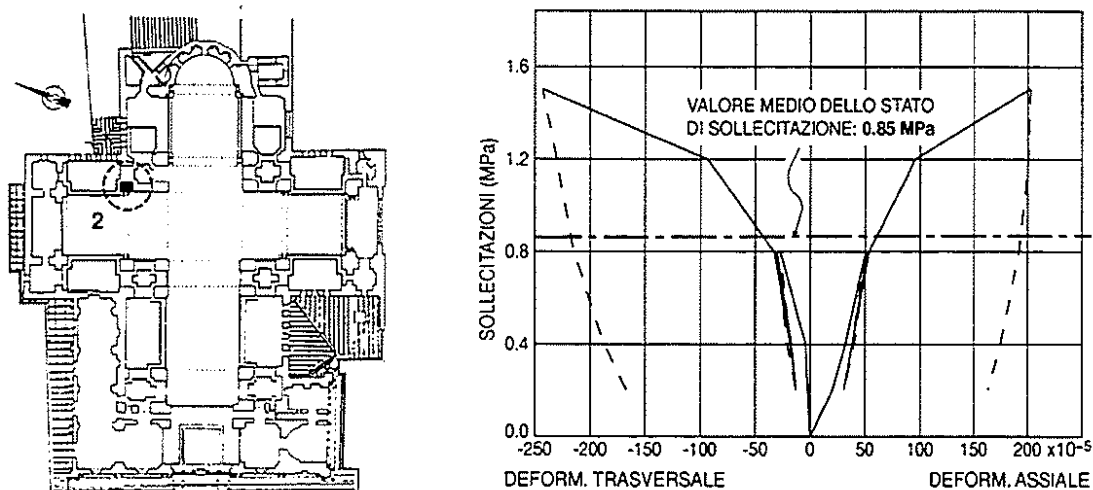


Fig. 2.61: Diagrama  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenido mediante gato plano doble para el pilar denominado 2 (pilar Sudeste de la cúpula de San Juan). Puede observarse como la fábrica presenta un comportamiento lineal hasta un nivel tensional de 0.80 MPa, con un valor del módulo de elasticidad de 2,000 MPa para un nivel de sollecitación de 1.20 MPa, el cuál decrece a 900 MPa en el intervalo tensional 1.20-1.50 MPa, y a 300 MPa para sollecitaciones superiores.

BRE-Digest 409 (1995) y de Veckey (1995) presentan los gatos planos de acero desarrollados en BRE (Building Research Establishment), Fig. 2.62 y 2.63.

El dispositivo presentado en la Fig. 2.62 presenta una dimensión similar a la tabla de un ladrillo y un espesor de unos 5 mm, si bien también fueron desarrollados gatos de áreas más reducidas. Dichos gatos tienen un único puerto de entrada para el fluido hidráulico, inclinado (forma 135° con ambos lados del gato), para permitir desarrollar el ensayo tanto en la dirección mayor del gato, como en la menor (Fig. 2.64), además su reducido espesor permite la ejecución del ensayo en la mayor parte de juntas de mortero.

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

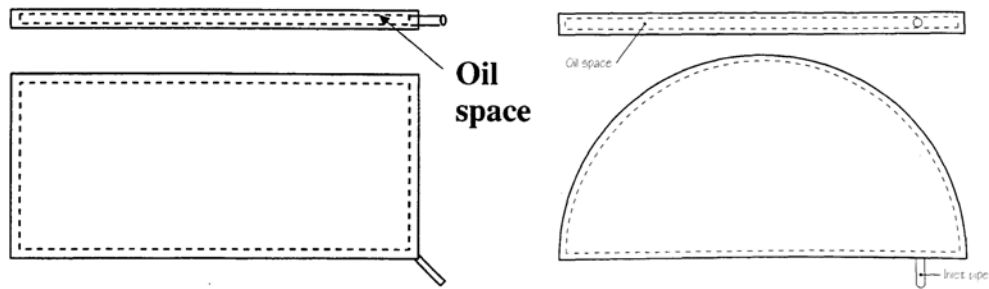


Fig. 2.62: Gato plano rectangular convencional (de Veckey 1995)

Fig. 2.63: Gato plano semicircular para cortes realizados mediante una sierra circular (BRE-Digest 409 1995).

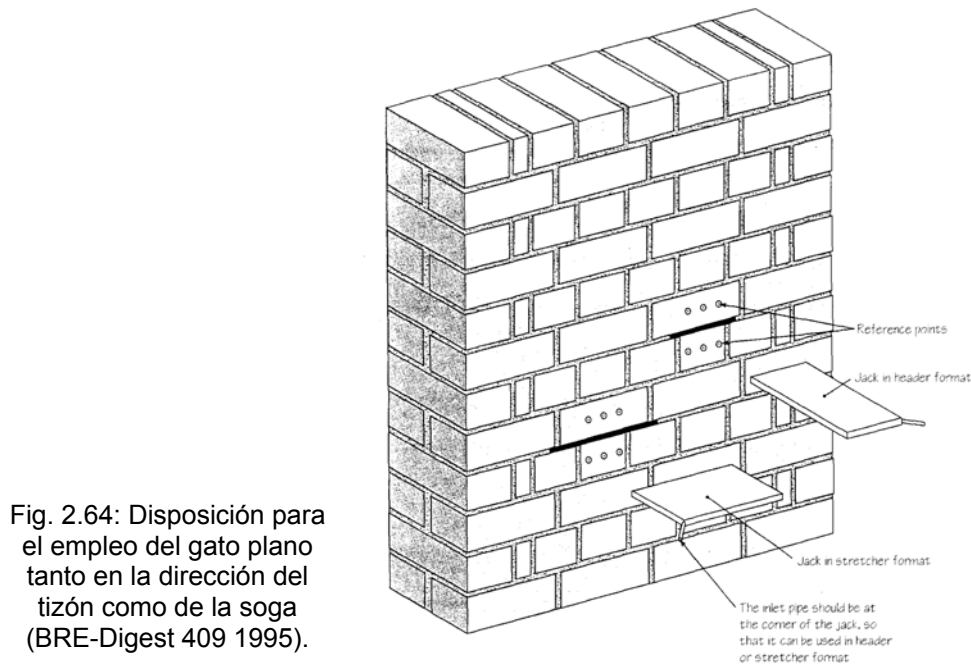


Fig. 2.64: Disposición para el empleo del gato plano tanto en la dirección del tizón como de la soga (BRE-Digest 409 1995).

En de Veckey (1995) se muestra, en primer lugar, los **ensayos para obtener el área efectiva de contacto para diferentes tamaños de gatos** (Tabla 2.14), para seguidamente exponer los ensayos de calibración de los mismos sobre muros de ladrillo o de bloques de 2 a 2.3 m de altura y 2 m de longitud. Fueron ensayados un total de 4 muros empleando las dimensiones y características recogidas en la Tabla 2.15.

Tabla 2.14: Dimensiones de los gatos planos (de Veckey 1995)

Tipo de gato plano	Dimensiones (mm)	Área bruta (mm <sup>2</sup> )	Área efectiva (mm <sup>2</sup> )
1	125x251x5	31,375.0	23,584.0
2	112x225x5	25,200.0	18,380.0
3	Dos del tipo 2	50,400.0	36,760.0
4	113x226x8	25,538.0	20,047.0
5	70x105	7,350.0	4,286.0

Tabla 2.15: Características de los muros de calibración (de Veckey 1995)

Muro/aparejo	Dimensiones (mm) (alto x ancho x espesor)	Resist. de los ladrillos (MPa)	Designación del mortero
Stock 1½ B. snack bond	1999x2083x353	9.3 (*)	(iv)
Fletton 1 B. flemish bond	2390x1854x215	24.4 (*)	(iii)
Fletton 1½ B. stretcher bond	2000x1854x103	23.2 (*)	(iii)
Block stretcher	2290x2034x136	12.04 (**)	(iii)

(\*) según BS3921    (\*\*) según BS2028

**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 para el ensayo de medida del estado tensional se muestran en la Fig. 2.65. La regresión lineal se basa en 16 puntos obtenidos mediante los gatos planos de mayor dimensión.

Por su parte también fueron realizados un número limitado de ensayos de gato plano doble para la obtención de la ley tensión-deformación, cuyos resultados se ilustran en la Fig. 2.66.

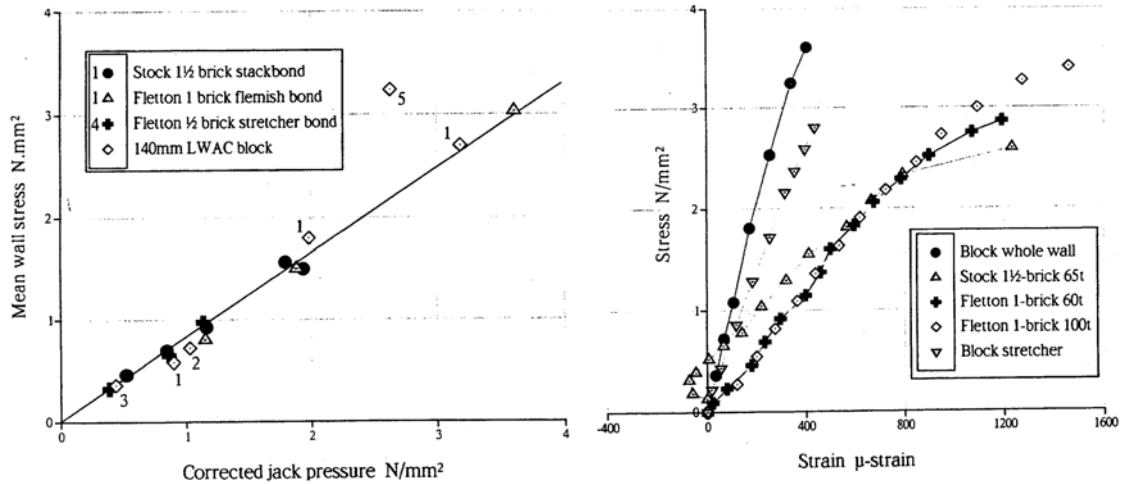


Fig. 2.65: Correlación entre la tensión proporcionada por el gato plano y la obtenida mediante ensayo convencional. Los números de los gatos planos se relacionan con los expuestos en la Tabla 2.14 (de Veckey 1995)

Fig. 2.66: Relaciones tensión-deformación obtenidas mediante ensayo de doble gato plano sobre algunos de los muros de ensayo (de Veckey 1995)

El autor concluye que esta técnica es un método aceptable y confiable para obtener datos estructurales de edificios existentes con un daño mínimo. Igualmente, propone que, teóricamente, gatos planos realizados mediante un material de menor módulo de deformación ofrecerían una mejor precisión y probablemente ofrecerían un factor de calibración, asociado con la rigidez inherente al dispositivo, próximo a la unidad. En esta línea se refiere al lector a las referencias Hughes y Pritchard (1994) y Glötzl y Bovio (2002).

**2.2.1.5 Desarrollos y aplicaciones más significativas de la técnica entre 1996-2000**

La técnica de gatos planos es empleada, convencionalmente, para la determinación de las tensiones verticales en servicio y tensiones radiales en arcos y túneles. En de Veckey (1996) se describe el uso de una versión en miniatura de gato plano desarrollado en el Building Research Establishment (de Veckey, 1995; BRE-Digest 409, 1995), el cuál dispuesto en las llagas de muros de ladrillo permite **medir las tensiones horizontales** que podrían desarrollarse por diferentes efectos (movimientos térmicos, etc.).

Para verificar la idoneidad del método fueron construidos muretes, de 7 hiladas de ladrillo compuestas por seis unidades de longitud. A continuación, previamente al ensayo, fueron girados los muretes 90°. Las dimensiones de las probetas se presentan en la Tabla 2.16 y un detalle general de la configuración del ensayo en la Fig. 2.67.

Tabla 2.16: Características de los muretes de calibración (de Veckey 1996).

Dimensiones (mm) (alto x ancho x espesor)	Resist. de los ladrillos (MPa) (según BS3921)	Designación del mortero
1350x525x100	23.2	(iii)
1350x560x102	23.2	(iii)

Los resultados obtenidos en los ensayos se muestran en la Fig. 2.68.

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

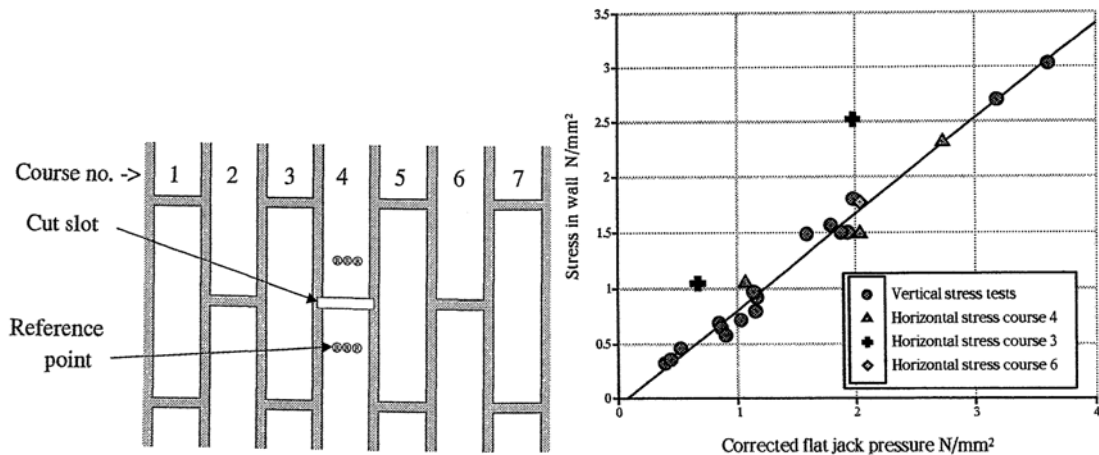


Fig. 2.67: Posición de los puntos de control en relación a la posición de la roza (de Veckey 1996).

Fig. 2.68: Correlación entre la tensión determinada con los gatos y la tensión aplicada a los muretes (de Veckey 1996).

Los datos obtenidos en los ensayos de calibración indican que es razonable aplicar los mismos principios empleados para la medida de las tensiones verticales, para obtener las tensiones horizontales.

Igualmente, en dicha referencia se refiere una aplicación in situ de la técnica en donde los movimientos diferenciales entre la envolvente de ladrillo y la estructura de hormigón habían conducido a daños en el edificio. La tensión horizontal obtenida fue mayor de 1.5 MPa.

Con posterioridad a los ensayos referidos para la estimación de tensiones horizontales, de Veckey y Skandamoorthy (1997) describen algunos **ensayos de calibración en laboratorio** de la técnica de gatos planos sobre muros de 1.74x1.60 m (alto x ancho) construidos a base de **bloques de arenisca** de York de 440x215x100 mm (largo x ancho x alto), en un aparejo a sogas con juntas de mortero 1:1:6 de 10 mm espesor nominal.

La Fig. 2.69 ilustra el muro y la posición de los ensayos que se restringieron a la parte central para evitar efectos de borde. Igualmente, la Fig. 2.70 muestra de forma detallada la posición de los gatos planos en la sección del muro.

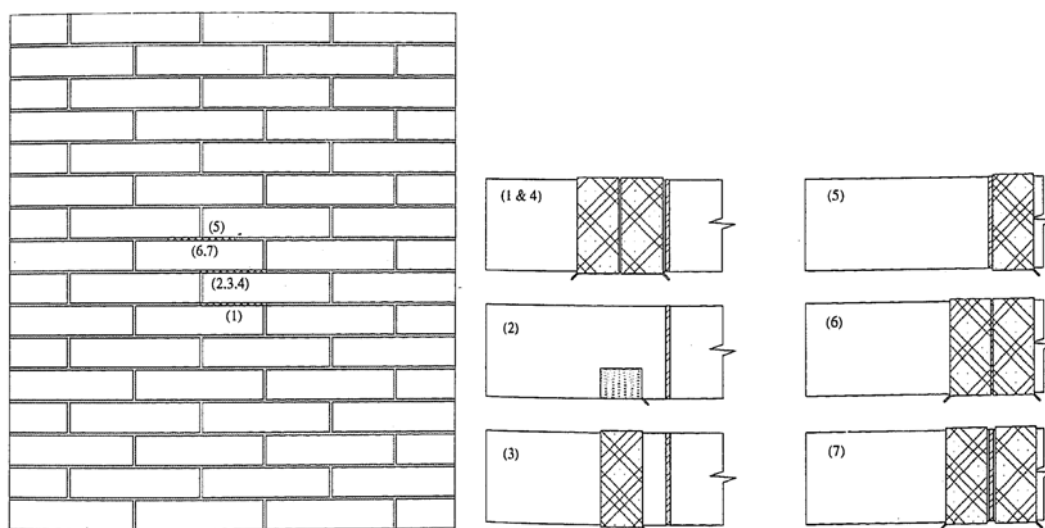


Fig. 2.69: Croquis del muro construido e indicación de la posición de los ensayos realizados (Veckey y Skandamoorthy 1997).

Fig. 2.70: Detalle en planta de la posición de los gatos planos en relación con la posición de los bloques de arenisca y la posición de las llagas de mortero (Veckey y Skandamoorthy 1997).

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

Para cada una de las posiciones de los gatos planos indicadas en la Fig. 2.70, fue solicitado el muro a 4-5 niveles tensionales diferentes, los cuáles eran introducidos mediante la aplicación de carga en coronación. En la Tabla 2.17 se describen los ensayos realizados.

Para ello, en primer lugar, tras la medida inicial de las longitudes de control en el estado del muro sin carga, era ejecutado el ensayo a menor nivel de carga vertical. En este sentido, una vez introducida la carga en el muro se registraban nuevamente las longitudes de control mediante comparador. A continuación se ejecutaba la roza y se insertaba el gato plano (garantizando una adecuada transmisión de cargas mediante el empleo de placas de relleno). Entonces, la presión era aplicada progresivamente mediante los gatos planos hasta recuperar la longitud de medida registrada antes de ejecutar la roza.

Seguidamente el gato plano era despresurizado y el muro descargado, volviendo a registrar las lecturas de las longitudes de control mediante comparador. Este valor era empleado como valor de referencia para los ensayos posteriores.

El procedimiento era repetido para diferentes niveles de carga en el muro.

Tabla 2.17: Gatos planos empleados (105x220 mm, excepto en la serie 2 que eran de 70x105 mm) y su posición respecto de los bloques de arenisca (Veckey y Skandamoorthy 1997). Ver también Fig. 2.69 y 2.70.

<b>Serie</b>	<b>Nº de gatos y configuración</b>	<b>Anchura (mm)</b>	<b>Nº de niveles de tensión</b>
1	2 / entre medios bloques	237	4
2	1 / central entre medios bloques	117	4
3	1 / central entre medios bloques	117	4
4	2 / entre medios bloques	241	5
5	1 / a un lado de la llaga de mortero	123	5
6 (*)	2 / a un lado y otro de la llaga de mortero	239	2
7 (**)	2 / a un lado y otro de la llaga de mortero	265	4

(\*) Los gatos estaban puestos en contacto uno con el otro y, por lo tanto, parte de la presión estaba aplicada en la junta de mortero.

(\*\*) La roza quedaba bajo la llaga de mortero que se situaba entre los dos gatos planos (no había introducción directa de presión en el mortero).

L: roza en la parte inferior; M: roza en el medio; U: roza en la parte superior

Los autores refieren que para bajos niveles tensionales los valores de las distancias de referencia parecían ser recuperadas cuando el muro era descargado, pero a niveles altos de tensión el cambio de dichas longitudes de referencia era importante debido al fenómeno de creep (fluencia lenta).

Después de la ejecución de cada ensayo (compuesto por la determinación del nivel tensional ante diferentes cargas aplicadas en el muro), la roza realizada era reparada empleando mortero de cemento de fraguado rápido (1:1:6).

Las correlaciones obtenidas entre las tensiones estimadas mediante los ensayos de gato plano y el nivel tensional introducido en el muro se representan en la Fig. 2.71. En dicha figura también se presentan los resultados de unos ensayos de calibración, referidos con anterioridad en este estado del arte, sobre muros de ladrillo y de bloque (de Veckey 1995) empleando gatos planos de área equivalente a la de las unidades empleadas o de la mitad de la misma.

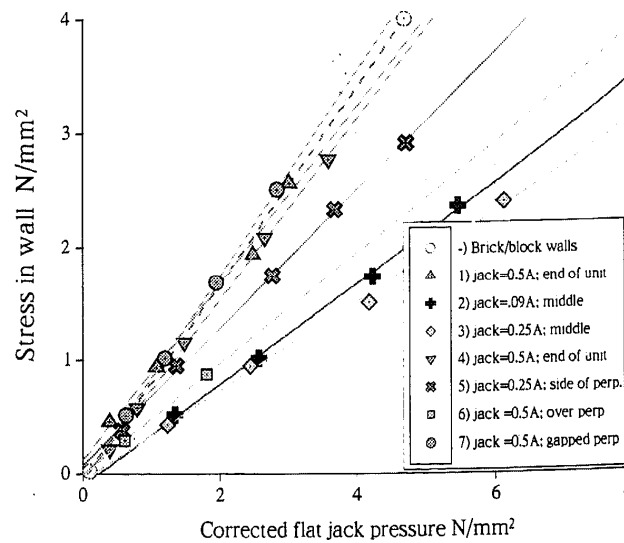
Es evidente que las series de ensayos 1, 4 y 7 realizadas en el muro de sillería, en las que la configuración de los ensayos coincidía con los criterios indicados a continuación, proporcionaban un comportamiento similar al registrado en las calibraciones previas sobre muros de ladrillo o bloque:

- Gato de al menos el 50% del área del bloque de piedra.
- Gato adyacente al contorno del bloque de piedra.
- Gato únicamente actuando sobre la unidad y no sobre la junta de mortero.

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

En las series en las que el gato fue localizado, de forma deliberada, lejos del contorno de los bloques de arenisca (como ocurre en las series 2 y 3) hay un cambio de comportamiento bastante acusado.

Fig. 2.71: Correlaciones obtenidas entre las tensiones estimadas mediante los ensayos de gato plano y el nivel tensional introducido en el muro (Veckey y Skandamoorthy 1997).



Finalmente, para las dos series restantes, la 5 en la que el gato solamente representa el 25% del área del bloque pétreo, y la 6 en la que el gato está actuando parcialmente sobre la llaga de mortero, el comportamiento registrado fue intermedio entre los dos referidos con anterioridad.

Los autores concluyen que la técnica de gatos planos es aplicable a sillerías realizadas con bloques de tamaños importantes, aludiendo a que el comportamiento del ensayo, cuando se emplean gatos cuya área sea mayor del 50% del área de los bloques pétreos, es similar al encontrado en fábricas de bloques o de ladrillo. Por su parte el empleo de gatos planos de área inferior al 50% de la de los sillares, especialmente en aquellas configuraciones de ensayos en que los gatos están lejos de los contornos de las piezas, el comportamiento es bastante diferente. Para mejorar la precisión en el empleo de gatos planos de dimensiones reducidas, respecto de las de las unidades componentes del muro, proponen realizar la roza en las piezas.

Debido al efecto de la concentración de tensiones y al de las deformaciones inelásticas, los resultados obtenidos de los ensayos de gato plano requieren, en general, una interpretación cuidadosa. Caso contrario, los juicios subjetivos formulados pueden comprometer la fiabilidad del proceso de ensayo en su conjunto (Ronca et al. 1997).

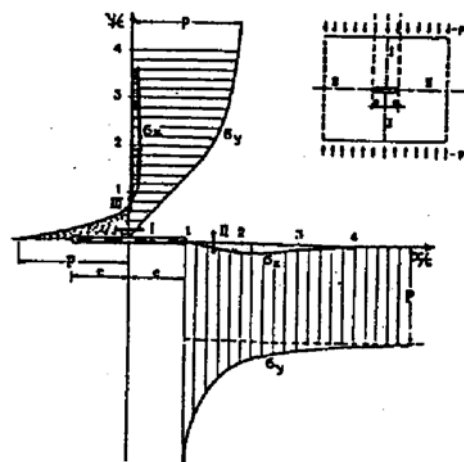


Fig. 2.72: Tensiones a lo largo de dos ejes de simetría de una roza de amplitud 2C.

Considerando el medio de ensayo como perfectamente elástico, tanto en el rango de las compresiones como en el de las tracciones, la distribución de tensiones a lo largo de una roza de



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

dimensión 2C puede consultarse en la Fig. 2.72. Las concentraciones de las tensiones de tracción  $\sigma_x$  en la zona central de la superficie de la roza y los altos valores de tensiones de compresión  $\sigma_y$  en las esquinas, sugieren que en un material de baja resistencia y sin trabajo en tracción, como las fábricas antiguas, la deformación producida por el corte, puede estar compuesto por una parte de deformaciones elásticas y otra de deformaciones inelásticas.

Considerando que en la mayor parte de los casos existentes, las fábricas ofrecen pobres características mecánicas en el rango elástico, el corte realizado en el ensayo, puede producir componentes de deformación más allá de dicho rango (Fig. 2.73).

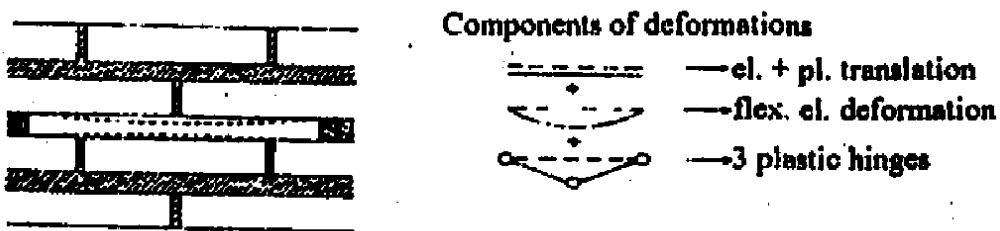


Fig. 2.73: Representación gráfica de los componentes de deformación inducidos por una roza.

En una serie de ensayos realizados en laboratorio (Ronca 1996 y 1996a), sobre muretes de ladrillo, fue demostrada la presencia de dichas deformaciones inelásticas durante el proceso de ejecución de un ensayo de gato plano. Además, el procedimiento de ensayo en si mismo y la interpretación de los resultados experimentales han permitido establecer dos requerimientos fundamentales para llevar a cabo un ensayo fiable de gato plano:

- La presión de cancelación,  $p$ , que se relaciona con el nivel tensional en servicio,  $\sigma$ , mediante las constantes relacionadas con la rigidez inherente del gato plano,  $k_m$ , y la relación entre el área del gato y el área de la roza,  $k_a$ , podría no corresponder siempre al nivel de presión para el que se recupera la distancia inicial medida antes de ejecutar la roza,  $d_i$ , dado que ésta no se alcanza al mismo tiempo en todas las unidades de medida.
- Las deformaciones inelásticas se concentran en la parte central de la roza, generando valores relevantes del desplazamiento total registrado. Por tanto la localización de las unidades de medida de los desplazamientos hacia el final de la roza, parece conducir a interpretaciones más reales del ensayo, tal y como muestra la Fig. 2.74 obtenida sobre uno de los muretes experimentales ensayados por Ronca (1996).

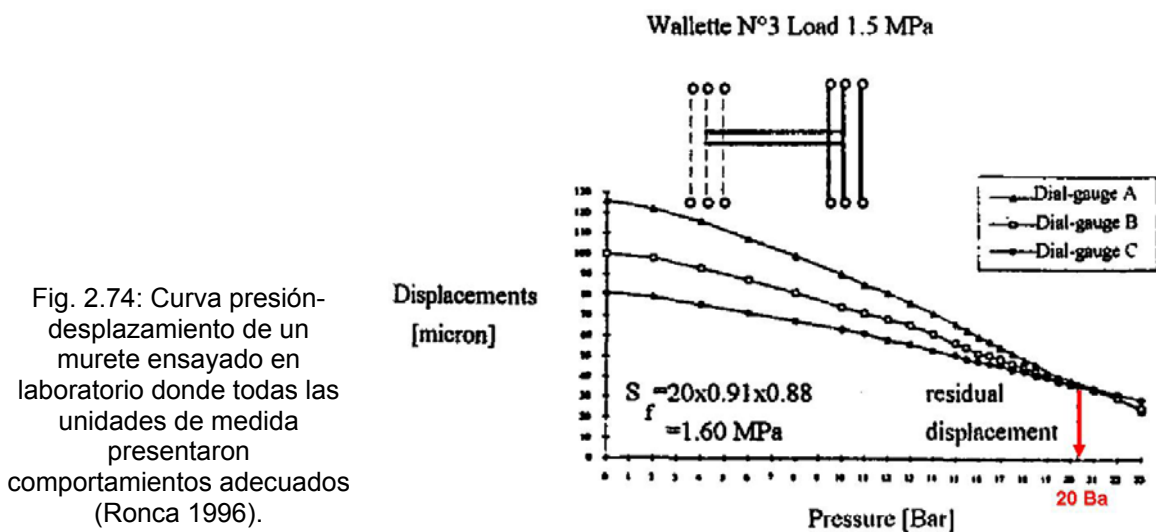


Fig. 2.74: Curva presión-desplazamiento de un murete ensayado en laboratorio donde todas las unidades de medida presentaron comportamientos adecuados (Ronca 1996).

Con el propósito de validar in situ el referido comportamiento encontrado por Ronca (1996 y 1996a) en laboratorio, Ronca et al. (1997) realizaron una serie de ensayos de gato plano en el **campanario de la torre de Monza**, volumen edilicio construido entre 1592-1606 a base de un

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

muro de ladrillo macizo de 130 a 140 cm de espesor. Prestaron especial atención a las perturbaciones (agrietamientos) que aparecieron en la superficie del muro durante los ensayos, dado que éstas, como se pasará a justificar, están claramente relacionadas con el comportamiento inelástico de la fábrica. Para ello adoptaron un procedimiento común en todos los ensayos siguiendo tanto la norma ASTM 1196-91 como la RILEM LUM90/2. De la misma forma posicionaron unidades de medida complementarias con la finalidad de controlar el desplazamiento de las zonas de fábrica localizadas en los límites de la roza. En lo que sigue se presentan parte de los resultados obtenidos y las principales conclusiones alcanzadas por los autores.

En la Fig. 2.75 se presentan las curvas presión-desplazamiento registradas durante el ensayo denominado TMJ1.

La primera curva, relacionada con las indicaciones de las Recomendaciones RILEM, muestra como los valores de los desplazamientos registrados durante el ensayo no alcanzan en ningún caso un único punto de intersección con el eje de abscisas (recuperación de la distancia medida con anterioridad a la ejecución de la roza). Debido a ello la determinación del nivel tensional en servicio dependerá mucho del juicio del operador.

La curva central, relacionada con las indicaciones de la norma ASTM, puede comprobarse como las unidades de medida 6 y 9 registran curvas presión-desplazamiento prácticamente paralelas como consecuencia de su posición simétrica, pero con diferentes valores numéricos, circunstancia que muestra el comportamiento inelástico de la zona de ensayo. Como consecuencia, los puntos de control alcanzan la recuperación de la distancia inicial,  $d_i$ , medida con anterioridad a la ejecución de la roza, para diferentes niveles de presión.

Por su parte, la tercera gráfica muestra los valores obtenidos por las unidades de medida dispuestas en los límites de la roza. Las curvas presión-desplazamiento indican un comportamiento similar de los cuatro puntos de medida denominados 5, c1, 6 y c2, los cuáles presentaron una buena convergencia a un “punto de desplazamiento residual” que ronda una presión de cancelación de 9-10 Ba.

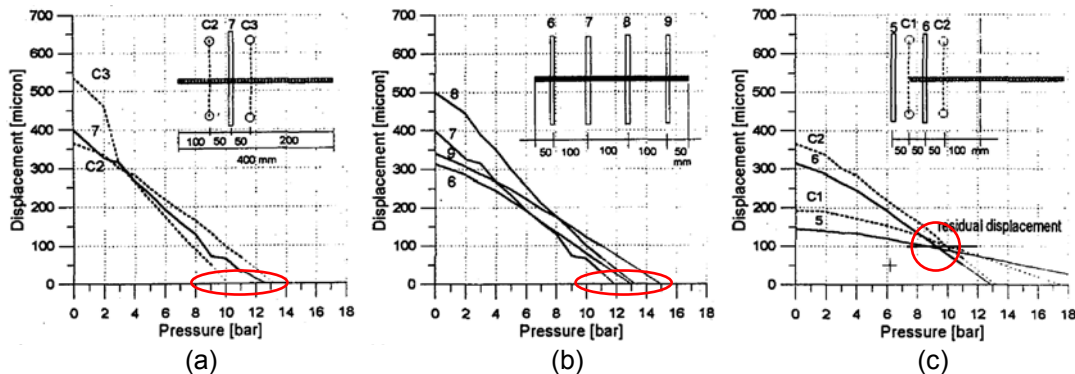


Fig. 2.75: Curvas presión-desplazamiento registradas durante el ensayo TMJ1: a) En base a las propuestas RILEM, b) En base a las propuestas ASTM, c) Propuesta de los autores. (Ronca et al. 1997)

Igualmente, en la superficie del muro ensayado verificaron la existencia de grietas localizadas (Fig. 2.76) que confirmaron la presencia de desplazamientos no elásticos desarrollados durante el ensayo.

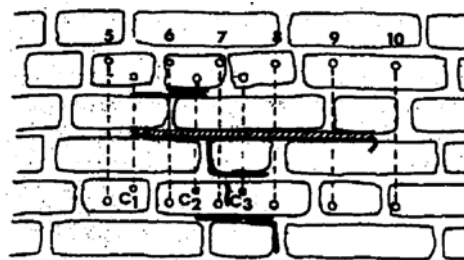


Fig. 2.76: Formación de grietas durante el ensayo TMJ1. (Ronca et al. 1997)

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

En la Fig. 2.77 se presentan las curva presión-desplazamiento registradas durante el ensayo TMJ3. Las curvas relacionadas con las unidades de medida 5, c2 y 6 muestran una buena convergencia al “punto de desplazamiento residual” que ronda una presión de cancelación de 8 Ba. La unidad de medida denotada c1 presenta un comportamiento irracional por lo que fue obviada. Igualmente en la Fig. 2.78 se recogen los agrietamientos desarrollados durante dicho ensayo TMJ3.

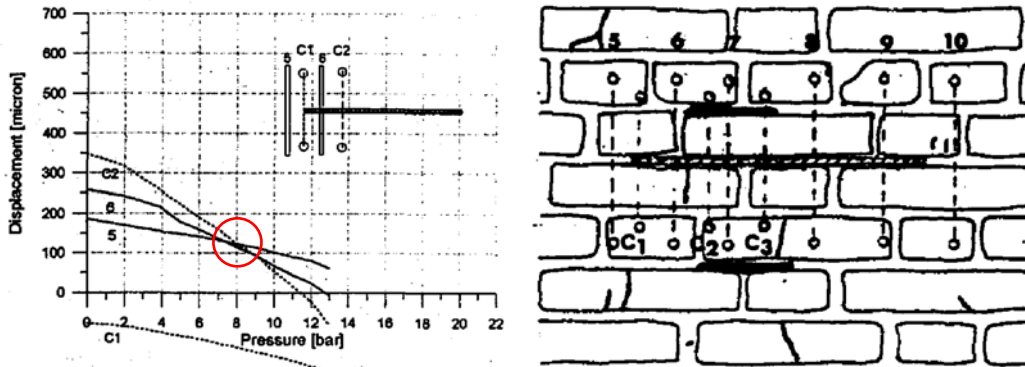


Fig. 2.77: Curvas presión-desplazamiento registradas en el ensayo TMJ3. (Ronca et al. 1997)

Fig. 2.78: Formación de grietas durante el ensayo TMJ3. (Ronca et al. 1997)

En la Fig. 2.79 se presentan las curvas presión-desplazamiento registradas durante el ensayo TMJ4. Pudo comprobarse que todas las unidades de control convergían al “punto de desplazamiento residual” que alcanzaba una presión de cancelación de 15 Ba. Tal comportamiento quedó justificado a la vista de la simetría con que se manifestaron agrietamientos a lo largo del ensayo (Fig. 2.80)

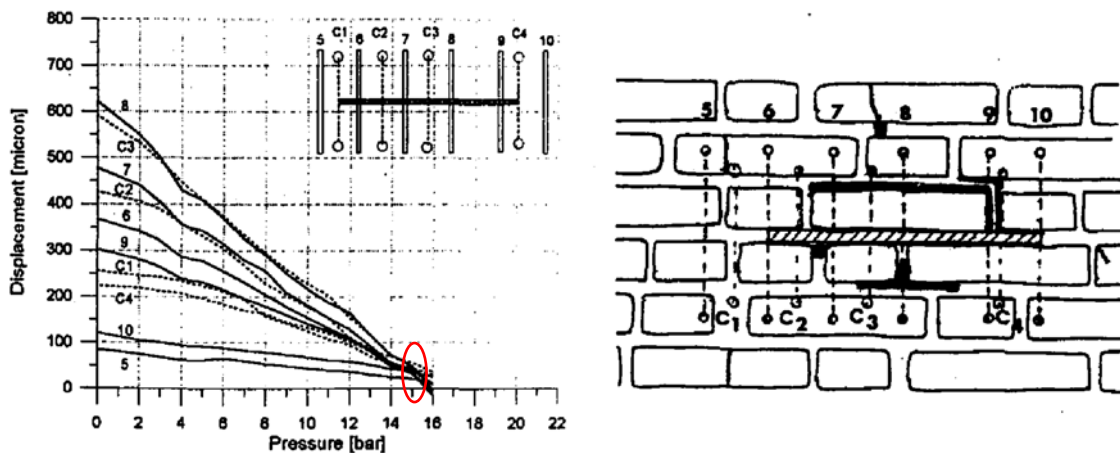


Fig. 2.79: Curvas presión-desplazamiento registradas en el ensayo TMJ4. (Ronca et al. 1997)

Fig. 2.80: Formación de grietas durante el ensayo TMJ4. (Ronca et al. 1997)

Por su parte, la Fig. 2.81 presenta las curvas presión-desplazamiento registradas durante el ensayo TMJ5. Las unidades de control localizadas en las posiciones sancionadas por ASTM y RILEM recuperaron la distancia inicial ( $d_i$ ) en un intervalo de presiones entre 21 y 22 Ba, excepto la unidad de medida 6 que mostró un comportamiento discordante. Igualmente pudo apreciarse como las unidades de control 5, c1, c4 y 10, localizadas en la fábrica circundante a los límites de la roza, no alcanzaron la recuperación de la distancia inicial,  $d_i$ , para unos valores razonables de presión. Este comportamiento sugirió que durante el ensayo no se sobrepasó el rango elástico, afirmación que quedó reforzada al verificar que la en la zona de ensayo no se desarrollaron agrietamientos (Fig. 2.82). En consecuencia, las unidades de control posicionadas según las recomendaciones ASTM y RILEM fueron adecuadas para estimar la presión de cancelación.

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

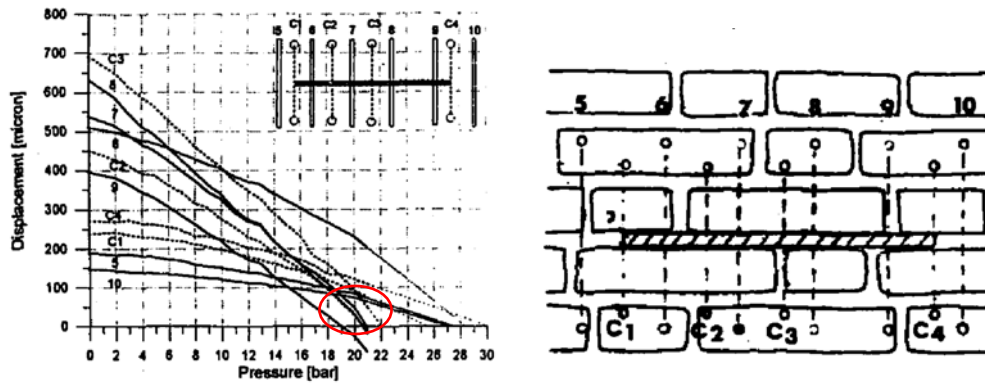


Fig. 2.81: Curvas presión-desplazamiento registradas en el ensayo TMJ5. (Ronca et al. 1997)

Fig. 2.82: Formación de grietas durante el ensayo TMJ5: No se desarrollaron. (Ronca et al. 1997)

Finalmente, en el Fig. 2.83 se presentan las curvas presión-desplazamiento registradas durante el ensayo denominado TMJ6. Pudo verificarse una cierta simetría en las perturbaciones inducidas en la zona de ensayo durante el proceso de corte (Fig. 2.84), circunstancia que quedó registrada en la evolución de las leyes presión-desplazamiento de las unidades de control 6, c2, 7, c3, 8, c4, las cuáles presentaron una buena convergencia al “punto de desplazamiento residual” que alcanzaba una presión de cancelación de 19-20 Ba.

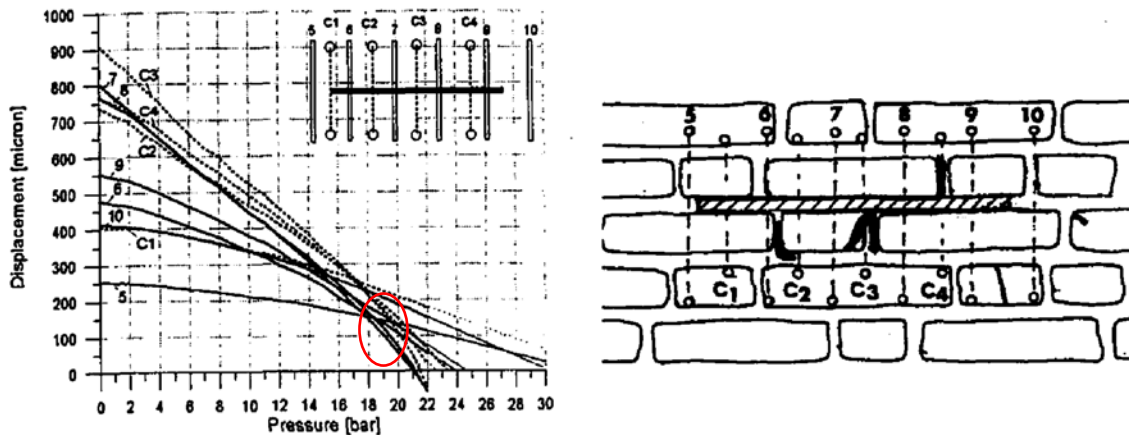


Fig. 2.83: Curvas presión-desplazamiento registradas en el ensayo TMJ6. (Ronca et al. 1997)

Fig. 2.84: Formación de grietas durante el ensayo TMJ6. (Ronca et al. 1997)

Las conclusiones alcanzadas por los autores se basaron en la interpretación mecánica de las perturbaciones locales debidas, esencialmente, al proceso de corte. En base a los ensayos relacionados en este estado del arte, formularon las siguientes:

- En el ensayo se induce, en general, un comportamiento local inelástico y en consecuencia los resultados obtenidos mediante las unidades de medida requieren una interpretación cuidadosa.
- La corrección puede realizarse eligiendo una presión de cancelación,  $p$ , que produzca unos desplazamientos casi coincidentes en las curvas relacionadas con las unidades de medida localizadas en el área de ensayo. A estos desplazamientos los denominan “desplazamientos residuales”.
- En uno de los ensayos realizados (TMJ5), no se desarrollaron agrietamientos como consecuencia del corte (Fig. 2.82), por ello que la recuperación de las distancias iniciales ( $d_i$ ) se obtiene con una convergencia razonable. En este caso las unidades de medida localizadas fuera de la extensión de la roza fueron menos significativas.

Del conjunto de la exposición relacionada en Ronca 1996 y 1996a, y en Ronca et al. 1997, puede concluirse que un aspecto esencial para una correcta interpretación del ensayo es llevar a cabo

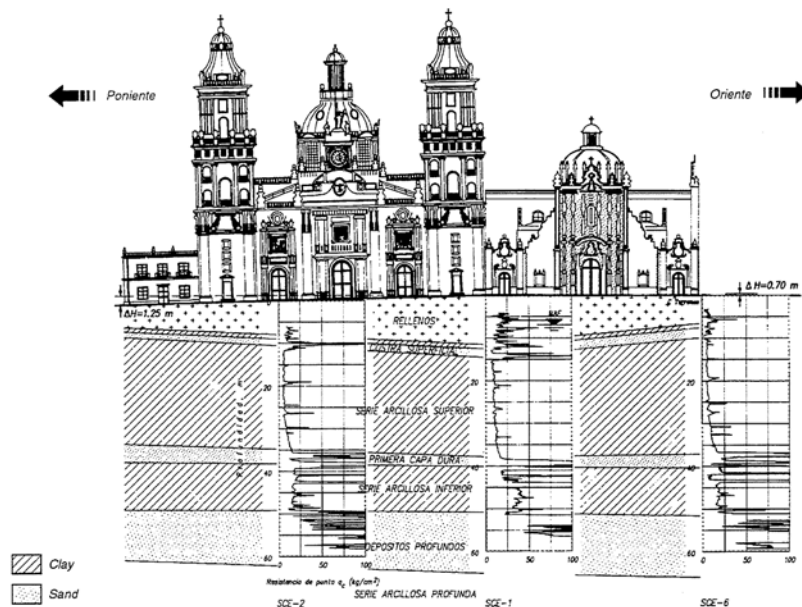
## Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido

una precisa inspección visual del área de la fábrica existente alrededor de la roza. Como consecuencia, si el fenómeno inelástico se evidencia se obtendría 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.

Durante años la **Catedral de la ciudad de México** (Fig. 2.85) sufrió un incremento progresivo de los asentamientos que ha redundado en que estos alcanzasen, durante el s. XX, valores sorprendentes de 7.5 m. En las zonas más críticas la velocidad de propagación del fenómeno excedió los 30 mm/mes.

La Catedral de la ciudad de México fue objeto de rehabilitación mediante el procedimiento de sub-excavación a fin de corregir los asentamientos diferenciales existentes, mayores de 2.4 m (Fig. 2.86). Los grandes hundimientos diferenciales que se presentaron desde el inicio de la construcción, obligaron a efectuar correcciones y ajustes continuos en la geometría del edificio, a lo largo de los 240 años que se prolongó su construcción. La longitud de las columnas, por ejemplo, varía, de acuerdo a la magnitud de los hundimientos que experimentaron cada una de sus bases en la época en que se nivelaron sus extremos superiores, para proceder a la construcción de los arcos y las bóvedas de la cubierta. La diferencia máxima de longitud es de 85 centímetros.

Fig. 2.85: Estratigrafía del terreno de cimentación de la Catedral con los resultados de los ensayos penetrométricos estáticos (Rossi 1996a).



La configuración de asentamientos en la Catedral es muy compleja (Meli y Sánchez 2001). En un primer análisis se pueden identificar dos mecanismos principales: un hundimiento generalizado hacia el surponiente, y una "emersión" de la zona central, al norte del crucero.

El primer mecanismo ha producido una configuración de grietas transversales en la cubierta y en los muros laterales, sobre todo en la zona cercana al crucero. También ha desarrollado una separación entre la fachada sur, con sus pesadas torres, y el resto de la construcción.

El segundo mecanismo ha ocasionado una rotación hacia afuera de las columnas y las naves laterales, así como la abertura de los arcos y las bóvedas. Esto ha dado lugar, principalmente, a un patrón de grietas longitudinales en la cubierta. Este segundo mecanismo es muy importante, desde el punto de vista estructural, porque ha dado lugar a grandes desplomes en las columnas.

El material primario de construcción es una especie de hormigón ciclópeo integrado por piedras de origen volcánico (andesitas y tezontle), aglutinadas por un mortero de cal y arena. Las columnas, arcos y algunos elementos decorativos, son de sillares de piedra andesítica. Se pudo comprobar que queda un núcleo central de mampostería pobre, cuya contribución a la resistencia es poco significativa.



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

Dentro de los trabajos de rehabilitación (Meli et al. 1997) se contempló la realización de ensayos de gato plano (Rossi 1996a) con el objetivo de obtener los niveles tensionales de las estructuras soporte, con especial atención a las condiciones estáticas de las columnas que presentaban desviaciones verticales significativas. En la Fig. 2.87 se muestran los valores de las tensiones medidas mediante gato plano simple sobre las columnas principales que soportan la cúpula. En la misma figura también se ha indicado la desviación, respecto de la vertical, de las cuatro columnas. Puede observarse como los valores medidos de los niveles tensionales presentan buena concordancia con las desviaciones verticales. El elevado valor tensional de 8.75 MPa fue registrado sobre la columna que presentaba un importante desplome (0.66 m.).

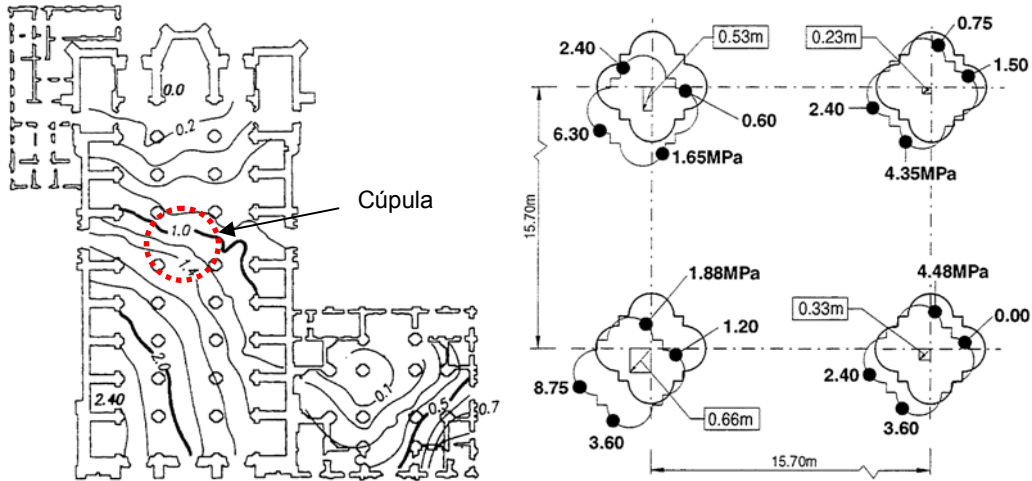


Fig. 2.86: Mapa de distribución de los asentamientos diferenciales registrados en la Catedral de México (Rossi 1996a).

Fig. 2.87: Niveles tensionales de servicio medidos en los cuatro pilares de soporte de la cúpula, mediante técnicas de gatos planos. También es indicada la desviación vertical de dichos elementos constructivos (Rossi 1996a).

Un resumen de los ensayos realizados mediante gatos planos con indicación de los resultados obtenidos se presenta en la Fig. 2.88.

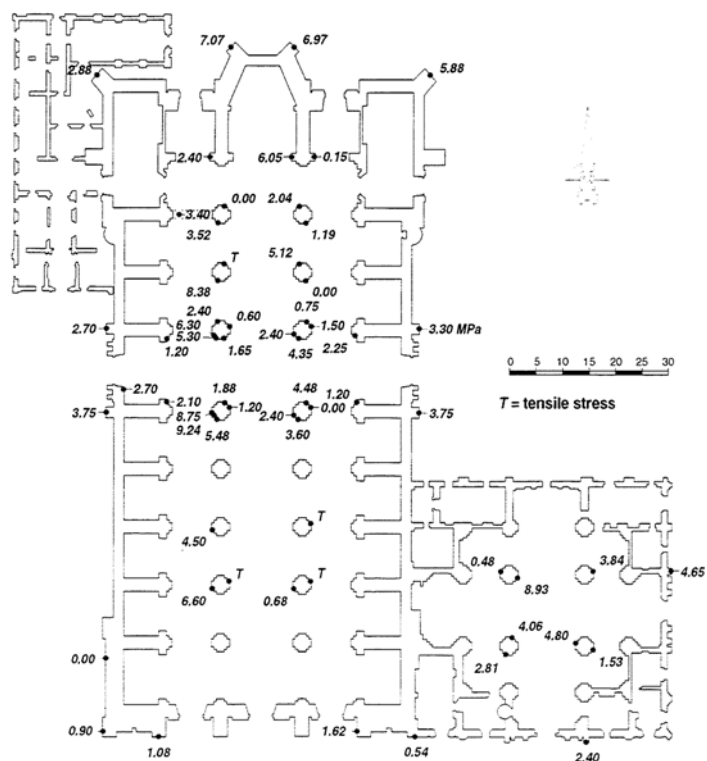


Fig. 2.88: Ubicación de los ensayos realizados con indicación de los niveles tensionales obtenidos en la Catedral Metropolitana de México (Rossi 1996a).

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

Durante la campaña de diagnóstico realizada sobre la **Iglesia de S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> di Castelo, Alessandria (Piedmont, Italia)**, fueron realizados ensayos de gato plano (Pistone y Rossi 1997) sobre todas las columnas interiores y varios muros de acuerdo con el esquema presentado en la Fig. 2.89, en el cuál también se han indicado los niveles tensionales obtenidos en cada punto. Igualmente también fueron llevados a cabo ensayos para evaluar las leyes  $\sigma$ - $\epsilon$ . Los gatos planos empleados fueron semi-circulares de 255x345x4 mm y cuadrados de 150x150x8mm.

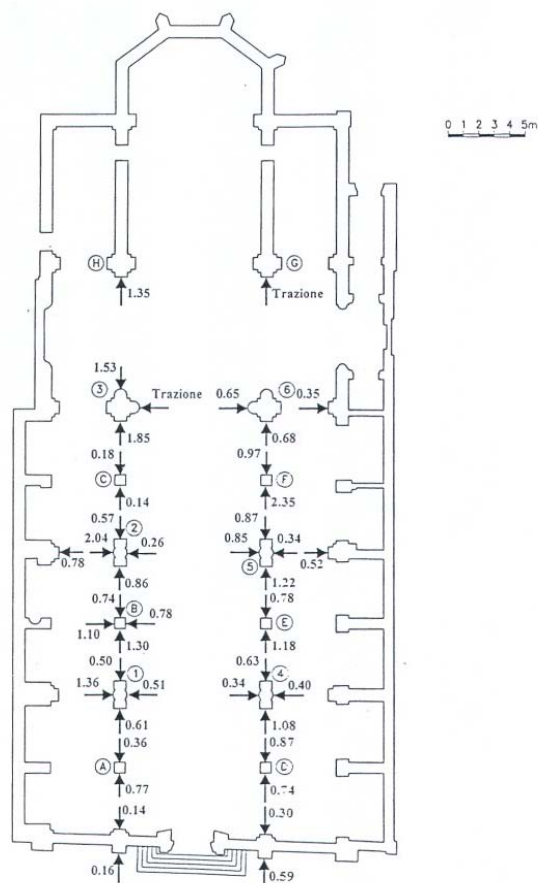


Fig. 2.89: Planta de la iglesia de S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> di Castelo, Alessandria, con los resultados de los ensayos de gato plano, en MPa (Pistone y Rossi 1997).

A partir de la interpretación de los ensayos de gato plano realizados se verificó que, contrariamente a los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y a la tendencia histórica de la construcción a desplazarse hacia el lado Oeste, el edificio parecía estar atraído hacia el Este (zona en la que durante los años 70 se habían desarrollado excavaciones arqueológicas y labores de sostenimiento a nivel de cimentación). El equilibrio estático se había revertido debido a esas intervenciones, causantes, por otro lado, de asentamientos a lo largo de la parte Este de la Iglesia. Como resultado de estos asentamientos el edificio se había desplazado hacia el claustro, generando en la práctica totalidad de los pilares esfuerzos de compresión excéntrica, debido a la aparición de flexiones.

El **campanario de la Catedral de Monza**, Italia, es una estructura masiva de fábrica de 74 m de altura, con planta cuadrada, y construida de muros de ladrillo macizo de 1.4 m de espesor aparejados con morteros de cal y árido silíceo (Fig. 2.90).

La construcción comenzó en 1592, finalizando en 1605. Los muros Oeste y Este de la torre mostraban grietas importantes desde hacía más de 70 años. Igualmente, entre los 11 y 30 m de altura, existía una red difusa de delgadas grietas verticales, tanto en el paramento exterior como en el interior.

Desde 1978 las grietas más importantes fueron monitorizadas mediante extensómetros. En la Fig. 2.91 puede apreciarse el incremento monótono creciente en la apertura de una de las grietas



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

controladas. Desde 1988 la velocidad de apertura de fisura sufrió un brusco incremento, circunstancia que sumado al colapso súbito de la torre Cívica de Pavia en 1989, motivó la preocupación de los responsables del mantenimiento de la torre de Monza, lo que desembocó en el desarrollo de una primera fase de diagnóstico de la construcción (Binda et al. 2000a y 1998a).



Fig. 2.90: Catedral de Monza, Italia.

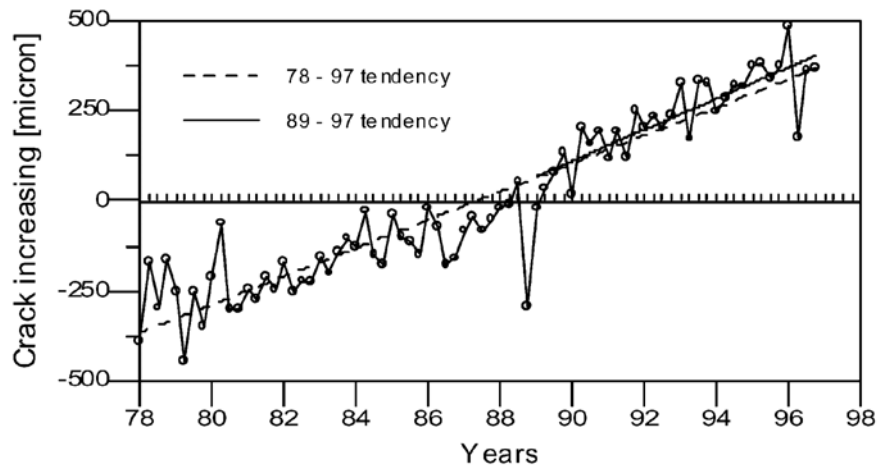
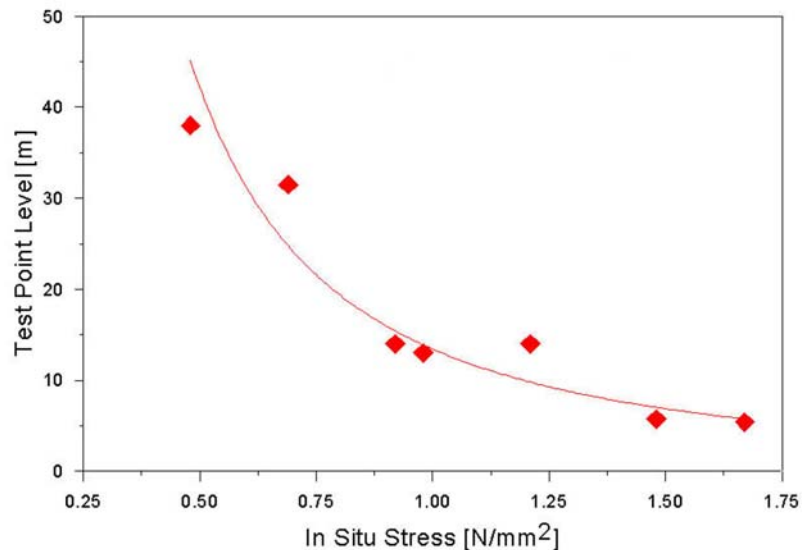


Fig. 2.91: Monitorización de una de las grietas (Modena et al. 2002).

A este respecto se desarrolló una caracterización geométrica precisa, un levantamiento de todos los procesos patológicos presentes y una extensa campaña experimental tanto en laboratorio (sobre muestras de materiales extraídos de la torre), como experimental (fundamentalmente una inspección sónica, gatos planos y una estudio dinámico de la estructura).

En lo que atañe a la metodología de gatos planos fueron llevados a cabo ensayos simples, como ya se ha referido, a diferentes alturas de la torre (5.4, 5.6, 13.0, 14.0, 31.5 y 38.0m). Los niveles tensionales obtenidos frente a la altura han sido representados en la Fig. 2.92.

Fig. 2.92:  
Ensayos de gato  
plano simple en  
Monza, Italia  
(Binda et al.  
2000a)



Las Fig. 2.93 y 2.94 muestran los resultados de los ensayos de gato plano doble efectuados a 5m y a 13 m del suelo. La rama elástica lineal se desarrolló hasta una tensión de 1.65 N/mm<sup>2</sup> (en el caso de la fábrica ejecutada a 5 m) y hasta 1.10 N/mm<sup>2</sup> (en el caso de la de 13 m). La máxima tensión alcanzada, cuando las primeras grietas aparecen claramente en los ensayos fue respectivamente de 2.62 N/mm<sup>2</sup> y 1.87 N/mm<sup>2</sup>, y los niveles tensionales en servicio registrados por los gatos planos simples realizados previamente en las mismas ubicaciones fueron de 1.67 N/mm<sup>2</sup> y 0.98 N/mm<sup>2</sup> respectivamente.

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

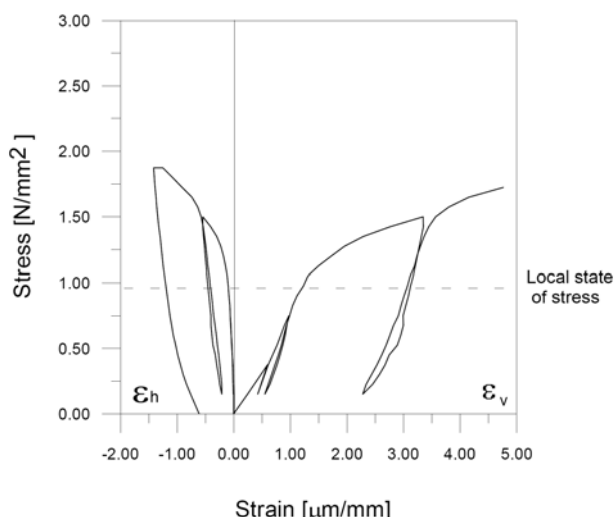
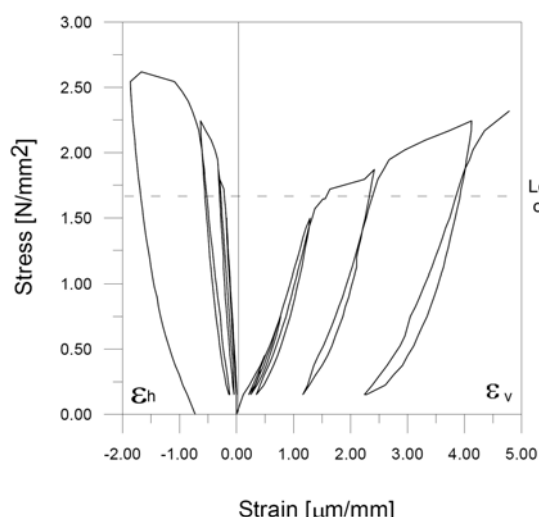


Fig. 2.93: Ley tensión-deformación a 5m (Binda et al. 2000a)

Fig. 2.94: Ley tensión-deformación a 13m (Binda et al. 2000a)

En la Tabla 2.18 se resumen los principales resultados obtenidos. Puede apreciarse como el coeficiente de seguridad promedio, respecto de la resistencia característica, fue de 1.99, el cuál asciende a 2.84 en el caso de considerar la resistencia media a rotura estimada en los ensayos. Si sólo se considerarían los ensayos realizados a 5 y 13 m dichos coeficientes de seguridad descienden a 1.22 (sobre la resistencia característica) y a 1.74 (sobre la resistencia media a rotura estimada en los ensayos). Valores que podrían justificar la existencia de las grietas difusas existentes en la torre.

Tabla 2.18: Resultados de los ensayos de gato plazo ejecutados en la torre de Monza

Ensayo	Nivel tensional experimental $\sigma_{exp}$ (MPa)	Resistencia media a rotura estimada $\sigma_r$ (MPa)	Módulo de elasticidad $E_s$ (20-50%) MPa	Coefficiente de Poisson $\nu$ (20-50%)	Resist. característica* a rotura $\sigma_k$ (MPa)	Coef. de seguridad (sobre $\sigma_k$ )	$E/\sigma_k$
TMJ6,7 (a 5m)	1,67	2,62	1.380,00	0,19	1,83	1,10	754
TMJ1,2 (a 13m)	0,98	1,87	985,00	0,13	1,31	1,34	752
TMJ8,9	0,69	2,24	1.372,00	0,07	1,57	2,27	874
TMJ10,11	0,48	2,24	465,00	0,20	1,57	3,27	296
	<b>0,96</b>	<b>2,24</b>	<b>1.050,50</b>	<b>0,15</b>	<b>1,57</b>	<b>1,99</b>	<b>669</b>

\* De acuerdo con las recomendaciones del CEN, Eurocode 8, Part 1-4, el valor de  $f_k$  (valor característico) debe ser obtenido multiplicando el valor medio por un factor de 0.7

Las torres, generalmente, están sometidas a pesadas cargas muertas relacionadas con el peso de sus materiales componentes, las cuáles favorecen propagación de las deformaciones bajo cargas constantes (fluencia lenta, creep). A largo plazo este comportamiento induce un daño continuo sobre el material que puede desembocar en el colapso de la estructura caso de que las prestaciones de las fábricas no sean las adecuadas. Lamentables ejemplos de lo comentado se encuentran en la torre Cívica de Pavia-Italia (Binda et al. 1992 y 1990), en el campanario de S<sup>a</sup>. M<sup>a</sup> Magdalena en Goch-Alemania (Gantert Engineering Studio 1993; Binda 2008c, Fig. 2.95) o en la Catedral de Noto (Binda et al. 2003c).



Fig. 2.95: Iglesia de S<sup>a</sup>. M<sup>a</sup> Magdalena en Goch-Alemania tras su colapso en 1993 (Binda 2008c).

En el caso de la torre de Monza el fenómeno referido (dado que el daño mecánico se había desarrollado lentamente durante el paso de los años), sumado a la baja calidad del mortero y de los ladrillos componentes de la estructura de fábrica, junto con el reducido margen de seguridad obtenido mediante los ensayos de gato plano, además del efecto de las cargas cíclicas actuantes, como el viento y las variaciones térmicas, que no hacen sino acelerar el proceso de fluencia lenta, podrían causar el colapso de la estructura. Por todo ello, fue considerada la situación como muy preocupante, por lo que se adoptó la oportuna decisión de tomar las medidas terapéuticas precisas (Modena et al. 2002) para resolver la delicada situación estructural en que se encontraba la torre.

El **“Torrazzo” de Cremona** (Fig. 2.96), con sus 112 m de altura, es la torre de fábrica más alta de Europa. La fecha del inicio de su construcción se localiza entre los siglos VIII y el XIII. Presenta una geometría compleja en tanto que su parte inferior (70 m) tiene planta cuadrada de 13m de lado, a continuación se localiza una parte más ligera, “Ghirlandina”, de más de 40m de altura, con planta octagonal (de lado 2.5 m.), aligerada con arcos y grandes aberturas, esta segunda parte culmina con una pieza cónica soportada por un anillo de 16 columnas ligeras gemelas. La escalinata se construyó en el espesor del muro (aproximadamente 3.3 m. de espesor) hasta la Ghirlandina. La sección de dicho muro se compone de una pared exterior de 1m de anchura, y paredes interiores de entre 0.7 y 1m.

La torre mostraba signos de daño mecánico que, ante el colapso de otras construcciones, preocupaba que podrían desembocar en una situación de riesgo. Debido a ello se llevó a cabo un programa de investigación in-situ y en laboratorio (Binda et al. 2000a y 2000b) con la finalidad de evaluar la seguridad de la torre y definir una estrategia adecuada de control.

En una primera fase de dicha investigación se verificó que los muros eran macizos de ladrillo, no detectando rellenos intermedios, las juntas de mortero eran regulares con espesores variables entre 1 y 3 cm, y que existía una hoja exterior, de un ladrillo de anchura, que en zonas importantes resultó estar desligada del resto del muro, circunstancia que determinó la realización de una campaña de caracterización mecánica in situ más profunda en base a técnicas de gato plano.

En este sentido, en el Torrazzo se llevaron a cabo tanto ensayos con gatos planos simples como dobles. Los ensayos de gatos planos simples se usaron para estudiar el comportamiento de la hoja externa de la pared. Se realizaron 21 ensayos, 19 con gato plano simple y 2 con gato plano doble: 3 ensayos entre 1-5 m desde el suelo, 7 a 7 m, 10 entre 15-18 m y 1 a 22 m. Los dos gatos planos dobles fueron llevados a cabo a 7.2 y 19.0 m del suelo. Para ello fueron empleados gatos planos de diferentes formas y dimensiones:

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

- Gatos rectangulares de 24 x 12 cm donde se sospechaba separación de la hoja externa del muro.
- Gatos planos rectangulares de 40 x 20 cm.
- Gatos semicirculares de 35 x 24 cm para realizar ensayos de gato plano simple donde se sospechaba separación de la hoja externa del muro, y para la ejecución de los ensayos de gato plano doble

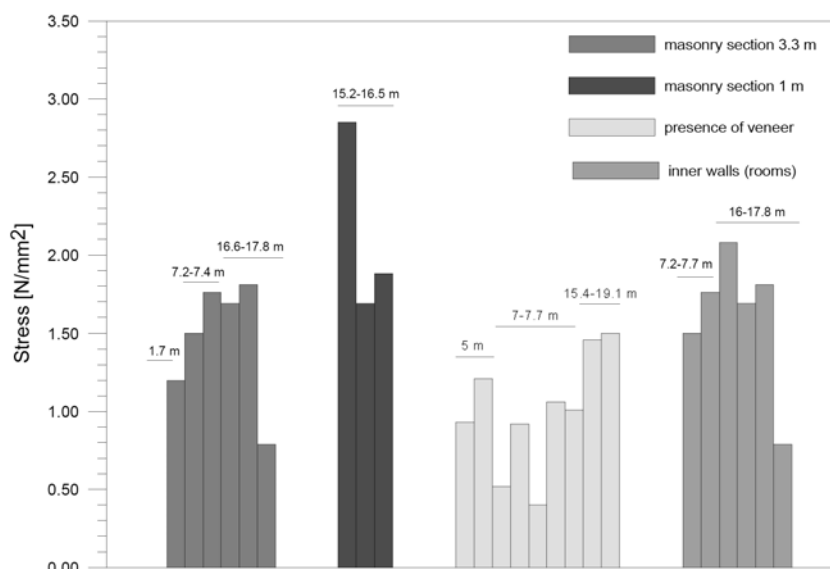


Fig. 2.96: Perspectiva del “Torrazzo” de Cremona, Italia (Binda et al. 2000b)

Fig. 2.97: Resultados de gato plano simple realizados en el Torrazzo de Cremona (Binda et al. 2000a)

Los resultados de los ensayos de gato plano simple se ilustran en la Fig. 2.97 y muestran claramente dos situaciones: Un estado tensional variable entre 0.4 y 0.9 N/mm<sup>2</sup> donde se localizó separación de la hoja exterior referida, y un estado tensional variable entre 1.01 y 1.81 N/mm<sup>2</sup> donde dicha separación no se apreciaba. Los niveles tensionales más elevados se localizaron donde la escalera reduce la sección de la pared.

En lo que respecta a los ensayos de gato plano doble se determinó que el módulo de elasticidad era del orden de los 2,000.00 MPa y el coeficiente de Poisson de 0.2. Las Fig. 2.98 y 2.99 muestran los resultados de los dos ensayos de gato plano doble efectuados. La rama elástica lineal se desarrolló hasta una tensión de 2.45 N/mm<sup>2</sup> (en el caso de la fábrica ejecutada a 7 m) y hasta 2.70 N/mm<sup>2</sup> (en el caso de la de 19 m), Tabla 2.19. La máxima tensión alcanzada, cuando las primeras grietas aparecen claramente en los ensayos, fue respectivamente de 3.77 y 3.77 N/mm<sup>2</sup>, y los niveles tensionales en servicio, registrados por los gatos planos simples realizados previamente en las mismas ubicaciones, fueron de 1.50 y 1.50 N/mm<sup>2</sup>. De forma que el coeficiente de seguridad, respecto de la resistencia característica, fue de 1.76, ascendiendo a 2.51 respecto de la resistencia media a rotura estimada en los ensayos.

Tabla 2.19: Nivel tensional, límite elástico y resistencia a rotura de la fábrica del “Torrazzo” de Cremona.

Ensayo	Nivel tensional experimental $\sigma_{exp}$ (MPa)	Módulo de elasticidad E (MPa)	Coefficiente de Poisson $\nu$	Límite elástico (MPa)	Resistencia media a rotura estimada $\sigma_r$ (MPa)	Resist. característica* a rotura $\sigma_k$ (MPa)	Coef. de seguridad (sobre $\sigma_k$ )	E/ $\sigma_k$
A 7m	1.50	2,000	0.20	2.45	3.77	2.64	1.76	758
A 19m	1.50	2,000	0.20	2.70	3.77	2.64	1.76	758
	<b>1.50</b>	<b>2,000</b>	<b>0.20</b>	<b>2.58</b>	<b>3.77</b>	<b>2.64</b>	<b>1.76</b>	<b>758</b>

\* De acuerdo con las recomendaciones del CEN, Eurocode 8, Part 1-4, el valor de  $f_k$  (valor característico) debe ser obtenido multiplicando el valor medio por un factor de 0.7

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

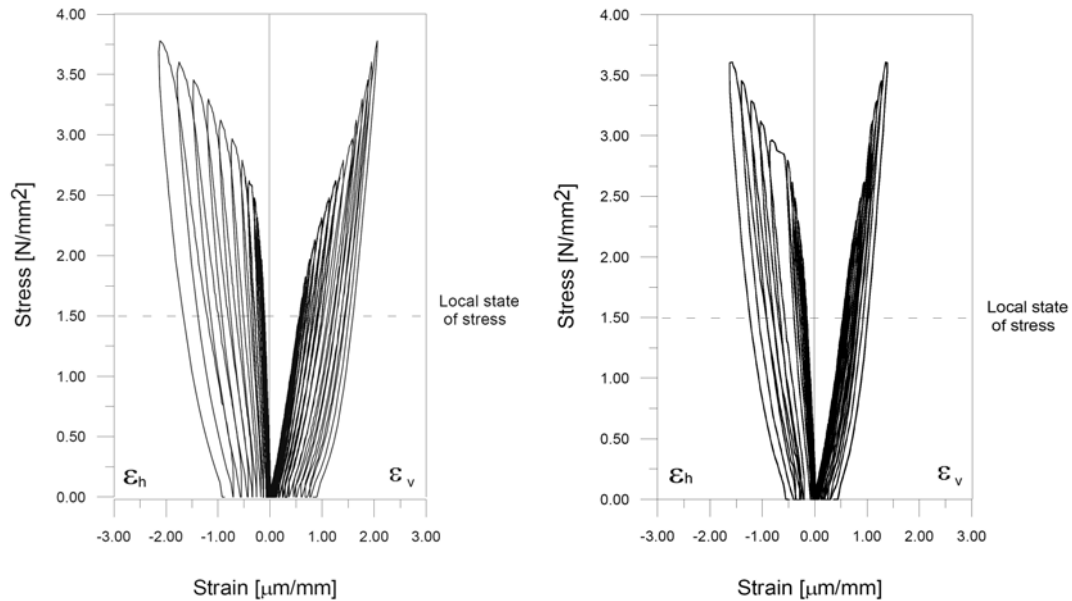


Fig. 2.98: Ley tensión-deformación a 7m (Binda et al. 2000a)

Fig. 2.99: Ley tensión-deformación a 19m (Binda et al. 2000a)

Gregorczyk y Lourenço (2000) además de presentar un estado del arte de la técnica de gatos planos, exponen los resultados **experimentales obtenidos sobre dos muretes de fábrica de bloques**, realizados en la Universidad de Minho (Portugal).

Para el ensayo se emplearon gatos planos rectangulares, con dimensiones de 406x102x 4.2 mm suministrados por Atkinson-Noland & Associates.

Construyeron dos muretes (en lo que sigue denominados TW1 y TW2) con el mismo tipo de piezas de fábrica (bloques YTONG) y dos morteros diferentes: un mortero de cemento en la probeta TW1 y un mortero de cal suministrado por Weber & Broutin para la probeta TW2. Los bloques YTONG fueron escogidos debido al ligero peso de este material así como por ser fácilmente disponibles, Fig. 2.100.

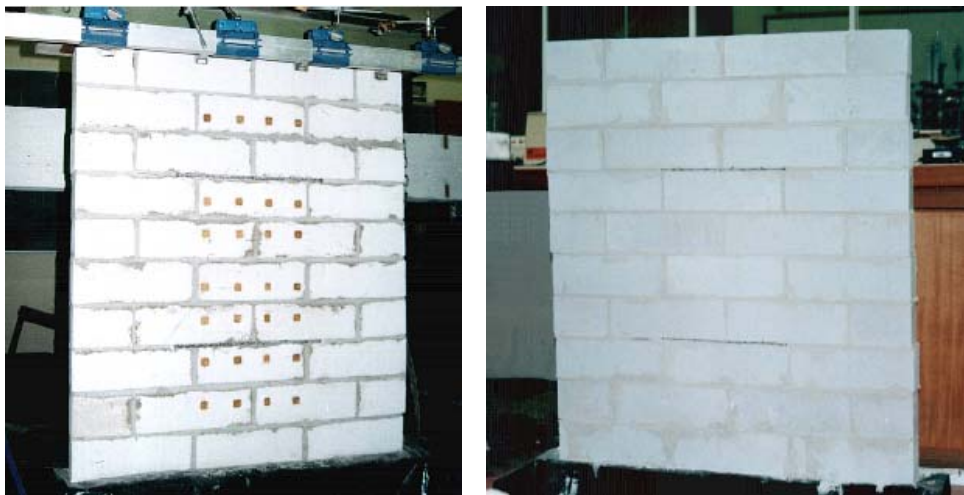


Fig. 2.100: Muretes de ensayo con las rozas realizadas y los puntos de referencia posicionados (Gregorczyk y Lourenco 2000).

La carga fue aplicada en lo alto de los muretes mediante un gato hidráulico externo. La carga fue distribuida a lo largo de la longitud de los mismos por un elemento rígido de acero a base de dos perfiles UPN conectados.

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

Fueron llevados a cabo tres ensayos de tensión diferentes en las dos paredes.

La roza para el primer ensayo fue realizada parcialmente mediante taladro y parcialmente mediante sierra de disco en el murete TW1. Dado que la hendidura obtenida mediante taladrado fue bastante irregular y estaba resultando dificultosa, decidieron finalizar la roza mediante sierra de disco. Por su parte, las hendiduras necesarias para el segundo y tercer ensayo fueron llevadas a cabo, completamente, mediante sierra de disco, ver Fig. 2.101. Se adoptaron cuatro pares de puntos de control.



Fig. 2.101: Remoción del mortero: (a) mediante taladro, (b) mediante sierra de disco (Gregorczyk y Lourenco 2000).

Para el conocimiento del área de contacto efectiva durante el ensayo de gato plano se situó entre éste y la superficie de la fábrica un calco (lámina de papel carbonoso) ubicado entre dos láminas de papel ordinario. El papel fue marcado en los lugares de contacto, contrariamente a lo que ocurría en los sitios de no contacto, donde el papel permanecía blanco. Ejemplos de contornos de área de contacto obtenidos con este método se muestran en la Fig. 2.102.

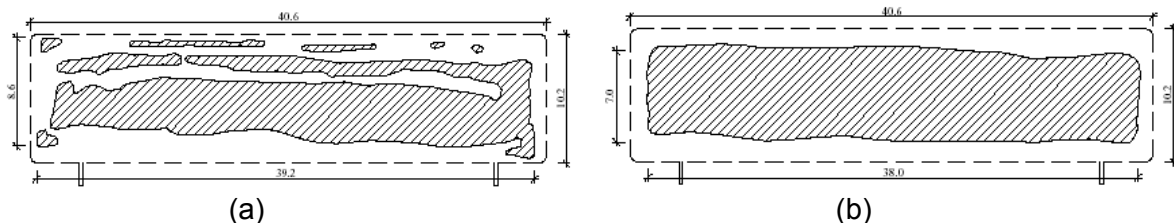


Fig. 2.102: Contornos de contacto (presión máxima de 0.5 MPa) para dos ensayos diferentes (Gregorczyk y Lourenco 2000).

La primera área de contacto representada (Fig. 2.102a) indica una hendidura extremadamente pobre (parcialmente ejecutada con taladro y parcialmente mediante una sierra de disco) con un área de contacto muy baja entre el gato plano y la fábrica; mientras que en el segundo y tercer ensayo (Fig. 2.102b), se aprecia una mejor calidad de la roza (completamente realizada mediante sierra de disco).

Dada la problemática acaecida durante la realización de la roza en el primer ensayo, en lo que a resultados de los ensayos se refiere, solamente tuvieron en cuenta los obtenidos en los dos restantes.

La Fig. 2.103a muestra la evolución de los desplazamientos entre puntos de referencia a distintos niveles de presión entre 0 y 0.5 MPa. El resultado del ensayo de gato plano se calcula en base al valor de la presión de cancelación, es decir la presión correspondiente a desplazamiento cero por interpolación entre dos niveles de presión (correspondientes a desplazamientos mayores o menores que los desplazamientos iniciales), en otras palabras, encontrar el punto de intersección entre la gráfica presión-desplazamiento (como la que se muestra en la Fig. 2.103b) y el eje de presión. La presión de cancelación fue de 0.42 MPa.



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

Los resultados del ensayo nº 3 fueron similares a los resultados referidos. La presión de cancelación obtenida fue de 0.40 MPa.

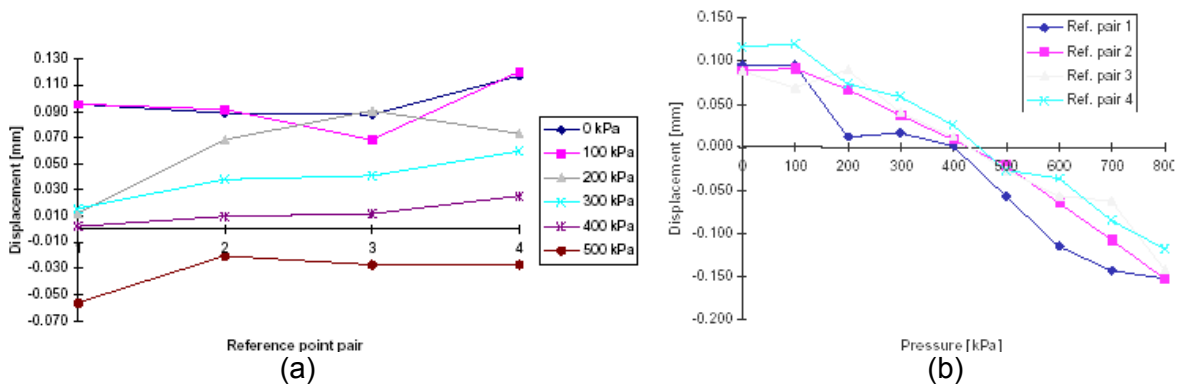


Fig. 2.103: Resultados para el ensayo nº 2: (a) Desplazamientos a diferentes niveles de presión, (b) Diagramas de presión-desplazamiento para cada par de puntos de referencia (Gregorczyk y Lourenco 2000).

Los valores de tensión obtenidos tuvieron un error del +22% (ensayo nº 2) y +18% (ensayo nº 3). Es característico que los resultados de ambos ensayos fueron similares y se predisponen del lado de la sobreestimación. Según los autores, para aplicaciones prácticas en construcciones históricas semejante error en la estimación de tensiones es razonable y representa una valiosa información para el analista.

Los experimentos llevados a cabo por la Universidad de Minho (Gregorczyk y Lourenco 2000) confirmaron la adecuación del ensayo de tensión y permitieron ilustrar el área de contacto existente entre los gatos planos con la fábrica.

Giani et al. (2000) realizaron tres ensayos de gato plano simple y uno de gato plano doble en la **Rocca Sanvitale (s. XIII) en Fontanellato (Italia)**. Las pruebas de gato plano simple fueron realizadas en los tres muros de carga (A, B y C) componentes de la sección transversal del edificio a nivel de la planta en semisótano (Fig. 2.104 y 2.105). Los valores obtenidos arrojaron los siguientes niveles tensionales:

- Muro A: aprox. 0.0 MPa
- Muro B: 0.02 MPa
- Muro C: 0.43 MPa

El ensayo de gato plano doble, ejecutado en el muro C, arrojó un valor del módulo secante para la tensión existente en el muro de 0.43 MPa de 2,500.0 MPa.

Fig. 2.104: Sección transversal (Giani et al. 2000).

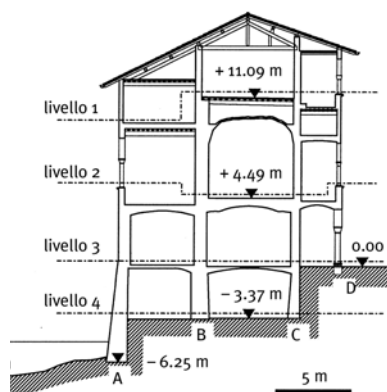
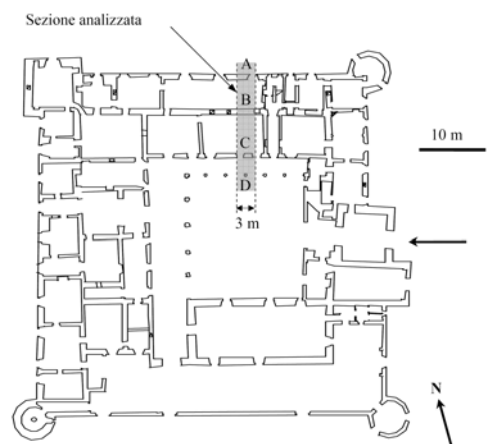


Fig. 2.105: Plana del edificio (Giani et al. 2000).





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

La confrontación de los valores de tensión obtenidos mediante las pruebas de gato plano y los valores obtenidos mediante el modelo de elementos finitos muestran una buena correspondencia en el elemento C. Por su parte la diferencia existente entre los niveles tensionales obtenidos numéricamente y experimentalmente (más bajos éstos últimos), se atribuye a que en dicho modelo no fue incluido un arco de refuerzo existente en la realidad.

### 2.2.1.6 Desarrollos y aplicaciones más significativas de la técnica entre 2001-2005

Lourenco et al. (2001, 2008) describen la metodología de investigación seguida para definir las condiciones de estabilidad de un claustro Cisterciense (siglo XVII) del **Monasterio e Iglesia de Santa María de Salzedas (Portugal)**. La iglesia está catalogada como Patrimonio Nacional, siendo el Monasterio el segundo más grande de Portugal. Dentro de la campaña experimental se realizaron ensayos de gato plano, cuya selección de emplazamiento fue compleja debido a la irregularidad natural de la mampostería de granito. Para ejecutar la roza fueron empleados tanto sierra de disco como taladro perforador, Fig. 2.106. Fue llevado a cabo un gato plano rectangular con dimensiones 406×102×4.2 mm ajustado mediante placas de relleno. Después de un primer escalón de carga (3 bar) con la finalidad de generar la acomodación del gato y las placas, se realizó el ensayo de tensión empleando tres pares de puntos de control.

Los resultados de uno de los ensayos realizados se presentan en la Fig. 2.107. Pudo observarse que las distancias de control 2 y 3 están más ajustadas con la roza (Fig. 2.108), considerando que la columna de control 1 tiene una rigidez claramente inferior. El nivel de tensión in situ obtenido fue de 1.2 MPa. El valor esperado mediante un análisis numérico ofreció valores de 0.6 MPa. La diferencia del 50% entre los valores experimentales y medidos podría deberse a la forma irregular de la mampostería. Pese a todo, se destaca que el valor obtenido de 1.2 MPa puede ser considerado como un valor tensional en servicio, relativamente bajo, comparado con resistencia última, para el tipo particular de mampostería.



Fig. 2.106: Ensayo de gatos planos: Ejecución de la roza con sierra y taladro. Instante durante la medición (Lourenco et al. 2008).

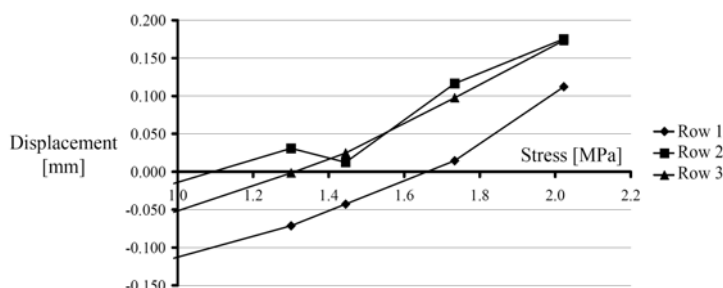


Fig. 2.107: Resultado de un ensayo de gato plano simple (Lourenco et al. 2008).

Fig. 2.108: Detalle del ensayo de gato plano simple una vez finalizado (Lourenco et al. 2008).

Para estructuras accesibles por ambas caras puede estimarse la excentricidad de la tensión en la sección, de forma sencilla (Rossi 1988), midiendo la tensión en cada una de sus caras (Fig.

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

2.109a). En de Veckey (2002) se propone una **técnica para medir la excentricidad desde una única cara** (Fig. 2.109b) mediante el empleo de dos gatos planos de diferente dimensión o mediante el empleo de un único gato plano rectangular, cambiando la orientación del mismo.

Es relativamente común encontrar campos tensionales excéntricos en edificios reales de fábrica (debido al apoyo de los forjados en los muros de carga, a movimientos diferenciales, etc.). Si estas circunstancias son esperadas, puede ser de gran ayuda, de cara a tomar una decisión sobre la seguridad, el comportamiento en servicio y ante la terapéutica aplicable, medir el grado de excentricidad así como estimar la tensión media en las fábricas afectadas por dichos fenómenos. Los ensayos de laboratorio realizados por dicho autor demostraron que la técnica es factible y es capaz de proporcionar una buena estimación del estado tensional en este tipo de estructuras.

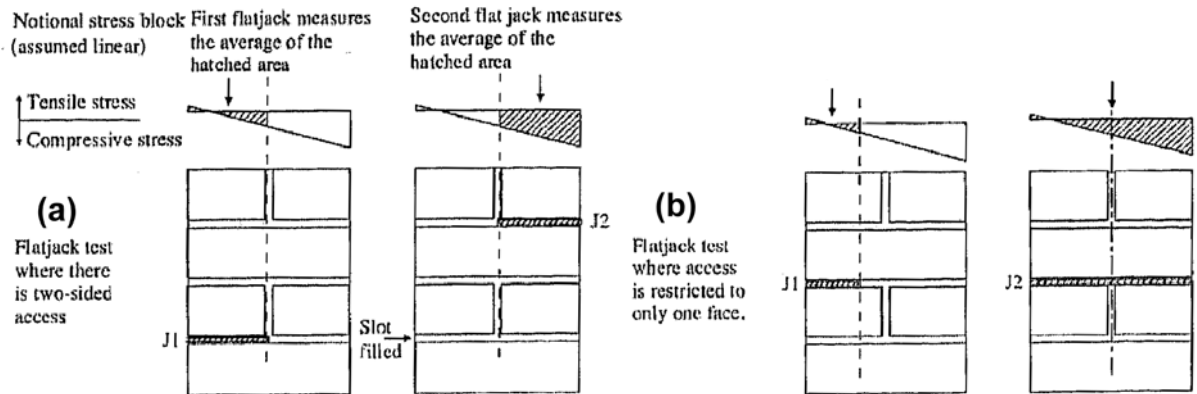


Fig. 2.109: Empleo de gatos planos para estimar la excentricidad de la carga en un muro de 215 mm de grosor: (a) Realizando los ensayos por las dos caras del muro, (b) realizando los ensayos por la misma cara del muro (de Veckey 2002).

En este sentido fueron desarrollados dos muros construidos de ladrillo macizo con una resistencia a compresión promedio de 88.28 MPa y con mortero 1:1:6, empleando un aparejo inglés. Las dimensiones del primer muro fueron de 1.090 x 2.011 x 0.214 (alto x ancho x espesor, en m), y del segundo 2.000 x 1.001 x 0.100 (alto x ancho x espesor, en m).

La carga fue introducida en los muros excéntricamente. Para ello, el muro de 215 mm de grosor fue cargado a través de dos placas de la mitad del espesor del muro, posicionadas tanto en la parte superior como inferior (Fig. 2.110). Por su parte, en el muro de 100 mm de grosor la carga excéntrica fue introducida mediante la disposición de dos medias barras ubicadas en las partes superior e inferior del muro con una desviación de 10 mm respecto del centro del mismo.

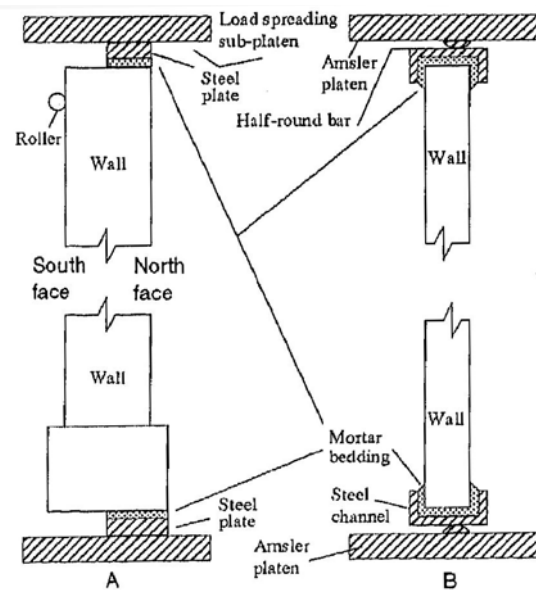


Fig. 2.110: Configuración general del ensayo de compresión excéntrica empleado en los ensayos realizados en laboratorio: (A) Para el muro de 215 mm de grosor, (B) para el muro de 100 mm de grosor (de Veckey 2002).

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

En lo que respecta a los resultados obtenidos en los ensayos de gato plano sobre el muro de 215 mm de grosor, cabe aludir que fueron empleados dos tipos de gatos planos rectangulares de tamaños 100x70 mm y 100x210 mm. Mediante dichos dispositivos, y procediendo desde la misma cara del muro, se obtuvieron unos niveles tensionales que fueron referidos a su punto central a 35 y a 105 mm respectivamente (tal y como se indica en la Fig. 2.109b). Los resultados de los ensayos se presentan en las Fig. 2.111 y 2.112.

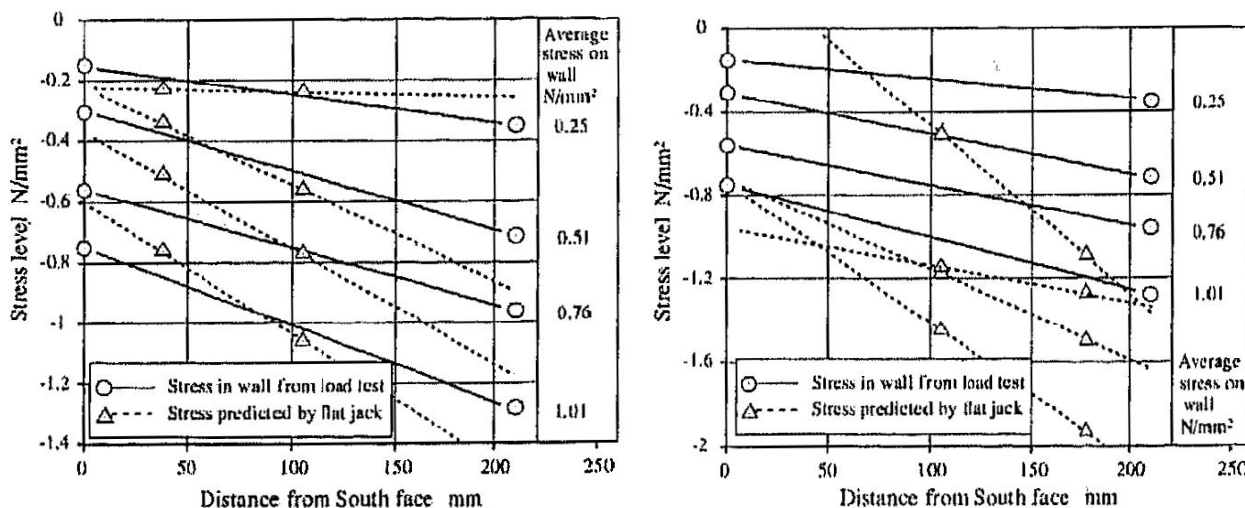


Fig. 2.111: Estimación del nivel tensional mediante gatos planos en un muro de 215 mm de grosor cargado excéntricamente, y comparación con las medidas obtenidas mediante ensayo convencional en laboratorio en la cara sur del muro (de Veckey 2002).

Fig. 2.112: Estimación del nivel tensional mediante gatos planos en un muro de 215 mm de grosor cargado excéntricamente, y comparación con las medidas obtenidas mediante ensayo convencional en laboratorio en la cara norte del muro (de Veckey 2002).

El primer ensayo (Fig. 2.111) fue relativamente alentador en lo relativo a la aproximación obtenida para la pendiente de la distribución de tensiones en el espesor del muro; igualmente, la magnitud de las tensiones medidas mediante gato plano fue bastante precisa. En lo que respecta al segundo ensayo (Fig. 2.112) los resultados fueron más decepcionantes debido a que la pendiente estimada se demostró que era más pronunciada y la magnitud general de las tensiones fue mayor que las determinadas previamente mediante un ensayo convencional.

Por su parte, en relación a los resultados obtenidos en los ensayos de gato plano sobre el muro de 100 mm de grosor referir que, en primer lugar, se emplearon gatos planos de las mismas dimensiones que las expuestas en el caso anterior (100x70 y 210x100 mm), si bien estos estaban dispuestos de forma que el primero se introducía, en el espesor del muro, 70 mm y el segundo tipo 100 mm. En la Fig. 2.113 se representa el nivel tensional calculado, suponiendo una distribución lineal, mediante la deformación registrada por transductores en ambas caras del muro y conociendo, mediante otros ensayos ejecutados a priori, el módulo de elasticidad de la fábrica. Igualmente, en dicha figura se representan las tensiones medidas en los dos ensayos realizados mediante gato plano (puede apreciarse que dichas tensiones se han asociado a los puntos centrales del gato de 100x70 mm, 35 mm, y del gato de 210x100 mm, 50 mm). El resultado alcanzado por el gato plano de mayor dimensión se aproxima bastante a la tensión media en la pared, pero la excentricidad se subestima. Según el autor, este fenómeno puede deberse a las heterogeneidades de la fábrica existentes en las distintas zonas de ensayo.

Para completar los ensayos en este muro de 100 mm de grosor se macizaron las rozas ejecutadas con anterioridad mediante yeso rápido mezclado con arena. A continuación, se realizaron ensayos empleando únicamente gatos planos de dimensiones 100x70 mm, de forma que en primer lugar se insertaron 70 mm en el espesor del muro (100x70 mm) y con posterioridad 100 mm (70 x 100 mm), girando el gato 90° e introduciéndolo. Los resultados de los ensayos se muestran en la Fig. 2.114. Éstos fueron bastante buenos tanto en términos de determinación de la tensión media existente en el muro como en lo relativo a la determinación de la excentricidad.

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

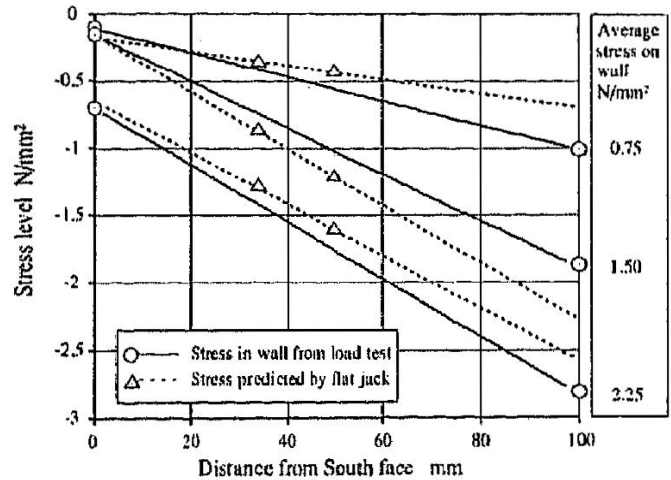
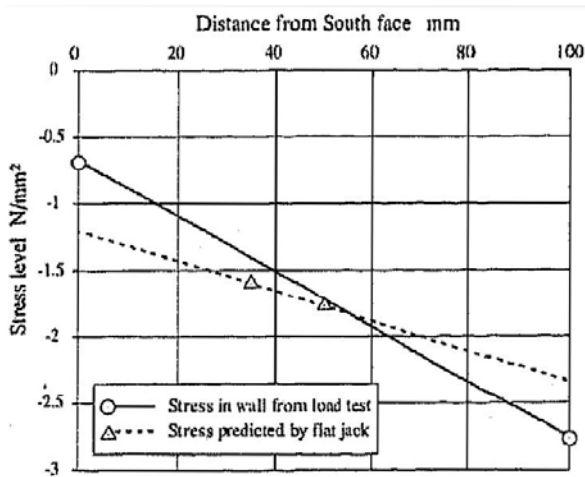


Fig. 2.113: Ensayo empleando dos tamaños de gato planos sobre un muro de 100 mm de grosor cargado excéntricamente (de Veckey 2002).

Fig. 2.114: Ensayo empleando una única dimensión de gato plano (100x70 mm), en dos orientaciones, sobre un muro de 100 mm de grosor cargado excéntricamente (de Veckey 2002).

En general los ensayos demostraron que la técnica de gato plano, obrando los ensayos únicamente desde un lado de la fábrica, es capaz de proporcionar una indicación razonable de la excentricidad, así como de la tensión media en el muro. Los ensayos realizados empleando un único gato plano de pequeña dimensión, en dos orientaciones diferentes, parecen ofrecer los mejores resultados para el muro más esbelto.

La construcción de la **Iglesia de S. Nicolo l'Arca** (Fig. 2.115) en Catania (Italia) comenzó, probablemente, en 1687. La cúpula no fue terminada hasta 1780 y la fachada hasta 1796. La estructura de fábrica está compuesta a base de piedras volcánicas y mortero de cal. Después del terremoto que golpeó la parte Oriental de Sicilia en 1990, la cúpula y las bóvedas, así como otros elementos estructurales de la iglesia, quedaron dañados. La reparación de dichos daños no fue comenzada hasta que la Catedral de Noto, afectada por el mismo terremoto, se derrumbó. Dentro de los estudios preliminares desarrollados (Binda et al. 2003a; Zanzi et al. 2001) se realizaron ensayos de gato plano, de tomografía acústica y también pruebas de radar, con la finalidad de conocer la morfología, el comportamiento mecánico y la calidad de todos los pilares de iglesia.

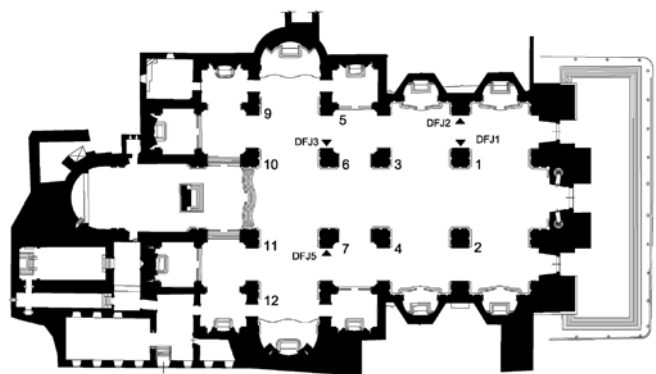


Fig. 2.115: Fachada de la Iglesia de S. Nicolo l'Arca (Catania, Italia). (Binda et al. 2003a)

Fig. 2.116: Localización e los pilares ensayados. (Binda et al. 2003a)

Se verificó que los pilares (Fig. 2.116) fueron construidos en base a dos técnicas:

- Una cantería sólida construida por grandes y regulares bloques, y relleno a base de mampostería pétreo irregular y mortero de bastante buena calidad.

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

- Una mampostería de piedra, sumamente heterogénea, rodeada por una capa de más de 30 cm de espesor, realizada con fragmentos de azulejo, piedras y mortero bastante débil.

Las pruebas mecánicas no podían realizarse en laboratorio debido a la imposibilidad de ensayar probetas significativas de los pilares. Los métodos de gato plano se mostraron como las únicas metodologías viables para alcanzar información fiable sobre las características mecánicas de las estructuras de fábrica existentes.

Varios ensayos de gato plano simple fueron llevados a cabo sobre los pilares. Los valores detectados parecieron mostrar una distribución irregular de tensiones. Igualmente, los de magnitud más elevada resultaron ser particularmente peligrosos, teniendo en cuenta los valores de resistencia detectados mediante los ensayos de gato plano doble. Dichos valores elevados se relacionan con los pilares 10 y 11, que soportan la cúpula, y los pilares 3 y 4.

Los pilares 1, 6 y 7 y una porción del muro perimetral, también fueron investigados. Los gatos empleados tenían unas dimensiones de 625 x 255 x 4 mm, las cuales fueron adoptadas teniendo en cuenta las características de textura de la fábrica. Las deformaciones fueron registradas mediante 8 LVDTs, seis dispuestos verticalmente y dos horizontalmente.

Los ensayos ejecutados sobre los pilares 6 y 7 arrojaron resultados similares. Las Fig. 2.117 y 2.118 muestran, para los ensayos realizados sobre el pilar 7, la textura de la fábrica, la posición de los gatos planos y de las unidades de medida de las deformaciones, el nivel tensional en servicio obtenido mediante gato plano simple y las leyes tensión-deformación obtenidas mediante gato plano doble (que demostraron las buenas características de los pilares 6 y 7 en términos de resistencia a compresión y propiedades elásticas).

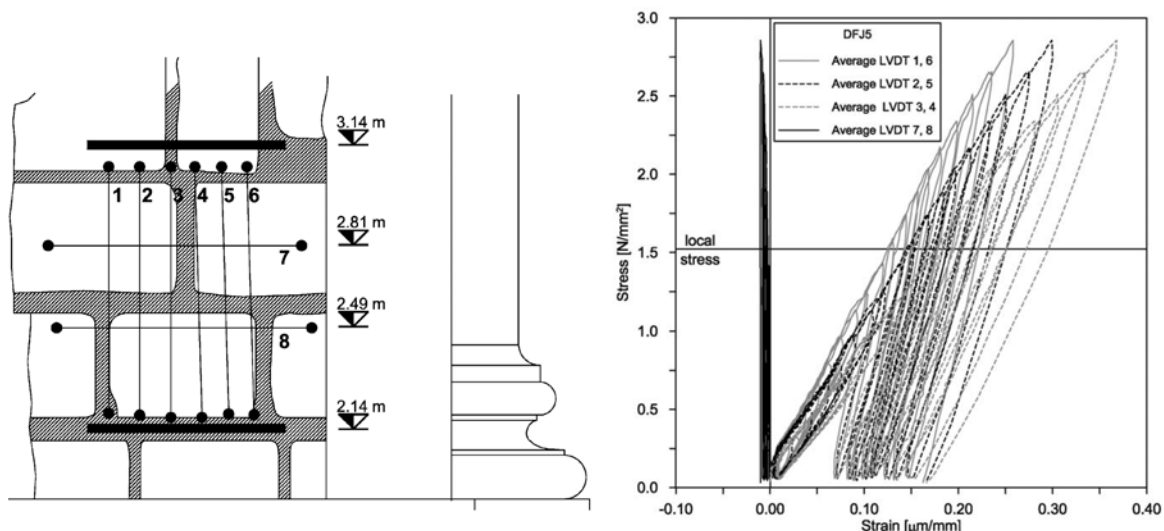


Fig. 2.117: Textura de la fábrica y localización del ensayo de gato plano doble ejecutado sobre el pilar 7. (Binda et al. 2003a)

Fig. 2.118: Curva tensión-deformación para el ensayo referido en la figura anterior. (Binda et al. 2003a)

Por su parte en la Fig. 2.119 se muestra la textura del pilar 1. Dicha fábrica, construida mediante porciones cerámicas, pequeñas piedras y mortero débil, está presente en la parte del perímetro ensayado de dicho pilar. Los resultados del ensayo de gato plano doble (Fig. 2.120) son muy diferentes de los obtenidos previamente (pilares 6 y 7). En primer lugar la deformación es del orden de 10 veces la obtenida en los ensayos anteriores, y ésta se alcanza para valores mucho más bajos de tensión (circunstancia que se asocia con la alta heterogeneidad de la fábrica, ver Fig. 2.119).



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

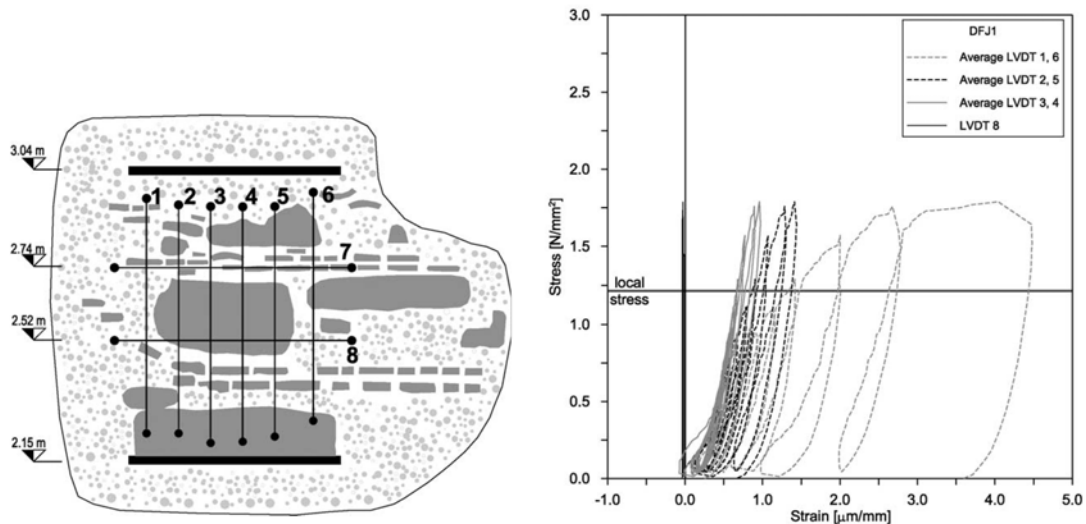


Fig. 2.119: Textura de la fábrica y localización del ensayo de gato plano doble ejecutado sobre el pilar 1. (Binda et al. 2003a)

Fig. 2.120: Curva tensión-deformación para el ensayo referido en la Fig. 2.119. (Binda et al. 2003a)

La comparación realizada entre los datos expuestos pone de relieve el diferente comportamiento mecánico de las dos fábricas características de la Iglesia.

Por su parte los niveles tensionales reportados muestran que las tensiones de servicio son altas y, en algunos casos (como en el pilar 1 referido, ver Fig. 2.119), están fuera de rango elástico de la fábrica.

Aunque los datos referidos no aportan información del comportamiento de las hojas internas de los pilares (del núcleo), pueden considerarse una información muy importante sobre la situación de los mismos y su comportamiento. Esta información es fundamental de cara a modelar numéricamente la estructura, con el objetivo de controlar el nivel de seguridad existente.

En la referencia recogida de los técnicos Hose y Gosian (Structural Diagnostics Services Group-SDSG at Walter P Moore) se presenta el empleo de las técnicas de gato plano simple y doble (Fig. 2.121) en el **“Riverwalk Stadium” en Montgomery, Alabama**, con la finalidad de determinar si los muros existentes de fábrica tenían la suficiente resistencia como para acomodar las nuevas cargas de servicio tras el proceso de rehabilitación.



Fig. 2.121: Detalle de un ensayo de gato plano doble (Hose y Gosian).

Fig. 2.122: Instante durante un ensayo de corte in situ realizado sobre el estadio de baseball “Riverwalk Stadium” en Montgomery, Alabama (Hose y Gosian).

Además, dado que estaba planificado disponer plantas adicionales y generar nuevas aperturas de huecos, de dimensión importante, en las paredes existentes, fue necesario determinar la resistencia frente carga lateral del edificio existente, para lo cuál se empleó en ensayo de corte in situ (Fig. 2.122).

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

Estas pruebas ayudaron a determinar dónde la fábrica existente tenía la resistencia suficiente y dónde se requeriría complementar su capacidad mediante refuerzos.

Los técnicos argumentaron que, si bien el método de gatos planos requiere la eliminación de mortero, esta operación no es más destructiva que un rejunteo. Después de la prueba en corte in situ, la unidad desplazada generalmente se puede quitar, limpiar y reemplazar. A su vez, las tensiones admisibles de compresión y corte pueden ser estimadas y comparadas con las tensiones de cálculo.

Finalmente, refieren que, en base a la experiencia de la consultora a la que pertenecen dichos técnicos, puede concluirse que:

- Los resultados de los ensayos de gato plano pueden proporcionar una herramienta adicional para determinar la adecuación estructural de un edificio antiguo donde la remoción de muestras de fábrica no es conveniente o impracticable.
- Los métodos de gato plano son generalmente no destructivos y no interrumpen las actividades que puedan llevarse a cabo en el edificio.
- Para el conocimiento de las propiedades ingenieriles de la fábrica es esencial la utilización de ensayos de gato plano.

En Binda (2003) se presenta la campaña experimental en laboratorio e in situ llevada a cabo para diagnosticar algunas construcciones privadas (casas y establos) y edificios religiosos de **Campi y Castelluccio (Umbria, Italia)**. Dentro de la campaña experimental desarrollada se contempló la realización de ensayos de gato plano.

Los resultados obtenidos mediante esta técnica (Tabla 2.20) permitieron comprobar el diferente comportamiento entre la fábrica de importantes edificios o complejas estructuras (iglesias o campanarios) y los edificios privados (Fig. 2.123).

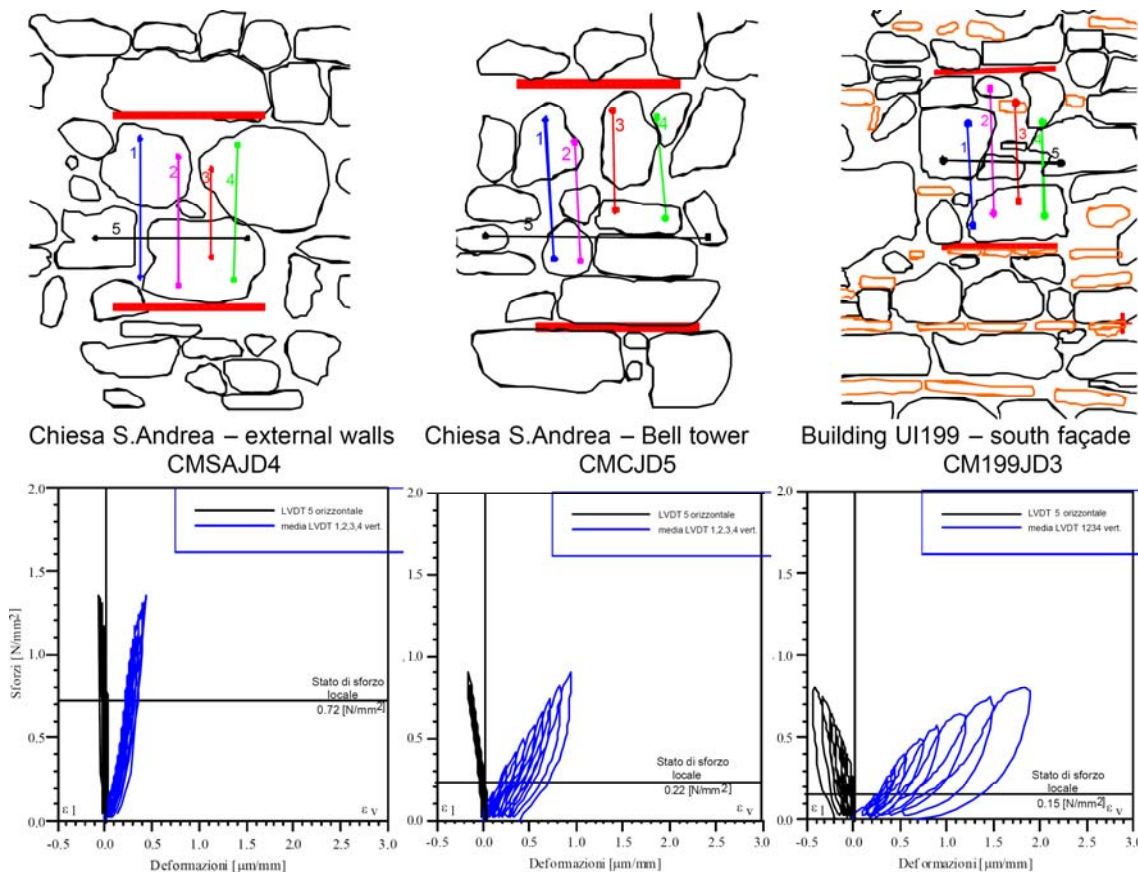


Fig. 2.123: Algunos resultados obtenidos durante la campaña experimental desarrollada (Binda 2003).



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

Tabla 2.20: Resultados obtenidos mediante las técnicas de gato plano en varias construcciones de Campi y Castelluccio (Umbria, Italia)

	CMSAJD4	CMCJD5	CM199JD3
Nivel tensional local (MPa)	0.72	0.22	0.15
Máxima tensión alcanzada (MPa)	1.35	0.90	0.81
Modulo de elasticidad (MPa)	3,116	902	435
Coefficiente de Poisson	0.16	0.18	0.25

Igualmente, también realizaron ensayos sónicos. Es posible comparar los valores medidos de la velocidad de propagación directa en las mismas áreas donde con posterioridad se realizaron los ensayos de gato plano (Fig. 2.124). Puede observarse que la mampostería de la vivienda (denotada como UI199) es la menos rígida tanto en el caso del gato plano como en la prueba sónica. Las técnicas sónicas y las de gato plano se mostraron como complementarias de cara a caracterizar diferentes tipologías de fábricas.

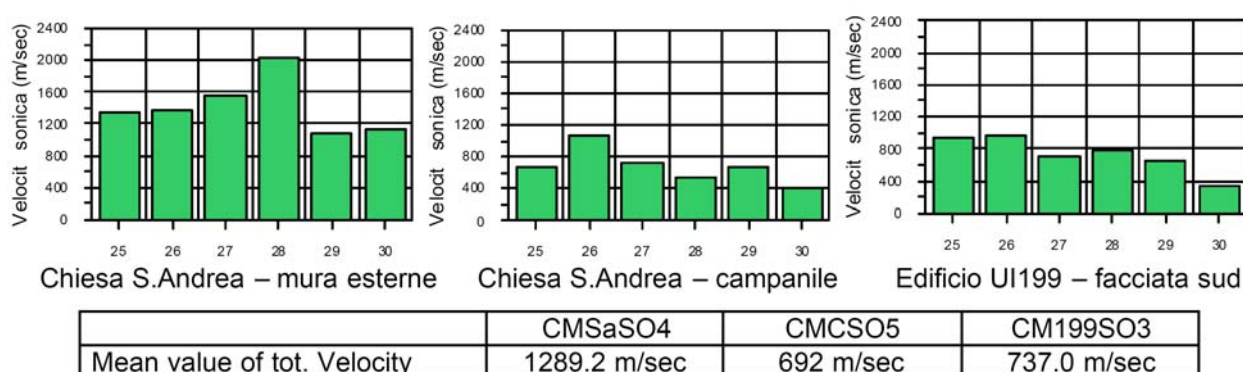


Fig. 2.124: Resultados sónicos (Binda 2003).

Tras el terremoto que asoló Sicilia en 1990, la **Catedral de Noto** (Fig. 2.125) quedó dañada, apareciendo al poco tiempo grietas en las bóvedas de las naves laterales y en los pilares. No se esperaba un colapso repentino debido a los daños existentes, de forma que no se tomaron medidas inminentes para reforzar la estructura. Solo después de la investigación realizada del colapso de la Torre Cívica en Pavía, se tomó conciencia de que en casos en los que de forma simultánea coexistan fábricas de baja resistencia sometidas a niveles tensionales elevados (aún siendo admisibles), un daño puede conducir, a lo largo del tiempo, al colapso parcial o total de la estructura (creep). Este fenómeno parece que fue el detonante del posterior colapso de la Catedral de Noto en 1996 (Binda et al. 2001c).

Dentro de la fase de terapéutica, como primer paso, fueron desarrolladas (Binda et al 2003c) una serie de investigaciones basadas en la ejecución de ensayos in situ (endoscopia, gatos planos, auscultación sónica y radar) y de laboratorio, con la finalidad de:

- Conocer el daño real existente en los materiales y en los elementos estructurales, para estudiar la posibilidad de conservarlos y reforzarlos.
- Elegir los materiales de reparación, teniendo en cuenta la compatibilidad química, física y mecánica de éstos con los ya existentes.

Dentro de los ensayos desarrollados se incluía la ejecución de una campaña mediante gatos planos, en los muros perimetrales y en los pilares (formados, Fig. 2.126, por un núcleo de cantos redondeados amalgamados con mortero muy débil, y una hoja externa materializada mediante bloques pétreos, de calcarenita en la base y de travertino en la parte superior).

La localización de los ensayos de gato plano ejecutados se presenta en la Fig. 2.127.

Se realizó un ensayo de gato plano simple sobre el pilar E' (CNJ3S). Pese a las dificultades que se encontraron para su realización (Binda et al. 2003c), arrojó un nivel de tensiones mayor que  $0.85 \text{ N/mm}^2$ , teniendo en cuenta que tras del colapso, la única fuerza que actúa en el pilar es su peso propio dado que las cargas de la cúpula y del tambor, obviamente, ya no actuaban. La tensión medida en esas condiciones es realmente alta.

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



Fig. 2.125: Catedral de Noto después del colapso



Fig. 2.126: Detalle de uno de los pilares de la Catedral (Binda et al. 2003c)

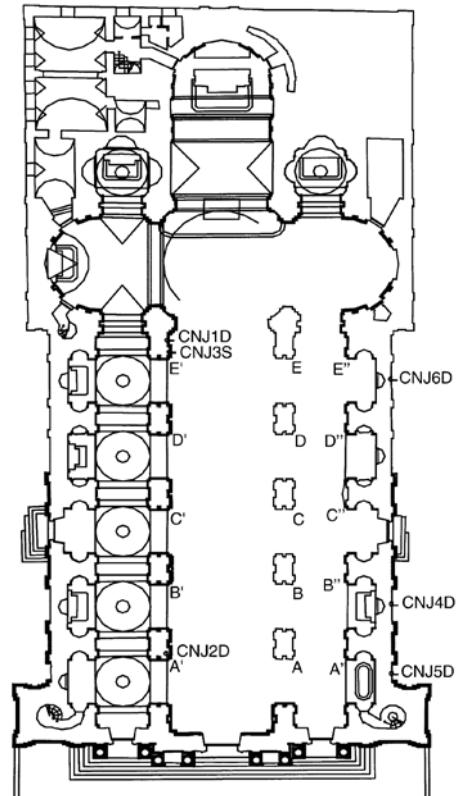


Fig. 2.127: Localización de los ensayos de gato plano

Los ensayos de doble gato plano se llevaron a cabo en la hoja externa del pilar E' (CNJ1D) y en la hoja interna del pilar A' (CNJ2D), ambos a una altura de unos 3 m. El ensayo CNJ1D se detuvo en el momento en que las piedras dispuestas inmediatamente arriba y abajo del gato plano superior comenzaron a agrietarse. En ese momento la tensión registrada fue de  $1.9 \text{ N/mm}^2$ , justo después del rango elástico de la fábrica. De la experiencia cabe suponer que el valor de la resistencia de la fábrica es un 40 % más alto que la tensión registrada, por lo que dicha resistencia se fijó en  $2.85 \text{ N/mm}^2$ . El ensayo realizado en el interior del pilar A' después de la retirada de la hoja exterior (Fig. 2.128) alcanzó un principio de agrietamiento a  $0.76 \text{ N/mm}^2$ . Se asumió que la resistencia era un 20 % más alto, es decir, aproximadamente  $1.1 \text{ N/mm}^2$ . Los resultados de los ensayos se detallan en la Fig. 2.129.



Fig. 2.128: Núcleo interno del pilar A', visible tras remover parte de su hoja externa.

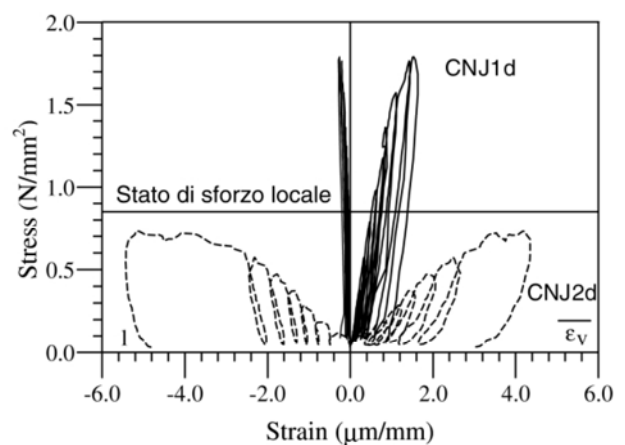


Fig. 2.129: Resultados de los ensayos de gato plano simple y doble realizados sobre los pilares E' (CNJ1D) y A' (CNJ2D). (Binda et al. 2003c)

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

En lo que respecta a los muros se realizaron tres ensayos dobles (Fig. 2.130). El interés despertado hacia esos muros, que no eran elementos portantes de gran responsabilidad de carga, fue debido al hecho de que parecían estar contruidos con una técnica similar a la empleada en los núcleos de los pilares. Por consiguiente su comportamiento daría una orientación sobre el comportamiento del núcleo.

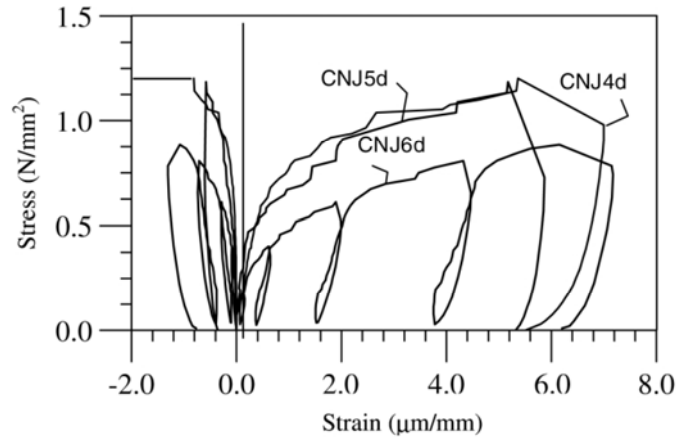


Fig. 2.130: Resultados de los ensayos de gato plano doble sobre los muros exteriores. (Binda et al. 2003c)

Dos de los ensayos, CNJ4D y CNJ5D alcanzaron resultados similares y se detuvieron a 1.2 N/mm<sup>2</sup>. Por su parte el ensayo CNJ6D se detuvo a sólo 0.88 N/mm<sup>2</sup> mostrando un resultado similar al del ensayo CNJ2D ejecutado en el núcleo interno del pilar A'. De esta manera se confirmó que la fábrica del muro lateral era similar a la del relleno de los pilares.

Un resumen de los resultados de los ensayos se presenta en la Tabla 2.21.

Tabla 2.21: Resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de gato plano.

Ensayo	$\sigma_{max}$ (MPa)	E (MPa)
CNJ1D-Pilar E' (hoja externa de travertino)	1.88	1,760
CNJ2D-Pilar A' (relleno)	0.76	190
CNJ3D-Pilar E'-3ª crujía	1.20	1,215
CNJ4D-1ª crujía	1.18	1,205
CNJ5D-5ª crujía	0.88	370

El ensayo de doble gato plano demostró la baja resistencia y la baja deformabilidad del núcleo interno de los pilares y la resistencia limitada de la hoja de travertino. Teniendo en cuenta los resultados pudo formularse la hipótesis de que al poco tiempo de la construcción de la estructura la distribución de esfuerzos fue bastante uniforme en la sección del pilar, si bien, al acaecer movimientos diferenciales entre las hojas externa y el núcleo, causados por la diferente deformabilidad de ambas y por la ausencia de elementos que garantizaran una buena conexión entre ellas, hubo una redistribución de la carga de forma que la mayor parte de la misma fue soportada por la hoja externa, circunstancia que motivó la concentración de tensiones en la periferia causando daños en el travertino, de peor calidad que la calcarenita subyacente, los cuáles fueron amplificados a consecuencia del terremoto. Finalmente, las malas conexiones en las esquinas, escasa traba, no facilitaron que la hoja exterior confinase de forma efectiva al material de relleno constituyente del núcleo, circunstancia que redundó en la problemática desarrollada.

Roque 2002, Roque y Lourenço 2003 y 2003b estudiaron algunas de las técnicas no destructivas disponibles para la caracterización in situ de fábricas antiguas desde el punto de vista mecánico-estructural, aplicadas a una **construcción representativa de las existentes en la ciudadela de Bragança (Portugal)**. Dicho edificio, construido en el s. XII, estaba materializado a base de muros de mampostería ordinaria irregular de dos hojas (con piezas de pizarra de dimensiones de pequeñas a medias) aglutinadas con arcilla, de 0.75 m espesor. Las juntas muy irregulares estaban rellenas de pequeñas piedras auxiliares. Mediante boroscopia se confirmó la existencia, en gran porcentaje, de vacíos internos, y una gran desagregación del material.

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

En lo que respecta a gatos planos, se realizaron tres gatos planos simples y tres dobles, en otras tantas partes del inmueble. Para ello fueron empleados gatos planos rectangulares de dimensiones 406x122 mm y 3.8 mm de espesor.

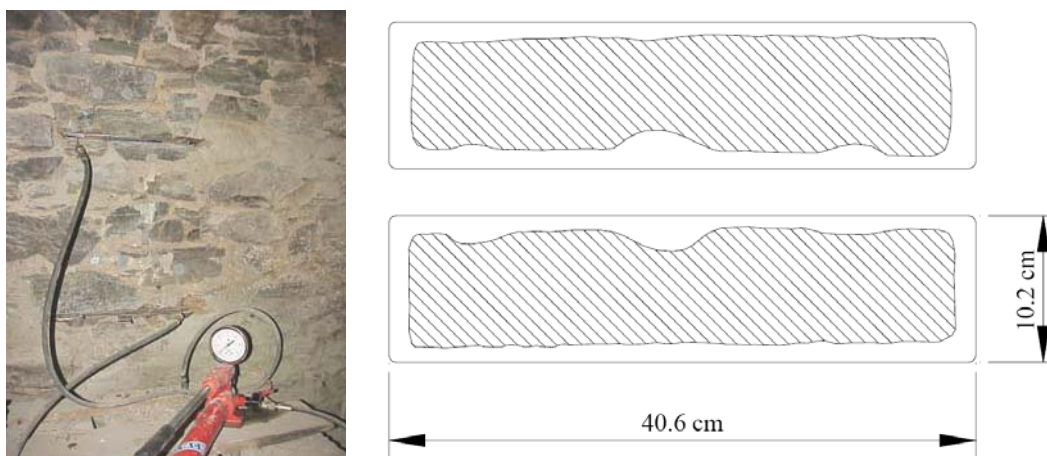


Fig. 2.131: Aspecto de la disposición del equipamiento necesario para el ensayo de gato plano doble. Puede comprobarse la irregularidad de la mampostería involucrada (Roque y Lourenço 2003).

Fig. 2.132: Representación del área de contacto entre el gato plano y la roza (70%) en el ensayo nº 1 (Roque y Lourenço 2003).

La localización para la ejecución de los ensayos fue difícil de escoger, debido a la configuración tan irregular de la mampostería (Fig. 2.131). La ausencia de tendeles regulares dificultó la abertura de las rozas, al igual que la débil cohesión de los rellenos de arcilla y piedras pequeñas que fácilmente se desagregaban, por ello que fue necesario cortar las unidades de roca interceptadas por la roza.

En todos los ensayos simples, la evolución de algunos puntos de control no fue representativa del comportamiento de la pared, pues se mostraron como significativamente diferentes del resto, motivo por el cuál no fueron considerados. Presumiblemente, el origen de estos fenómenos se relaciona con las asimetrías de la rigidez local de la mampostería y/o las condiciones de una mala adaptación de los gatos a las rozas. En la Tabla 2.22 se sintetizan los resultados obtenidos.

Tabla 2.22: Resumen de los resultados obtenidos.

Ens.	$K_m$	$K_a$	Nivel tensional experimental $\sigma_{exp}$ (MPa)	Nivel tensional calculado $\sigma_{calc}$ (MPa)	Resistencia media a rotura estimada $\sigma_r$ (MPa)	Resist. característica a rotura $\sigma_k$ (MPa)*	E (MPa)	Coef. de seguridad	$E/\sigma_k$
1	0.78	0.70 (Fig. 2.132)	0.13	0.12	0.70-0.80	0.49-0.56	300-600	4.04	857
2	0.78	0.73	0.13	0.12	0.80-1.00	0.56-0.70	1500-2200	4.85	2936
3	0.80	0.71	0.08	0.07	0.40-0.50	0.28-0.35	500-750	3.94	1894
					<b>0.70</b>	<b>0.49</b>	<b>1.00</b>	<b>4.27</b>	<b>1926</b>

\* De acuerdo con las recomendaciones del CEN, Eurocode 8, Part 1-4, el valor de  $f_k$  (valor característico) debe ser obtenido multiplicando el valor medio por un factor de 0.7.

Los autores concluyeron que las tensiones de servicio estimadas experimentalmente eran del mismo orden que las estimadas mediante cálculo, circunstancia que apuntaba a que la distribución de tensiones en la sección era aproximadamente uniforme. Igualmente, la seguridad de las mamposterías frente a carga vertical parece estar asegurada, a la vista de los coeficientes de seguridad estimados. Finalmente, propusieron los valores obtenidos para el módulo de elasticidad ( $E=1.0$  GPa) y para la resistencia característica a rotura ( $\sigma_k=0.5$  MPa), a falta de más

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

información, como base en el estudio de construcciones de mampostería de pizarra en el Norte de Portugal (Lourenço et al. 2005).

La **Basilica de S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> Gloriosa de Frari, Venecia**, fue construida entre la primera parte del s. XIV y la segunda del s. XV. Casarin et al. (2004a y 2007) presentan los principales resultados obtenidos de la investigación experimental y numérica llevada a cabo con la finalidad de evaluar las condiciones de seguridad presentes en la construcción, al igual que generar los suficientes datos de entrada para el diseño de las intervenciones de refuerzo que debían acometerse a nivel de las cimentaciones del campanario.

La torre, independiente de la estructura basilical, fue construida entre 1361 y 1396, a modo de un doble tubo de fábrica de ladrillo que soportaba la escalera en su interior. En 1432 se realizó, en la Basilica de S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> Gloriosa de Frari, la construcción de la capilla de S. Pedro, apoyándola contra el campanario por su lado Noreste. La estructura de la capilla es, no obstante, independiente de la de la torre (las discontinuidades en las juntas están bien definidas).

En los primeros años del s. XX fue desarrollado un asiento diferencial de 0.30 m entre la estructura de la basilica y la de la torre, con un desplome de esta última hacia el Sureste de 0.765 m a una altura de 42.5 m, procesos que causaron daños importantes en la capilla de San Pedro y en las bóvedas del corredor izquierdo de la iglesia, requiriendo de intervenciones terapéuticas, fundamentalmente a nivel de cimentación.

En 1902, como consecuencia del colapso de la torre de la Basilica de San Marcos, el campanario de Frari, así como otras torres venecianas consideradas en riesgo, fue estudiado y monitorizado para evaluar la continuidad de su progresivo asentamiento. Igualmente se sucedieron un buen número de intervenciones terapéuticas.

En 1990, debido a otro estudio extensivo del comportamiento de las torres venecianas, fue iniciado un nuevo diagnóstico en el campanario de Frari. La investigación desarrollada incluyó la realización de levantamientos fotogramétricos; inspecciones geotécnicas del terreno de cimentación; sobre la estructura de fábrica se realizaron endoscopias y gatos planos simples y dobles. Igualmente, comenzó una monitorización de las grietas más importantes mediante extensómetros, clinómetros para la detección de posibles giros, etc. El análisis de los resultados de esta campaña experimental reveló la discreta estabilidad de la estructura de la torre.

En septiembre del 2000, aparecieron signos preocupantes de deterioro estructural (nuevos agrietamientos), especialmente en las bóvedas de la capilla de San Pedro. De forma que fue acometida, con urgencia, una inyección de dichas grietas mediante morteros de cal.

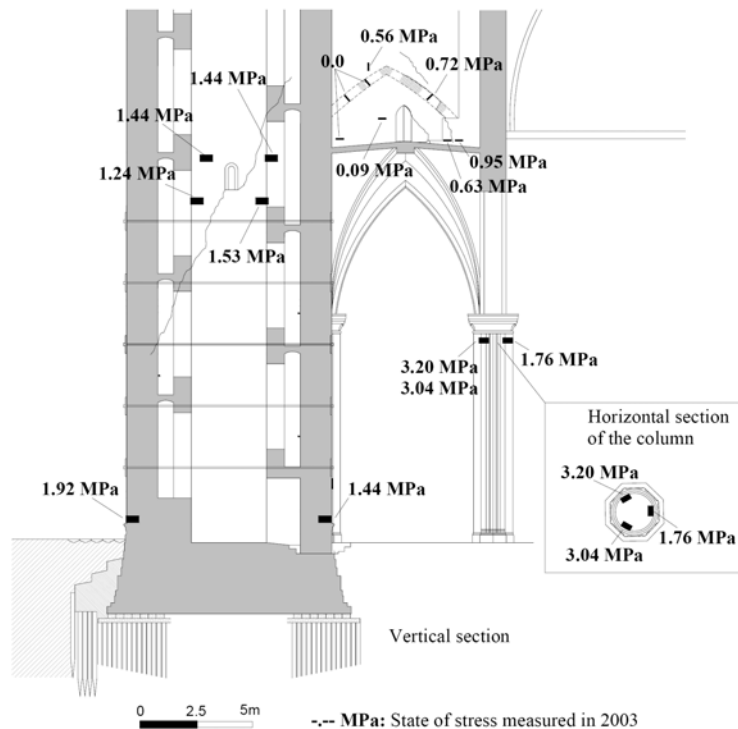
Entre Junio y Septiembre de 2003 fue desarrollada una nueva campaña experimental, en la cuál fueron empleados gatos planos para medir el nivel de tensiones de las estructuras de fábrica del campanario y de las estructuras adyacentes de la Basilica. En la base de la torre fue registrado, en la parte exterior, un nivel tensional promedio de 1.92 MPa, mientras que en la parte interior el valor medio fue de 1.44 MPa (Fig. 2.133).

Dentro de la torre fueron ejecutados ensayos de gato plano a ambos lados de la grieta inclinada que recorría el lado Suroeste de la torre. Fueron medidos niveles tensionales similares, en ambos lados (Fig. 2.133), circunstancia que muestra que la grieta, incluso aún siendo pasante en el espesor completo del muro, no induce concentración de tensiones.

Igualmente, fueron medidos niveles tensionales elevados en la columna que da soporte al arco, de forma que se registraron 1.76 MPa en uno de sus lados, y 3.20 y 3.04 MPa en el otro (Fig. 2.133).

Fue también ejecutado un análisis detallado de la bóveda, para ello varios ensayos fueron desarrollados. Los resultados indican la presencia de una línea de empuje proveniente de la torre hacia las estructuras de la basilica, en correspondencia con el área superior de la columna anteriormente mencionada. De hecho, ensayos de gato plano verticales y horizontales mostraron tensiones de 0.56 a 0.95 MPa (Fig. 2.133).

Fig. 2.133: Estado tensional existente en las fábricas de la torre y en las estructuras adyacentes de la Basílica de S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> Gloriosa de Frari, Venecia (Casarin et al. 2004a).



Las propiedades mecánicas elegidas para describir los materiales se obtuvieron de los resultados de los ensayos de gato plano doble ejecutados sobre las estructuras de fábrica. En concreto, fue considerado un valor del módulo de elasticidad de 3,300 MPa, promedio de los resultados de los ensayos.

Pagaimo (2004) y Lourenço et al. (2005) explicitan parte de una estrategia que tiene como objetivo contribuir al conocimiento del comportamiento mecánico de las construcciones antiguas portuguesas. Con esta finalidad se presenta un estudio de las diferentes **mamposterías existentes en el núcleo de Tentúgal (Portugal)**, basado en una propuesta de base de datos y en una metodología para la recolección y procesamiento de información. También se presenta la caracterización mecánica de varios muros mediante técnicas de gato plano, y de sus piedras componentes utilizando la técnica de la extracción de testigos y caracterización posterior de los mismos en laboratorio. En lo que sigue se extractan los aspectos fundamentales de la campaña realizada mediante gatos planos.

Es interesante incorporar una reflexión que realizan sobre la adecuación de dichas técnicas en la tipología de fábrica susceptibles de estudio, concretamente mampostería irregulares de varias hojas, armadas con piedra caliza (comúnmente conocida como piedra de Ançã) y morteros de cal. Los resultados observados en el análisis de las mamposterías susceptibles de estudio mostraron que apenas un 60% del área de bruta de la fábrica correspondía a la piedra, asumiendo que el área bruta está constituida por mortero y piedra, no existiendo vacíos. A este respecto, los autores no lo consideraron motivo suficiente como para invalidar el empleo del ensayo de gatos planos, dado que esta técnica está considerada como la más indicada para la determinación, in situ, de las características mecánicas de fábricas (Suprenant et al. 1990; Binda y Tiraboschi 1999a).

Los resultados de los ensayos simples y dobles están muy influenciados por (Binda y Tiraboschi 1999a; Roque 2002):

- La dificultad de interpretar los resultados, cuando después del corte no se consigue la recuperación de las distancias iniciales.
- La fiabilidad del ensayo cuando las cargas son muy bajas. En este caso no existe una reacción suficiente como para garantizar una transmisión adecuada, a la porción de la fábrica sometida al ensayo, de la presión introducida por el gato o por los gatos.
- La fiabilidad en la interpretación de los resultados en situaciones de material muy débil y poco homogéneo.



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

- Las tensiones estimadas pueden no ser representativas de las tensiones de servicio existentes en la fábrica, debido a una distribución asimétrica de tensiones, más aún teniendo en cuenta que los muros de fábrica son altamente hiperestáticos, permitiendo que se establezcan caminos preferenciales de carga, con consecuentes concentraciones de tensiones, en detrimento de otras zonas donde las tensiones se ven aliviadas.

Fueron realizados un total de 4 ensayos de gato plano simple y 8 ensayos de gato plano doble. Se emplearon dos configuraciones de gatos planos:

- Gatos semi-rectangulares de dimensiones de 400x100 mm, de cantos redondeados con diámetro de 310 mm y 3 mm de espesor (Fig. 2.134)
- Gatos rectangulares de 400x100 mm y 3 mm de espesor (Fig. 2.134)

Fig. 2.134: Detalle de los gatos planos empleados en los ensayos, semi-rectangulares y rectangulares (Lourenço et al. 2005).



En relación con los ensayos de simple gato plano, se obtuvieron los siguientes resultados (Tabla 2.23):

Tabla 2.23: Resultados de los ensayos de gato plano simple

Gato plano simple nº	$k_m$	$k_a$	Nivel tensional experimental $\sigma_{exp}$ (MPa)	Nivel tensional calculado $\sigma_{calc}$ (MPa)	$\sigma_{exp} / \sigma_{calc}$
2 (Fig. 2.135 y 2.136)	0.85	0.735	0.20	0.08	2.5
4	0.84	0.67	0.25	0.15	1.67

Los resultados de los ensayos 1 y 3 no se tuvieron en cuenta debido a la desagregación presente en las mamposterías, circunstancia que imposibilitó la obtención de resultados relevantes.

El un intento de explicar la disparidad entre los valores calculados y registrados en las pruebas, se consideró la hipótesis de que podrían existir áreas centrales (núcleos) menos resistentes y más deformables, de forma que como la carga en un muro se distribuye en función de la rigidez inherente a cada una de sus hojas, esta circunstancia daría lugar a cierta concentración de las cargas en las partes más rígidas (hojas exteriores) y, por ende, a la posible existencia de cierta excentricidad en la distribución de éstas.

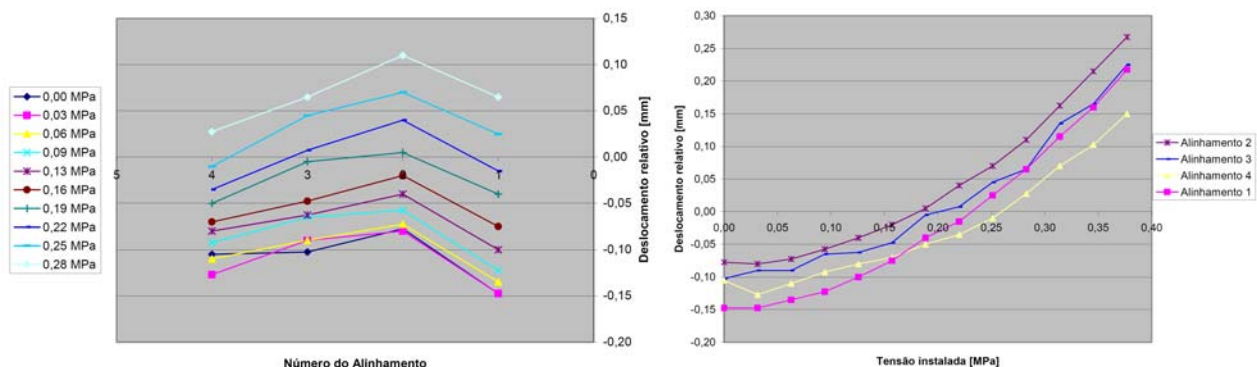


Fig. 2.135: Evolución de los desplazamientos relativos, en cada alineación, por cada incremento de la presión en el ensayo de gato plano simple nº 2 (Lourenço et al. 2005).

Fig. 2.136: Progreso del desplazamiento relativo entre los puntos de medida en función de la tensión proporcionada al muro (Lourenço et al. 2005).



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

En relación con los ensayos de gato plano doble (Fig. 2.137), en la siguiente Tabla 2.24 se resumen los resultados obtenidos (Fig. 2.138):

Tabla 2.24: Resultados de los ensayos de gato plano simple

Gato plano doble nº	$E_{30-60\%}$ , Promedio (MPa)	$K_m$ , promedio gatos sup e inf	$K_a$ , promedio gatos sup e inf	Resistencia media a rotura estimada $\sigma_r$ (MPa)	Resist. característica a rotura $\sigma_k$ (MPa)	$E/\sigma_k$
1	90	0.85	0.63	0.75	0.53	170
2	120	0.85	0.63	0.78	0.54	222
3	320	0.85	0.74	1.23	0.86	372
4	400	0.86	0.62	0.98	0.68	588
5	333	0.86	0.72	1.15	0.81	411
6	250	0.84	0.69	1.05	0.74	338
7	470	0.85	0.68	1.00	0.70	671
8	400	0.87	0.69	0.98	0.68	588
	<b>298</b>		<b>0.67</b>	<b>0.99</b>	<b>0.69</b>	<b>420</b>

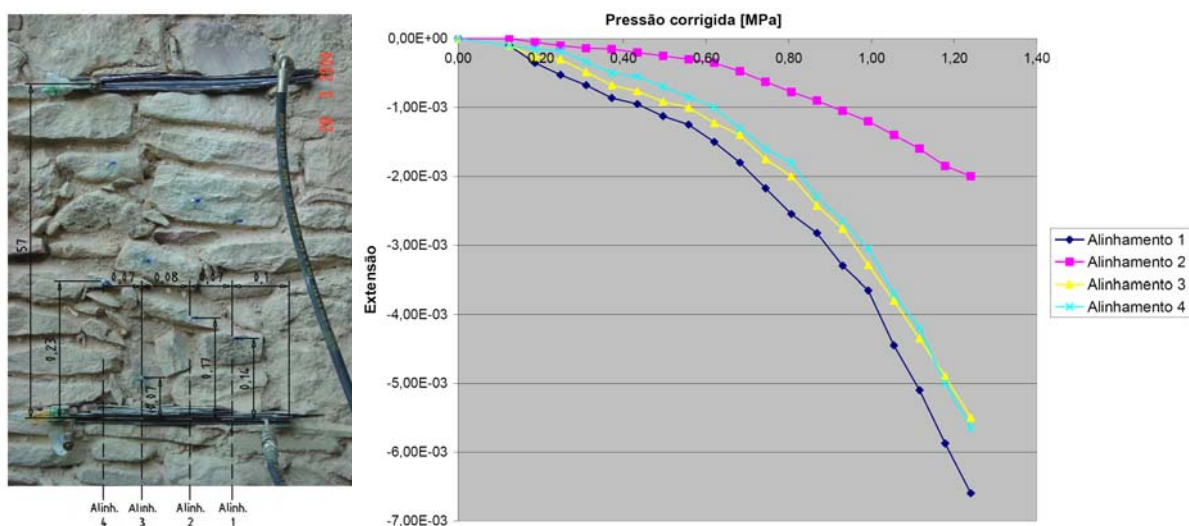


Fig. 2.137: Esquema del ensayo de gato plano doble nº 7 (Lourenço et al. 2005).

Fig. 2.138: Relación tensión-deformación registrada en el ensayo de gato plano doble nº 3. Los valores de tensión están corregidos por los coeficientes  $k_m$  y  $k_a$  (Lourenço et al. 2005).

Los autores, igualmente, proponen tomar estos valores como referencia en el análisis de construcciones similares del centro y sur de Portugal, caso de no existir información complementaria. De la misma forma refieren que en este tipo de fábricas las propiedades mecánicas están fuertemente influenciadas por el mortero y por el tipo de aparejo empleado, y no tanto por la piedra utilizada (Lourenço et al. 2005).

El CEN Eurocode 6, Part 1-1, propone obtener el módulo de elasticidad de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E = 1000 \cdot f_k$$

De esta manera se obtiene un módulo de elasticidad (EC6) de  $E = 1000 \cdot f_k = 1000 \cdot (0.7 \cdot 0.99) \text{ MPa} \approx 0.69 \text{ GPa}$  bastante superior al obtenido experimentalmente mediante los ensayos de gato plano doble (0.29 GPa, Tabla 2.24).

Finalmente, en la Tabla 2.25 se presentan los niveles tensionales registrados durante los ensayos de gato plano simple y la resistencia a compresión (tensión característica de rotura) estimada mediante los ensayos de gato plano doble ejecutados en el mismo emplazamiento. La tensión de servicio obtenida experimentalmente es del orden de los 0.2 MPa, por lo que se obtiene un

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

coeficiente de seguridad del orden de 3.5 para las condiciones actuales. Caso de que las acciones verticales sean aumentadas y mayoradas de forma habitual, es razonable esperar un coeficiente de seguridad del orden de 2.0 el cuál, probablemente, se podría considerar aceptable para estructuras de este género (Lourenço et al. 2005).

Tabla 2.25: Resultados de los ensayos de gato plano simple

Nivel tensional experimental $\sigma_{exp}$ (MPa)	Resist. Característica, a rotura $\sigma_k$ (MPa)	Coef. de seguridad
0.2	0.86	4.3
0.25	0.81	3.24
<b>0.225</b>		<b>3.77</b>

**2.2.1.7 Desarrollos y aplicaciones más significativas de la técnica entre 2006-2009**

La Iglesia actual de **S. Sixto, Bérghamo**, es una estructura de 40 m de altura, construida entre los años 1726-1754, sobre una pre-existente del s. XVI. En 1903 fue construido un campanario a base de bloques de arenisca y elementos prefabricados de hormigón.

Con la finalidad de analizar el comportamiento estático y dinámico de la estructura, fue desarrollada una profunda campaña experimental que incluía ensayos de laboratorio e in situ (Balduzzi et al. 2006). Igualmente, fue elaborado un detallado modelo de elementos finitos, cuya fiabilidad fue comprobada mediante los resultados obtenidos en los ensayos de gato plano (para el análisis del comportamiento estático) y los resultados de excitación dinámica de la estructura (para el análisis del comportamiento dinámico). El modelo demostró, claramente, que la capacidad de la torre frente a cargas horizontales dinámicas (terremotos) no era satisfactoria.

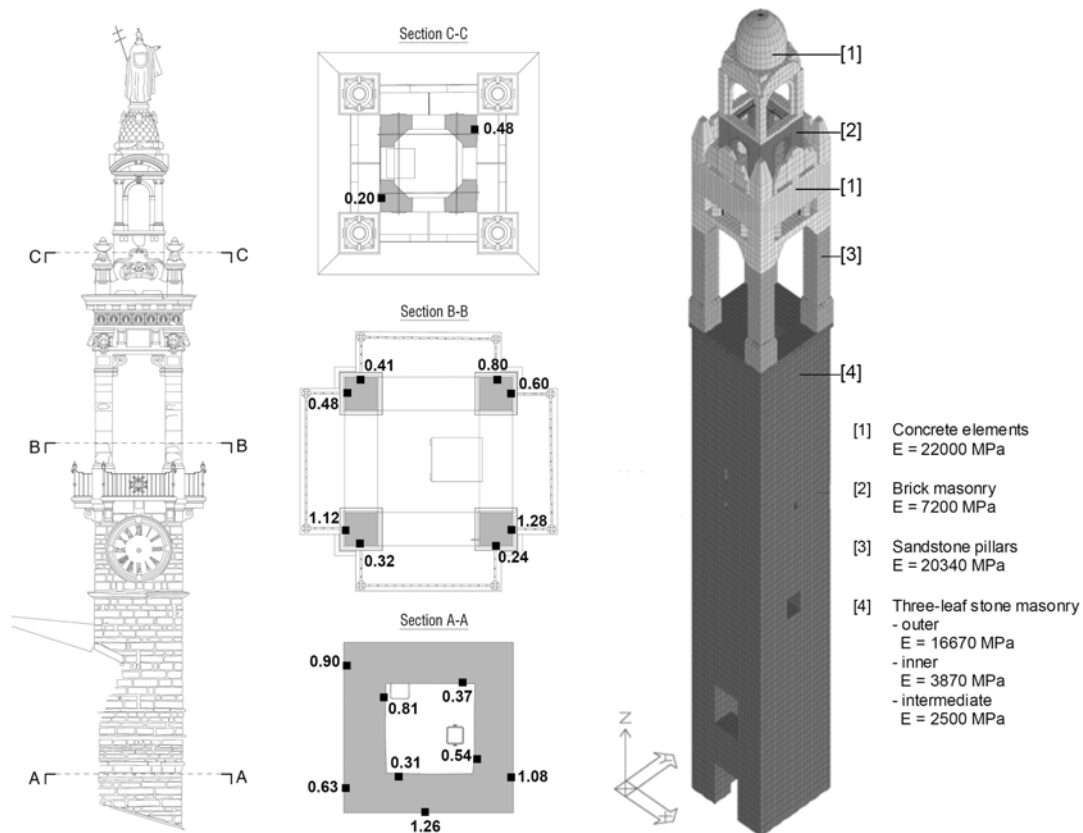


Fig. 2.139: Valores del nivel de tensional registrado mediante gato plano simple y módulo de deformación de los diferentes materiales que componen la torre de la Iglesia de S. Sixto, Bérghamo (Balduzzi et al. 2006).

Como se ha referido, y ciñéndonos a los ensayos de gato plano, fue mensurado el nivel tensional a diferentes niveles mediante la técnica de gato plano simple. Fue dedicada especial atención a

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

los cuatro pilares de arenisca situados en las esquinas del campanario, en éstos fue medida una tensión media de 0.65 MPa. Por su parte en la fábrica antigua de la torre se registró un nivel tensional medio de 0.97 MPa en la hoja externa y de 0.42 MPa en la interna. Los niveles tensionales fueron medidos en diferentes secciones tal y como muestra la Fig. 2.139.

Mediante el empleo de dos gatos planos paralelos fueron estimadas las características de deformación:

- La fábrica de la parte baja de la torre (construida al final del s. XVI) mostró un módulo de deformación promedio de 16,670 MPa en la hoja externa materializada a base de sillería pétreo, y de 3,870 MPa en la hoja interna armada a base de una fábrica de ladrillo y piedras irregulares, para el relleno entre las dos hojas fue estimado un módulo de elasticidad de 2,500 MPa.
- El módulo de deformación de los pilares de arenisca de las esquinas del campanario alcanzó un valor promedio de 20,340 MPa.
- La fábrica de ladrillo que soporta el peso del cuerpo superior se caracterizó por un módulo de elasticidad promedio de 7,200 MPa.

Por su parte las características de los elementos de hormigón prefabricado fueron determinadas en laboratorio a través de ensayos de compresión sobre muestras probetas perforadas arrojando un valor promedio del módulo de deformación de 22,000 MPa.

El resultado del análisis estático realizado mediante el modelo demostró el buen ajuste de las tensiones experimentales medidas.

Después del terremoto (31 de octubre de 2002) que golpeo la región de Molise (Italia), fue necesario reconstruir la ciudad de **San Giuliano di Puglia** (Indirli et al. 2004). Muchos edificios sufrieron daños severos o colapsos parciales, incluidos importantes estructuras de fábrica del Patrimonio Cultural. En Indirli et al. (2006) se presentan los estudios previos a la rehabilitación del **castillo Marchesale**. Se trata de una construcción de muros de fábrica de varias hojas caracterizadas por pobres materiales, morfología irregular, presencia de huecos, a menudo concentrados, que motivan una pérdida de material del núcleo interno de los muros. Del complejo edilicio del Castillo la torre representa el elemento más precioso y antiguo (Fig. 2.140).

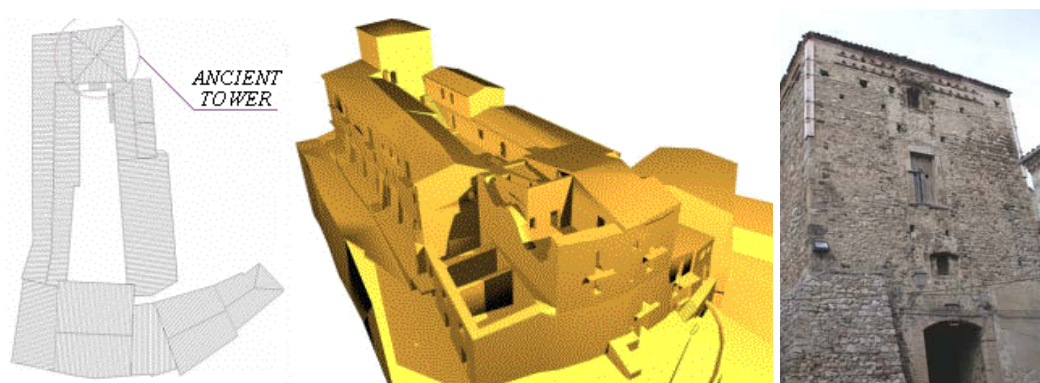


Fig. 2.140: Complejo componente del castillo y detalle de la antigua torre (Indirli et al. 2004).

El denso basamento de la torre (de hasta 2.90 m de grueso) muestra un pronunciado adelgazamiento con la altura (hasta 1.20 m), mostrándose en las fachadas una fábrica de mampostería irregular, compuesta por materiales heterogéneos (principalmente sillares en las esquinas, cantos rodados de varios tamaños e inserciones de ladrillo), de la misma forma que ocurre en la mayoría de los muros del castillo.

Fueron requeridas el empleo de técnicas no destructivas (NDT) o ligeramente destructivas (MDT) con la finalidad de evitar el empleo de ensayos invasivos, Fig. 2.141. En lo que respecta a los ensayos de gato plano (Fig. 2.142), fueron desarrollados al menos dos ensayos en cada uno de

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

los bloques estructurales que componen el castillo, siendo la antigua torre investigada con particular dedicación. En presencia de gruesos muros, los ensayos fueron realizados en cada una de las dos hojas exteriores. Más de veinte ensayos simples y dobles fueron llevados a cabo. Fueron detectadas compresiones locales de entre (0.1-0.4 MPa) y módulos de deformación de entre 2,000-3,500 MPa. La resistencia a compresión pudo ser estimada en un valor alrededor de los 1.5-2.0 MPa.

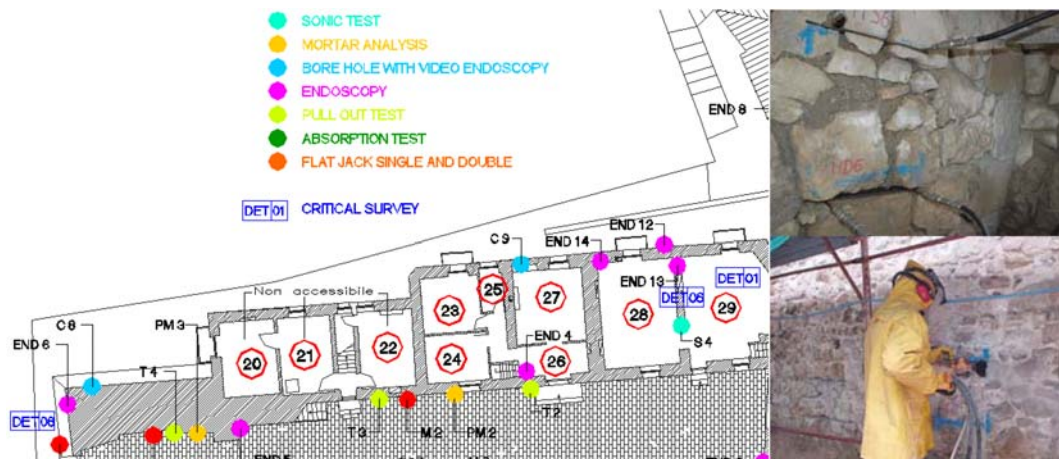


Fig. 2.141. Localización de parte de la campaña experimental desarrollada en el Castillo Marchesale (Indirli et al. 2004).

Fig. 2.142. Ensayos de gato plano (Indirli et al. 2004).

La construcción del **teatro municipal “Ricardo Zandonai” en Rovereto (Italia)** comenzó en 1783. La tipología estructural de la torre del teatro puede asemejar a un tubo de fábrica en el cuál se provee una significativa apertura asociada con el arco del proscenio.

En lo que respecta al diagnóstico de los muros de fábrica, fueron llevados a cabo varios ensayos de gato plano (Tomasi et al. 2007) a nivel de la cimentación de las paredes perimetrales de la torre los cuáles demostraron claramente las insuficientes propiedades mecánicas de la fábrica, con bajos valores de rigidez y de resistencia en los muros norte y sur, y un alto nivel tensional existente en el muro oeste por la presencia de tres grandes arcos a nivel del terreno. En la Tabla 2.26 son presentados los principales resultados experimentales obtenidos para la fábrica.

Tabla 2.26: Propiedades mecánicas de la fábrica de la torre (valores mínimos y máximos)

	Nivel tensional $\sigma$ (MPa)	Módulo de elasticidad E (MPa)	Límite elástico $\sigma_y$ (MPa)	Resistencia $\sigma_r$ (MPa)	Resist. característica a rotura $\sigma_k$ (MPa)	E/ $\sigma_k$
Muro Norte	0.05 - 0.09	309 - 813	1.00 - 1.20	1.60 - 2.20	1.12 – 1.54	201-726
Muro Oeste	0.09 - 2.09	72 - 8,650	0.20 - 2.20	0.80 - 2.20	0.56 – 1.65	44-15446
Muro Sur	0.04 - 0.63	122 - 4,000	0.60 - 1.4	0.80 - 1.20	0.56 – 0.84	145-7143

Gracias a los ensayos realizados pudo verificarse que el estado de conservación de la fábrica era inadecuado para soportar las cargas verticales y laterales debidas a los requerimientos modernos. De hecho, los bajos valores de las propiedades mecánicas, relacionadas principalmente con la insuficiente calidad del mortero, determinaron la inadecuación de la fábrica original para aceptar cargas elevadas.

En Binda et al. (2008), Bosiljkov et al. (2008) y Binda et al (2004a) se presentan y discuten los resultados de unas investigaciones llevadas a cabo en dos castillos dentro del **proyecto EVK4-2001-00091 ONSITEFORMASONRY financiado por la Comisión Europea**, y coordinado por C.



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

Maierhofer del Bundesanstalt für Materialforschung und prüfung (BAM), Alemania. Fue planificada un extenso programa de investigación (incluyendo ensayos sónicos, radar, gatos planos, boroscopia, etc.) con la finalidad de dar soporte a las intervenciones de preservación y restauración de los dos antiguos castillos. La experiencia de esta investigación muestra la importancia de la fase de diagnóstico en la selección de las más relevantes estrategias y ensayos aplicables a cada problema específico. El objetivo general del proyecto EVK4-2001-00091 ONSITEFORMASONRY fue el calibrar técnicas de diagnóstico in situ aplicables a la evaluación estructural de edificios históricos de fábrica. Dos de los objetivos de las investigaciones realizadas sobre los castillos fueron el comparar diferentes técnicas no destructivas y evaluar la efectividad de dichas técnicas.

En dichas referencias se presentan, entre otros resultados, los relacionados con la aplicación de la técnica de gatos planos al **castillo de Pisece (Eslovenia)** y al **castillo de Avio (Italia)**. Las Fig. 2.143 y 2.144 muestran los resultados de los ensayos de gato plano simple y doble realizados en el castillo Pisece y en el Castillo Avio, respectivamente.

En Pisece, en la zona de ensayo denotada como POS1 los transductores midieron elongaciones verticales debido a la inestabilidad producida en el muro a consecuencia de la compresión introducida en el ensayo. Lo referido fue explicado mediante una exitosa auscultación de la sección del muro mediante videoendoscopia que reveló la presencia de un amplio vacío, una chimenea oculta por un delgado muro de ladrillo. Previamente, dicho gran vacío también fue detectado mediante las pruebas sónicas realizadas, de esto puede derivarse que es inteligente llevar a cabo una indagación mediante técnicas acústicas de la zona concreta pensada para la ejecución del ensayo de gato plano, de cara a comprobar la integridad de la misma y evitar esfuerzos improductivos como el relatado en este caso concreto. Por su parte, en la POS4b, los resultados de gato plano mostraron el adecuado comportamiento de la fábrica con un nivel local de compresión menor del 10% que el calculado analíticamente. Para la posición TOW3, después de la campaña realizada con gatos planos en sus paredes masivas, se concluyó que los resultados de gato plano simple podrían representar el estado real de tensiones en la zona de ensayo (el tamaño del gato fue de 30 cm y el espesor del muro era de 150 cm). Análisis adicionales mediante MEF 3D probaron que el estado tensional en la posición exacta donde fue realizado el gato plano podría ser realista.

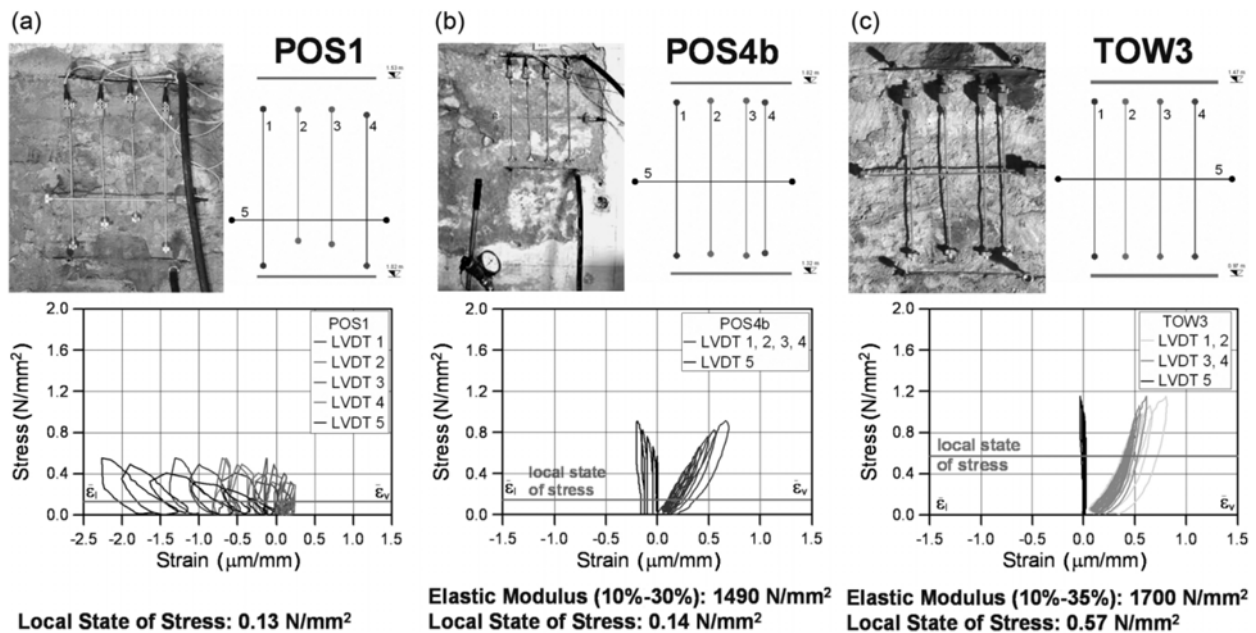


Fig. 2.143: Caracterización mecánica de las tipologías de fábrica mediante gato plano doble en el castillo de Pisece (Eslovenia). La figura muestra las curvas tensión-deformación, el nivel tensional local, la textura de la fábrica ensayada y la ubicación de las longitudes de medida.  $\epsilon_l$ : deformación lateral,  $\epsilon_v$ : deformación vertical. (Binda et al. 2008 y Bosiljkov et al. 2008)

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

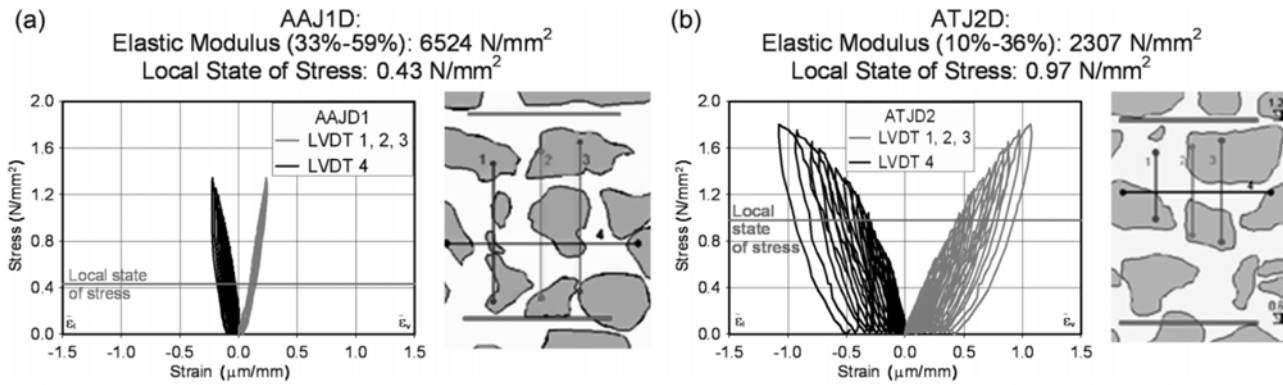


Fig. 2.144: Caracterización mecánica de las tipologías de fábrica mediante gato plano doble en el castillo de Avio (Italia). La figura muestra las curvas tensión-deformación, el nivel tensional local, la textura de la fábrica ensayada y la ubicación de las longitudes de medida.  $\epsilon_l$ : deformación lateral,  $\epsilon_v$ : deformación vertical. (Binda et al. 2008)

En lo que respecta a Avio, los resultados ejecutados en la zona de ensayo denominada ATJ2D muestran una fábrica más deformable y mayor nivel tensional que en AAJ1D.

En dicha referencia también se propone una correlación (Fig. 2.145) entre los ensayos de pulso sónico, realizados con anterioridad a los ensayos de gato plano, y el módulo de elasticidad obtenido mediante éstos últimos sobre un total de 25 fábricas en base a la experiencia acumulada. Los resultados de los ensayos realizados en los castillos Pisece y Avio mostraron buena concordancia con los otros datos.

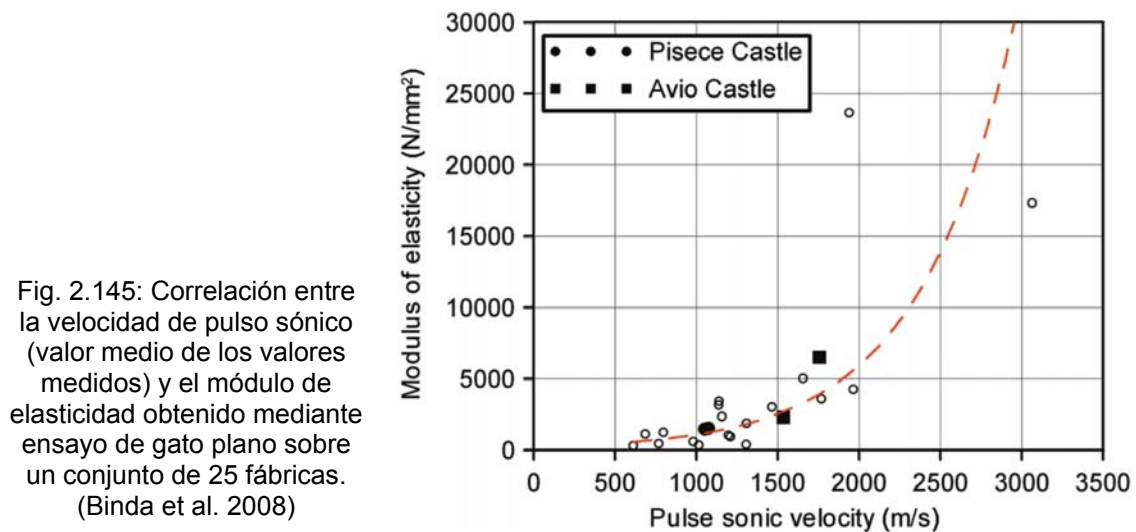


Fig. 2.145: Correlación entre la velocidad de pulso sónico (valor medio de los valores medidos) y el módulo de elasticidad obtenido mediante ensayo de gato plano sobre un conjunto de 25 fábricas. (Binda et al. 2008)

Las conclusiones más importantes alcanzadas fueron:

- Los ensayos permitieron comparar la calidad de las fábricas de los dos castillo, y mostraron como globalmente las del castillo Avio ofrecen mejores prestaciones mecánicas, caracterizadas por mayores módulos de elasticidad.
- Todavía es necesario realizar un gran esfuerzo de investigación enfocado a la interpretación de los resultados de técnicas NDT y MDT, y para su correlación con las características de las fábricas.
- La caracterización de materiales y la morfología de la fábrica pueden ser determinadas in situ empleando conjuntamente ensayos de gato plano y ensayos sísmicos o/y ensayos GPR (radar).



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

- Los ensayos sónicos y de gatos planos parecen correlacionarse, en la actualidad solamente de forma cualitativa. Los ensayos sónicos pueden ayudar en el control previo de las áreas investigadas mediante gatos planos.

En Borri et al. (2008) se presentó una nueva técnica para el refuerzo de fábricas de mampostería irregular (de dos y tres hojas), aplicable cuando sea requerido mantener el aspecto estético del muro. La técnica de refuerzo consiste en una malla continua realizada mediante pequeños cordones de acero embebidos perfectamente en las juntas de mortero y anclados a la pared por medio de cáncamos de acero galvanizado (Fig. 2.146). Mediante el material de rejunteo se ocultan completamente tanto los cordones de acero como las cabezas de los cáncamos. El sistema da lugar a un refuerzo, respetuoso con la estética del muro, el cuál, según se ha comprobado mediante los primeros ensayos realizados (gatos planos, ensayos de corte y flexión), incrementa la capacidad frente a compresiones, corte y flexión, dado que se produce una conexión efectiva entre ambas hojas del muro gracias a la presencia de los cáncamos.

A colación con los ensayos de gatos planos dobles realizados cabe referir que se llevaron a cabo sobre probetas de fábrica sin refuerzo, probetas de fábrica con remoción profunda del mortero de las juntas y posterior rejunteo con mortero base cal (REP), y probetas de fábrica con remoción profunda del mortero y rejunteado con fibras metálicas (SRE). Para ello porciones de muro de 50 cm de altura fueron sometidas a compresión vertical, la cuál se mantuvo constante durante la ejecución de los ensayos, registrando la carga, la tensión máxima y las deformaciones empleando transductores. Fue calculado el módulo de elasticidad correspondiente a la deformación del 33% de la tensión máxima alcanzada ( $\sigma_{max}$ ), denominado  $E_{1/3}$ :

$$E_{1/3} = \frac{0.33 \cdot \sigma_{max}}{\varepsilon_{1/3}}$$

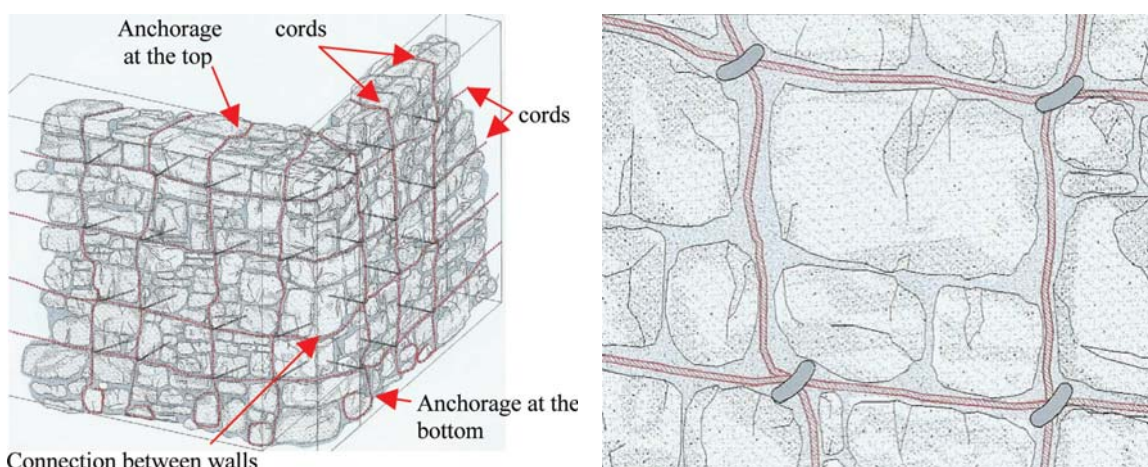


FIG 2.146: Esquema de la solución de refuerzo de mampostería de dos o tres hojas mediante pequeños cordones de acero embebidos perfectamente en las juntas de mortero y anclados a la pared por medio de cáncamos de acero galvanizado (Borri et al. 2008).

En relación con los resultados, es posible afirmar que el rejunteo profundo reforzado con fibras metálicas, es capaz de incrementar significativamente la resistencia a compresión ( $\sigma_{max}$ ) de la fábrica. Comparando estos resultados con los obtenidos para la mismas probetas de fábrica sin refuerzo y con los de la fábrica reforzada solo mediante rejunteo profundo, se obtiene un incremento de las resistencias de un 116% y de un 54% respectivamente (Tabla 2.27). En lo referente con el módulo de elasticidad  $E_{1/3}$ , los resultados realizados con gatos planos muestran que el rejunteo profundo de las juntas, por si mismo, no es capaz de causar un incremento significativo del módulo de elasticidad. Esto se debe, probablemente, a que el mortero empleado en el rejunteo estaba basado en cal hidráulica. En relación a como se producía el fallo del elemento de fábrica aislado entre los dos gatos planos, se apreciaron agrietamientos verticales entre éstos. En el caso de fábrica sin reforzar y la rejunteada la rotura ocurrió con un número

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

reducido de grietas verticales bastante grandes, mientras que en el caso de la fábrica rejunteada y armada con fibras metálicas se desarrollaron un mayor número de grietas verticales y más pequeñas. Esto indica una mejora en el comportamiento mecánico de la fábrica a lo que cabe sumar la referida rigidización debido al refuerzo.

Tabla 2.27: Resultados de los ensayos con gatos planos (Borri et al. 2008)

	Máx. tensión de compresión (MPa)		Factor incremental	Modulo de elasticidad $E_{1/3}$ (MPa)		Factor incremental
Sin refuerzo	0.595	0.595	2.16	480.0	480.0	3.02
Rejunteo profundo	0.807	0.832	1.55	393.0	452.5	3.21
Rejunteo profundo reforzado	1.261	1.287	1.00	486.0	1,451.0	1.00
Rejunteo profundo reforzado	1.312			2,416.0		

En las referencias Vicente (2008) y Vicente et al. (2007) se expone la **campaña experimental desarrollada mediante gatos planos simples y dobles sobre muros de fábrica tradicionales en Coimbra (Portugal)**. Se realizaron un total de 9 ensayos de gato plano simple y otros tantos de gato plano doble.

En los ensayos fueron empleados gatos planos semi-rectangulares de 400x100 mm, y 3 mm de espesor (Fig. 2.147)

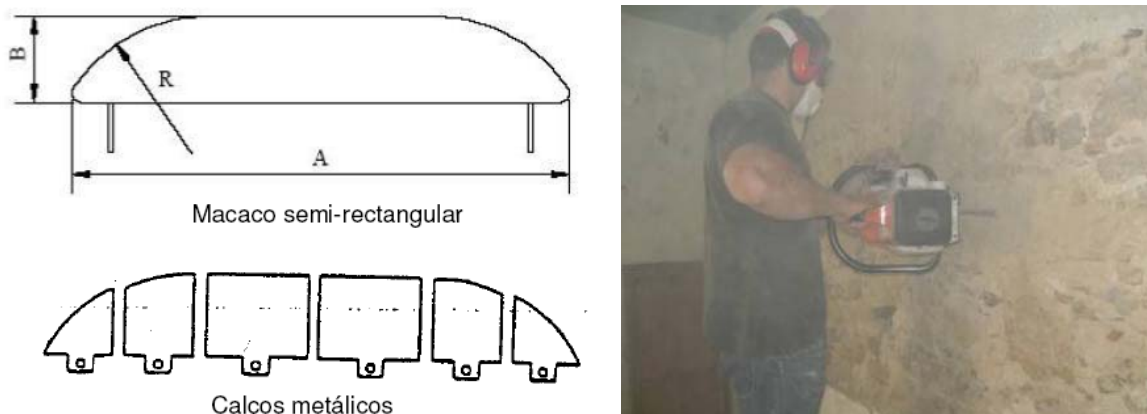


Fig. 2.147: Tipología de los gatos planos empleados en los ensayos (Vicente 2008).

Fig. 2.148: Instante captado durante el proceso de ejecución de una de las rozas (Vicente 2008).

En la Tabla 2.28 se resume la constitución morfológica aparente de los muros ensayados. Los porcentajes de área indicados en la tabla fueron obtenidos por vectorización de las fotografías tomadas de la superficie de las zonas ensayadas entre los gatos planos.

En la Fig. 2.148 se ilustra un instante captado durante la ejecución de la roza de un gato plano simple, y en las Fig. 2.149 y 2.150 los resultados del ensayo de gato plano simple nº 6.

En la Tabla 2.29 se resumen los valores de las tensiones medidas experimentalmente y las estimadas mediante cálculo. La variación observada entre los valores estimados y los registrados, en ocasiones, es apreciable. Dicha circunstancia es justificada por los autores en base a que la distribución tensional en los muros no es uniforme por varias razones: existencia de excentricidad en la carga existente, la constitución de caminos preferenciales de carga con el consecuente alivio de otras zonas, la existencia de un núcleo interior menos rígido que desemboca en una falta de homogeneidad de la distribución de tensiones en todo el espesor, solicitando más las hojas externas. Es decir, debido a los efectos locales referidos y a las singularidades existentes en los muros, los valores tensionales medios estimados no tienen porque ser representativos de la tensión existente en la zona de ensayo.

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

Tabla 2.28: Constitución morfológica de los muros estudiados (Vicente 2008).

Ensayo	% piedra	% mortero	% vacíos
1	61.4	38.6	0.0
2	53.3	45.6	1.1
3	54.5	42.8	2.7
4	59.5	39.5	1.0
5	52.1	45.4	2.5
6	55.2	41.6	3.2
7	57.9	37.1	5.0
8	60.5	39.5	0.0
9	57.8	42.2	0.0
	<b>56.9</b>	<b>41.4</b>	<b>1.7</b>

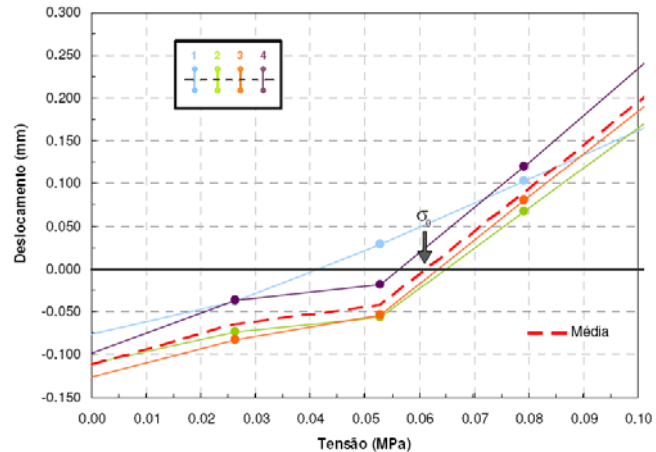
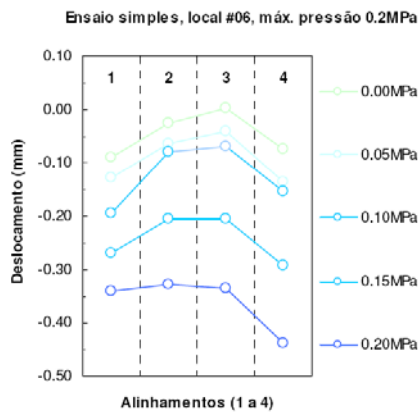


Fig. 2.149: Evolución de los desplazamientos de cada una de las distancias de control (Vicente 2008).

Fig. 2.150: Resultado del ensayo n° 6 en el que se estimó un nivel tensional de compresión vertical en servicio de 0.06 MPa (Vicente 2008).

En los ensayos de gato plano doble fueron ejecutados tres ciclos de carga-descarga. A partir de los registros obtenidos para cada una de las cuatro distancias de control fue estimado el valor medio. Un ejemplo de las leyes tensión – deformación obtenidas se representa en la Fig. 2.151.

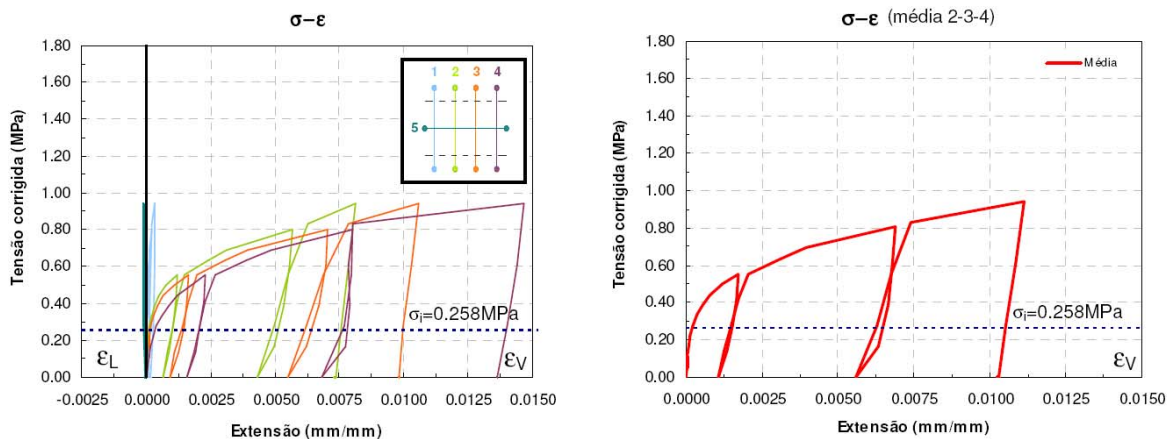


Fig. 2.151: Resultados del ensayo doble n° 2 (Vicente 2008).

Por su parte en la Fig. 2.152 se representan las leyes  $\sigma-\epsilon$  obtenidas para cada uno de los 9 ensayos de gato plano doble realizados.

Como puede comprobarse para los ensayos 2, 3, 6 y 7 la tensión máxima alcanzada varía entre los 0.55 y 0.80 MPa. Estos valores máximos se consideran que están próximos a la rotura de la fábrica en tanto que se localizan claramente fuera del rango de comportamiento lineal del ensayo.

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

En los ensayos 4, 5 y 9 no fue aproximada la tensión de rotura, al contrario de lo que se ha comentado en los ensayos anteriores. Los máximos niveles tensionales alcanzados variaron entre 1.0 y 1.4 MPa, en estos casos se apreció como el aparejo de la fábrica en la zona de ensayo daba la sensación de ser más compacto que en los casos anteriormente referidos.

Por su parte los ensayos 1 y 8 son los que presentan mayor porcentaje de fase pétreo del total de los ensayados (Tabla 2.28), circunstancia que justifica los valores alcanzados de tensión.

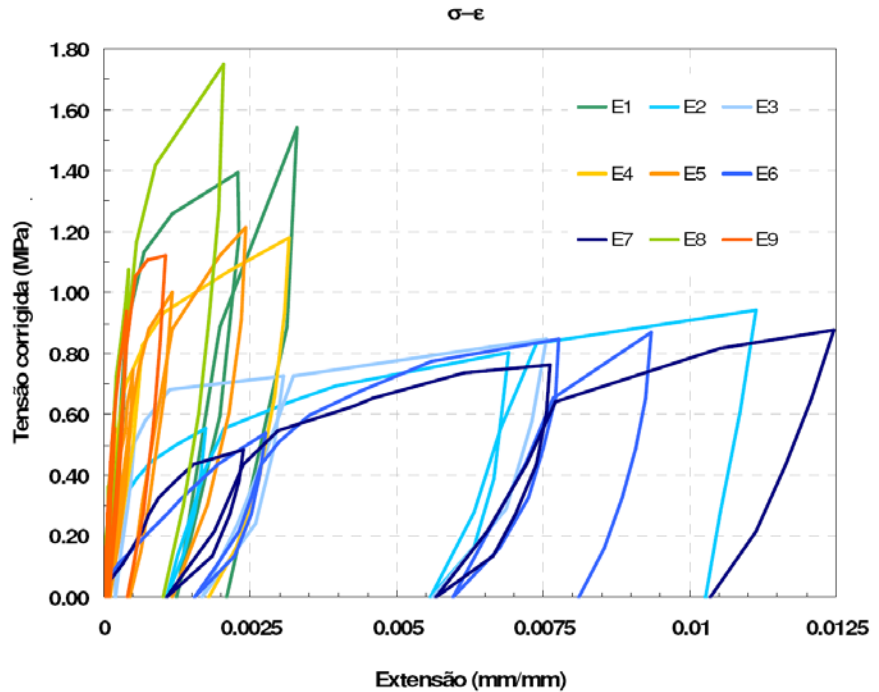


Fig. 2.152: Leyes  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas para cada uno de los 9 ensayos de gato plano doble realizados, se refieren a los valores medios de los cuatro puntos de control vertical (Vicente 2008).

Por su parte, en la Tabla 2.29 se han resumido los parámetros mecánicos obtenidos de los ensayos. De los múltiples módulos de elasticidad que pueden estimarse se ha considerado oportuno recoger en la tabla el módulo secante entre el origen y el 30% de la tensión máxima alcanzada  $E_{sec30\%}$ . Puede apreciarse como existe una dispersión significativa en los valores, la cuál, según los autores, era esperada dado que lo lógico sería agrupar los resultados en función de las características morfológicas de las fábricas ensayadas.

Tabla 2.29: Tensiones estimadas y medidas experimentalmente en los 9 ensayos de gato plano simple, y características mecánicas obtenidas en los de gato plano doble.

Ensayo	$\sigma_{estimada}$ (MPa)	$\sigma_{experimental}$ (MPa)	$\sigma_{exp}/\sigma_{est}$	$\sigma_{máxima}$ (MPa)	$\sigma_{elástica}$ (MPa)	$E_{sec30\%}$ (MPa)	$\nu$	$E_{sec30\%}/\sigma_{máxima}$	$\sigma_{máxima}/\sigma_{exp}$
1	0.193	0.360	1.87	1.537	1.040	3,309.35	0.16	2,153.1	> 4.3
2	0.242	0.258	1.07	0.942	0.509	1,197.44	0.04	1,271.2	3.7
3	0.246	0.145	0.59	0.894	0.608	1,718.52	0.08	1,922.3	6.2
4	0.178	0.081	0.46	1.182	0.775	3,084.16	0.21	2,609.3	> 14.6
5	0.178	0.240	1.35	1.211	0.877	1,356.48	0.12	1,120.1	> 5.0
6	0.110	0.062	0.56	0.867	0.671	260.86	0.06	300.9	14.0
7	0.110	0.139	1.26	0.878	0.574	346.39	0.20	394.5	6.3
8	0.178	0.111	0.62	1.750	1.202	3,409.33	0.18	1,948.2	> 15.8
9	0.227	0.162	0.71	1.122	0.953	4,061.19	0.12	3,619.6	> 6.9
			<b>0.94</b>	<b>1.154</b>	<b>0.801</b>	<b>2,082.64</b>	<b>0.13</b>	<b>1,704.4</b>	<b>8.5</b>

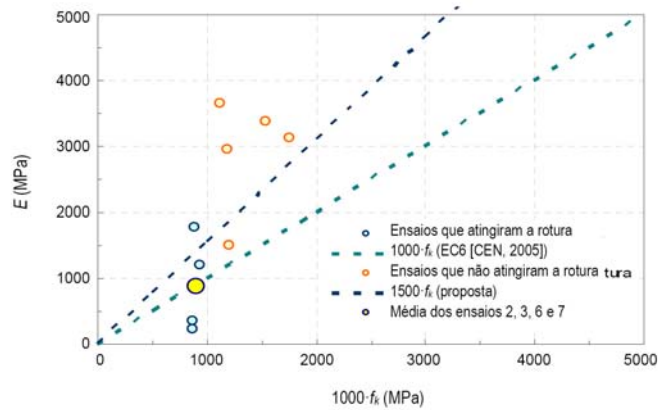
Por su parte en la Fig. 2.153 se representa la relación entre el módulo de elasticidad obtenido experimentalmente en cada uno de los ensayos y el obtenido mediante la fórmula del EC6,  $E=1,000 \cdot f_k$ , considerando  $f_k=0.7 \cdot f_m$  (siendo  $f_m$  la tensión máxima alcanzada en los ensayos). Se aprecia como en base al estudio de los ensayos 2, 3, 6 y 7 la relación dada por el EC-6 presenta una buena aproximación. Ahora bien si lo que se analiza es el total de los ensayos realizados la



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

relación  $1,500 \cdot f_k$  presenta una mejor aproximación, concretamente el valor medio de la relación  $E_{sec30\%}/\sigma_{m\acute{a}xima}$  alcanza un valor de 1,704.4 (Tabla 2.29).

Fig. 2.153: Correlación entre el módulo de elasticidad obtenido experimentalmente y el valor del EC-6,  $1000 \cdot f_k$  (Vicente 2008).



Por su parte en las Fig. 2.154 y 2.155 se representa el coeficiente de seguridad obtenido tanto respecto al límite elástico (Fig. 2.154), como frente a la tensión máxima (Fig. 2.155), en relación con el nivel tensional estimado en servicio. Se constata un nivel de seguridad importante, con un valor mínimo de 3.00 respecto al límite elástico y del orden de 4.00 respecto de la tensión última.

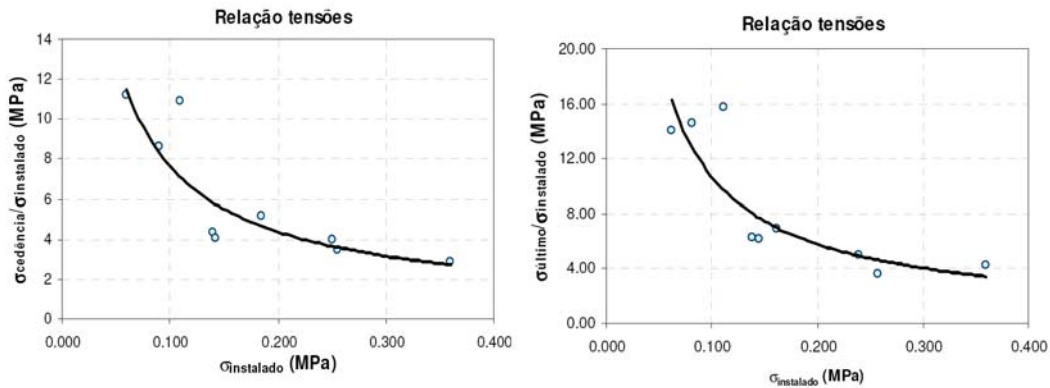


Fig. 2.154: Coeficiente de seguridad respecto del límite elástico (Vicente 2008).

Fig. 2.155. Coeficientes de seguridad respecto de la tensión máxima alcanzada (Vicente 2008).

Por su parte, también se representa la relación entre la tensión máxima alcanzada en el ensayo y el % de piedra (Fig. 2.156) y frente al % de mortero y vacíos (Fig. 2.157). En ambos gráficos se aprecia una tendencia razonable, en tanto que a mayor % de piedra y, por ende, menor % de mortero y vacíos, el nivel tensional alcanzado es mayor.

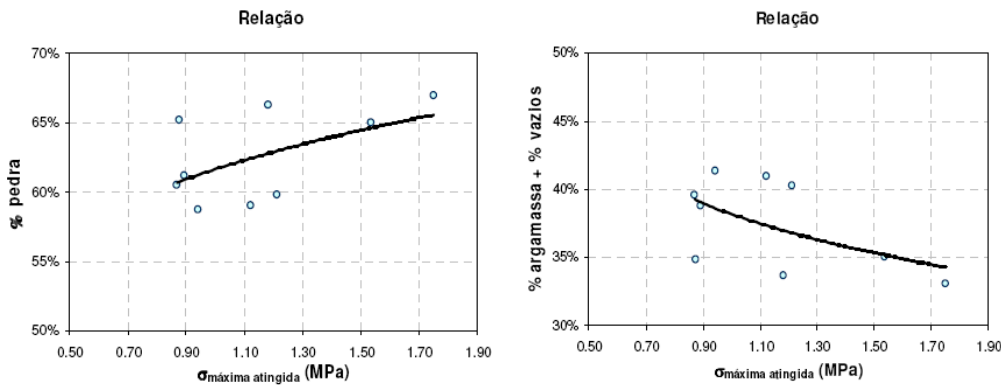


Fig. 2.156: Relación entre la tensión máxima alcanzada y el % de piedra (Vicente 2008).

Fig. 2.157: Relación entre la tensión máxima alcanzada y el % mortero y vacíos (Vicente 2008).

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

Miranda et al. (2009) estudiaron la aplicación de la técnica de gatos planos a las condiciones existentes en las **mamposterías de la ciudad de Oporto, Portugal** (Fig. 2.158), en particular a las paredes de una hoja, vulgarmente designadas por paredes de “perpianho”. Los resultados obtenidos (Fig. 2.159) permitieron estimar un módulo de elasticidad medio de la pared de valor 1,300.00 MPa.



Fig. 2.158: Ensayo de gato plano doble: Ejecución del corte, aspecto de una de las rozas y equipamiento utilizado en el ensayo (Miranda et al. 2009)

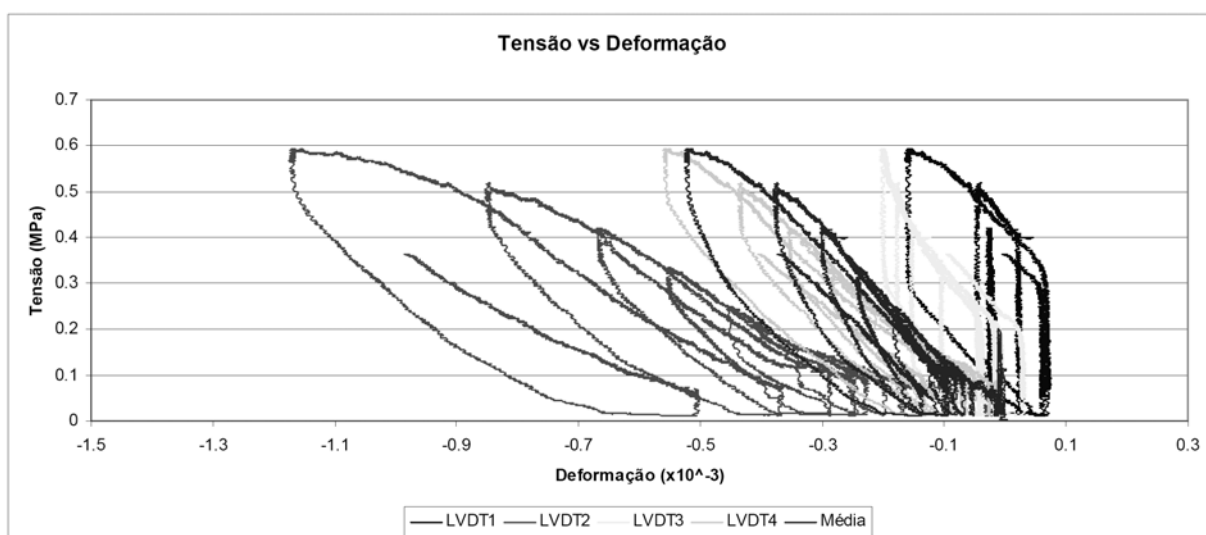


Fig. 2.159: Curva tensión-deformación de la fábrica obtenida en el ensayo de un gato plano doble (Miranda et al. 2009)

Durante los ensayos, fue posible identificar algunas dificultades inherentes a los mismos. Ya se conocían algunas de éstas: la determinación de la superficie de contacto, la adaptabilidad del gato al material ensayado (Woodham y Schuller 2003), o la dificultad para la extracción de los gatos planos del muro. Por otro lado, en base a los ensayos realizados en este tipo de muros irregulares constituidos por grandes piedras, los autores anotaron que debe intensificarse el estudio de la representatividad del ensayo, particularmente en relación con el tamaño de los gatos empleados, relativamente pequeño en comparación con el espesor de la pared (40 cm). Además, en este tipo de construcciones las juntas suelen estar frecuentemente rellenas con pequeñas piedras que tras realizar el corte tienden a caer, reduciendo el área de contacto entre el gato plano y la fábrica, lo que contribuye en una mayor dificultad en la evaluación de la presión efectiva aplicada al muro.

En Binda et al. (2009) se describe un procedimiento dirigido a generar un conocimiento bien articulado sobre los materiales, la morfología y los aspectos constructivos de las estructuras de fábrica, sobre el comportamiento mecánico y los posibles mecanismos de fallo del **complejo de edificios de Sulmola (L'Aquila)**, un importante centro histórico en el centro de Italia fundado por los Romanos y que tuvo un desarrollo subsecuente en la Edad Media. La mayor parte de las edificaciones fueron llevadas a cabo antes de 1800.



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

El comportamiento de la fábrica depende en gran medida de la técnica constructiva, la cuál puede apreciarse en la configuración de la sección transversal de la fábrica. De hecho, las hojas externas frecuentemente no revelan como está construida la sección de la fábrica, ya que texturas superficiales aparentemente similares pueden corresponder a diferentes tipos de secciones, de una o múltiples hojas (Hendry 1994).

En este sentido, la mayor parte de los edificios históricos de Sulmona se caracterizan por una obra de fábrica de tres hojas (Fig. 2.160). La hoja de fachada consiste en una mampostería irregular (generalmente materializada con hiladas sub-horizontales y en algunos casos mampuestos regulares parcialmente canteados), siempre de naturaleza caliza, con mortero friable.

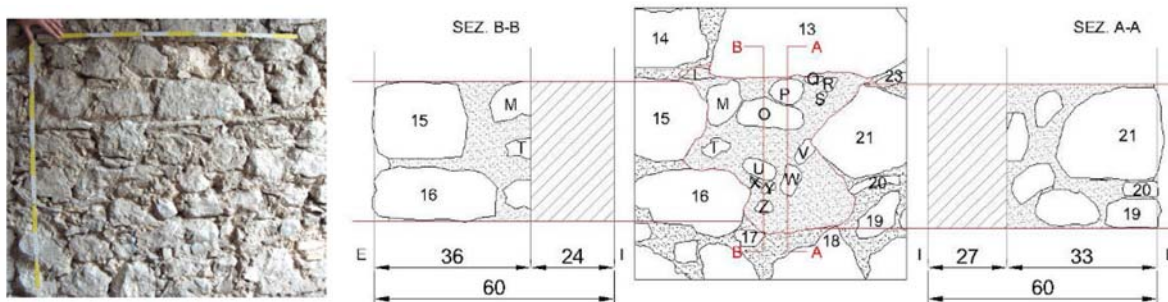


Fig. 2.160: Morfología de la mayor parte de los edificios históricos de Sulmona (Binda et al. 2009)

Sobre los muros más significativos de los casos de estudio abordados fueron realizados ensayos sónicos por transparencia sobre una malla de 75 x 75 cm para medir la velocidad sónica, ensayos de gato plano simple y doble para cuantificar los niveles tensionales, módulos de elasticidad y coeficiente de expansión lateral, e inspección de la morfología de la fábrica y toma de muestras para caracterización química, física y mecánica de piedras y morteros.

En las Fig. 2.161 y 2.162 se presentan los resultados de la caracterización sónica y por gatos planos de un muro localizado en la parte más reciente del complejo del palacio Sardi. Los resultados de los ensayos in situ confirmaron lo observado con simple inspección visual. La calidad de la fábrica resultó generalmente escasa, caracterizada por bajos valores de la velocidad sónica, en algunos casos se encontraron dificultades para poder ejecutar los gatos planos, arrojando valores muy elevados de los desplazamientos verticales y horizontales.

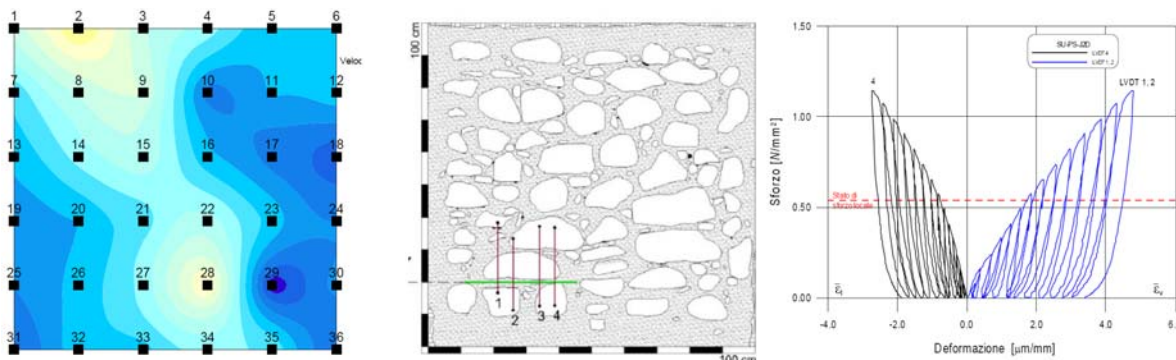


Fig. 2.161: Caracterización sónica, la velocidad media obtenida en el área de ensayo de un muro localizado en el palacio Sardi fue de 1,016.3 m/s (Binda et al. 2009).

Fig. 2.162: Caracterización mediante doble gato plano (modulo de deformación promedio 1,737 MPa) de un muro localizado en el palacio Sardi (Binda et al. 2009)

En dicha referencia también se propone una correlación (Fig. 2.163) entre los ensayos de pulso sónico y el módulo de elasticidad obtenido mediante ensayos de gato plano doble en varias construcciones de las provincias italianas de Liguria (Taggia y Bajardo) y L'Aquila (Sulmona).

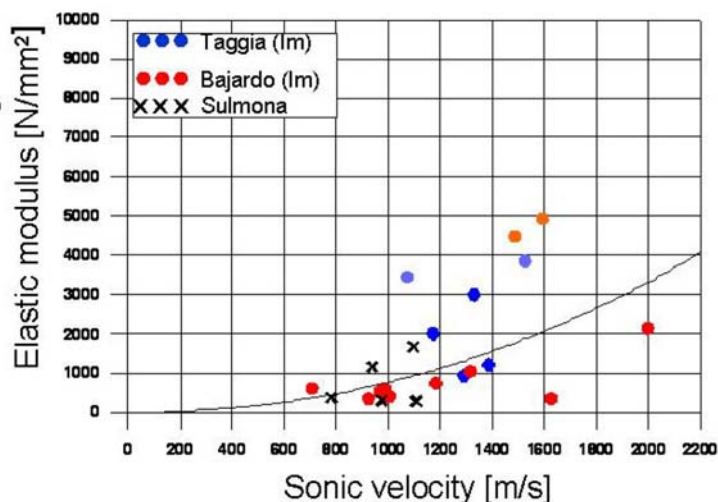


Fig. 2.163: Relación entre el módulo de elasticidad medido mediante gato plano doble y la velocidad sónica, (Binda et al. 2009)

Concu y De Nicolo (2009) presentaron los resultados de una campaña de diagnóstico llevada a cabo en la antigua **iglesia de Santa María en Oristano (Italia)**, con el propósito de evaluar la condición estructural antes de empezar el programa de restauración. Dicha construcción, construida en 1130, ha sufrido variadas intervenciones a lo largo de los siglos. Técnicas sónicas, endoscopia y gatos planos fueron realizados sobre la fábrica, y ensayos dinámicos fueron llevados a cabo sobre tirantes de acero que unían la fachada con la capilla lateral. Finalmente, fueron monitorizadas, durante un periodo de 14 meses, la evolución de las grietas presentes en los arcos.

El estado tensional del muro componente de la fachada principal de la iglesia fue obtenido mediante ensayos de gato plano simple. Dicho ensayo fue llevado a cabo en dos zonas del muro, explorando en una de ellas ambas caras con la finalidad de examinar la posible existencia de distribución no uniforme de carga. Los niveles tensionales obtenidos fueron de 1.9 MPa para una de las zonas de ensayo, y en el que se realizó en ambas caras de 2.9 MPa (proporcionando el mismo nivel de tensiones tanto en el interior como en el exterior, lo cuál puso de manifiesto la no existencia de excentricidad). Los niveles de tensión obtenidos fueron consistentes con la evaluación numérica ejecutada considerando las cargas existentes sobre las porciones de fábrica ensayadas.

Para finalizar este apartado y como curiosidad, aludir a que también se realizaron ensayos de gato plano en el **Refectorio de Santa M<sup>a</sup> de la Gracia, concretamente en la pared del fresco de la “Última cena” de Leonardo da Vinci (Milán)**, Fig. 2.164 (Rossi 1985). La construcción se trata de una fábrica de ladrillo construida en torno a 1496. Se estimó una resistencia a compresión de 3 MPa y un módulo de elasticidad de 4,000 MPa.

Otras construcciones estudiadas mediante gatos planos y referenciadas en la bibliografía consultada durante la realización de la tesis son las que siguen:

- Iglesia de S. Eufemia en Verona (Rossi 1985), Fig. 2.165.
- Collegio Massimo, Roma, anterior al s. XVIII (Rossi 1985).
- Arco de Constantino, Roma (Blasi et al. 1990; Rossi 1993b).
- Anfiteatro romano en Verona (Modena et al. 1997).
- Torre campanario de S. Estefano, Venecia (Casarin et al. 2004; Rossi. 1995a).

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

- Abadía de Vezzolano, Asti (Rossi 1993b). Se trata de la primera ocasión, dentro del conjunto de referencias consultadas, en que se emplean transductores electrónicos para la estimación de los desplazamientos (Fig. 2.166).
- Iglesia de San Francisco en Arezzo (Modena y Rossi 1992; Rossi 1993b).

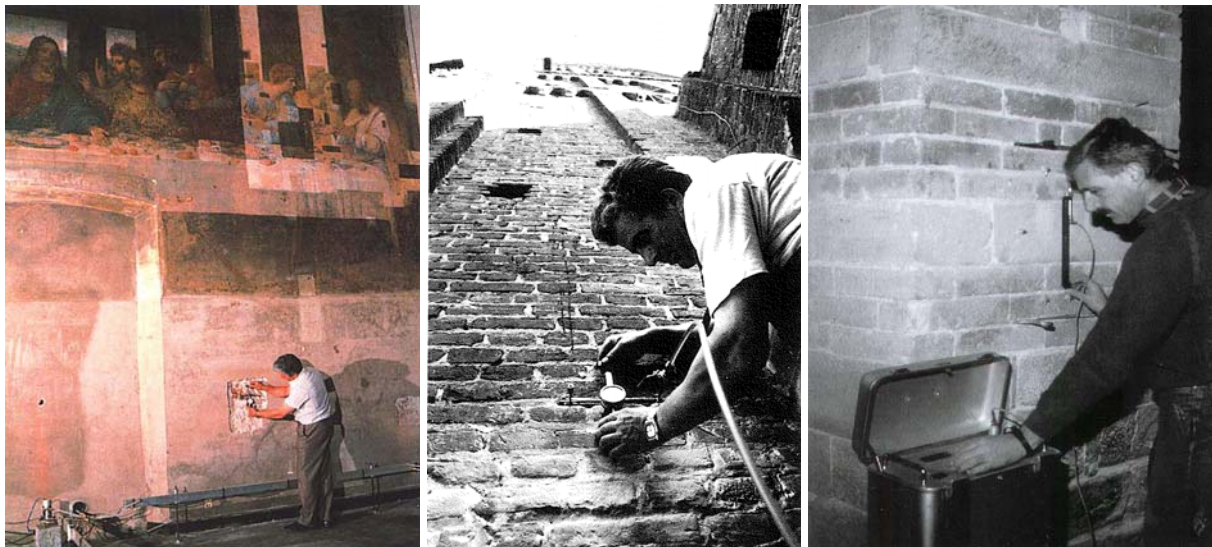


Fig. 2.164: Gato plano sobre el muro en el que está pintado el fresco de “La última cena” de Leonardo, en el Refectorio de S<sup>a</sup> M<sup>a</sup> delle Grazie, Milán (Rossi 1985).

Fig. 2.165: Medida de la tensión en la base de la torre de la iglesia de Sta. Eufemia, Verona (Rossi 1985).

Fig. 2.166: Empleo de extensómetros electrónicos para la ejecución de un ensayo de gato plano doble en la Abadía de Vezzolano, Asti (Rossi 1993b).

Obviamente, otras construcciones, además de las referidas, han sido objeto de análisis. En este apartado se han presentado las más significativas de las que se ha podido conseguir información.

### **2.2.1.8 Desarrollos y aplicaciones más significativas de las técnicas de gato plano en España**

En lo que respecta al empleo de la técnica de gatos planos en España la primera reflexión que merece realizar es que dichas metodologías no han tenido un empleo tan habitual como el manifestado en Italia.

La primera referencia encontrada es Astudillo y García (1998). En dicho documento se explicita que el ensayo de gato plano era, y sigue siendo, la técnica mas utilizada para la evaluación no destructiva de algunas propiedades mecánicas en estructuras de obra de fábrica, pudiendo proporcionar información suficiente acerca del estado tensional de compresión en cualquier punto de un componente de fábrica, así como una estimación de la deformabilidad de los materiales que lo conforman. Recogiendo, de forma resumida, la aplicación práctica de este método de ensayo en dos estructuras españolas: el **Palacio Botines de León** y la **Torre de Comares en la Alhambra de Granada**.

En relación con el Palacio de Botines de León, dentro del Convenio establecido entre Caja España de Inversiones, S.A., y el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, se realizaron ensayos en 8 puntos (Fig. 2.167): seis puntos en la primera planta, uno en la segunda y otro en la tercera planta. En dicha construcción coexisten tres tipos de componentes de fábrica, por un lado sillería y mampostería, ambas de granito, y por otro lado ladrillo. Emplearon gatos planos semi-rectangulares con unas dimensiones de 480x85 mm.



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

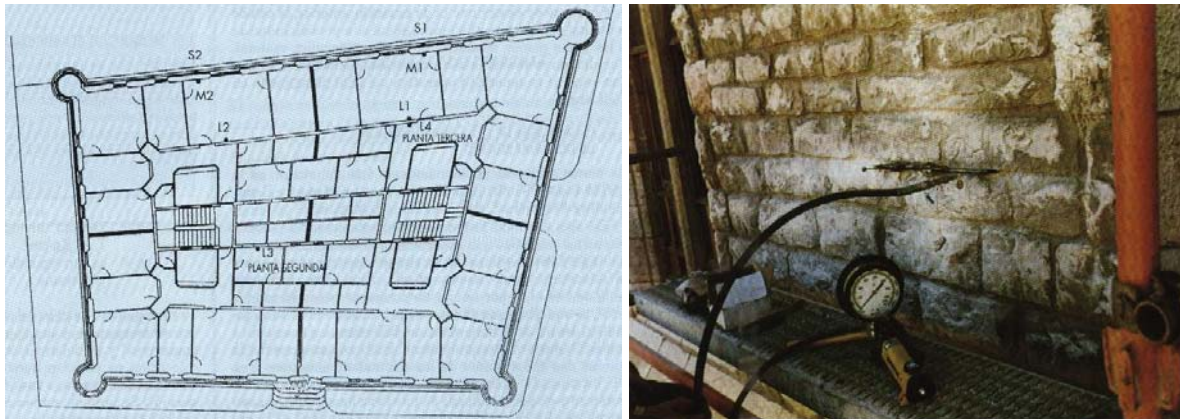


Fig. 2.167: Puntos de ensayo elegidos en el Palacio Botines (Astudillo y García 1998).

Fig. 2.168: Estimación del estado tensional en el Palacio Botines mediante gato plano (Astudillo y García 1998).

La nomenclatura utilizada para identificar cada uno de los puntos (Fig. 2.167) se compone en primer lugar de una letra que corresponde al tipo de material analizado, es decir, la letra S corresponde a la sillería, la letra M a la mampostería y por último la letra L al ladrillo. En segundo lugar, un número que indica la ubicación de cada uno de dichos puntos, correspondiendo el nº 1 a la primera planta zona izquierda, el nº 2 a la planta primera zona derecha, el nº 3 a la planta segunda, y por último, el nº 4 a la planta tercera.

Para los ensayos de tensión (Fig. 2.168), la constante  $K_a$  se consideró igual a la unidad, dado que la superficie ocupada por el gato se correspondía aproximadamente con el área del corte realizado, y la constante  $K_m$  (constante relacionada con la rigidez inherente del gato plano) tuvo un valor igual a 0.82.

Los valores estimados para el estado tensional de compresión en el Palacio Botines aparecen recogidos en la Tabla 2.30.

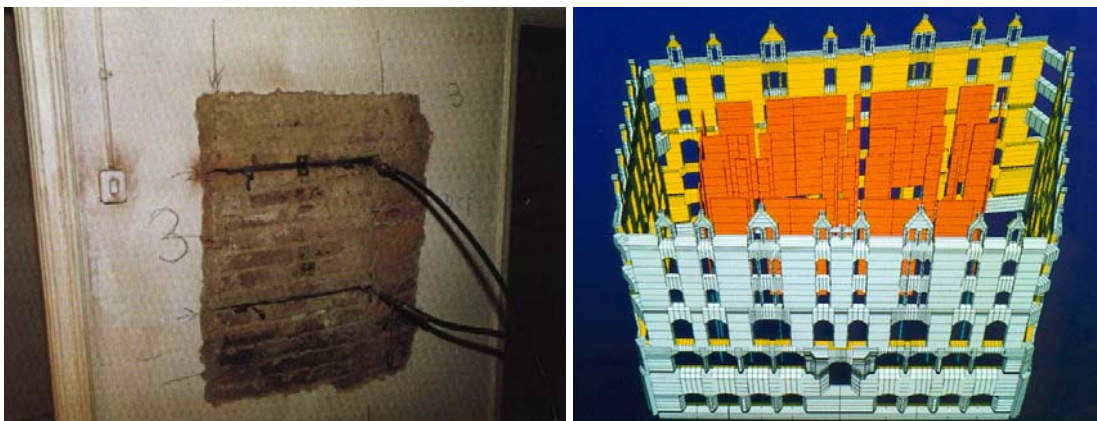


Fig. 2.169: Estimación de las características de deformabilidad en el Palacio Botines (Astudillo y García 1998)

Fig. 2.170: Modelo estructural de Casa Botines preparado para su análisis mediante Formulación Matricial Generalizada (Roca et al. 2005).

En relación con los ensayos de deformabilidad (Fig. 2.169), una vez introducidos cada uno de los dos gatos planos la roza practicada, se procedió a comunicarles pequeños escalones de presión. Dichos escalones fueron de  $5 \text{ Kp/cm}^2$ , iniciándose el ciclo de presión a  $0 \text{ Kp/cm}^2$  y alcanzándose, en algunos casos, un valor máximo  $45 \text{ Kp/cm}^2$ . Ello permitió estimar el valor del módulo de elasticidad tangente en el origen de los materiales que conforman cada una de las zonas de la estructura en estudio, de esta forma se alcanzaron valores promedio de  $5,200 \text{ MPa}$  en el caso del sillarejo,  $3,400 \text{ MPa}$  para las mamposterías y  $2,000 \text{ MPa}$  en las fábricas de ladrillo.

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

Una forma de comprobar o calibrar los modelos estructurales preparados para el estudio de construcciones reales reside en la simulación de ensayos realizados in situ y la comparación sistemática de los resultados experimentales obtenidos con las predicciones numéricas (Roca 2007). De la coincidencia o de la discordancia de los resultados numéricos y experimentales resulta la validación de los modelos estructurales o la necesidad de mejorar la descripción de su geometría o del tratamiento del material.

Tabla 2.30: Comparación entre las tensiones verticales de compresión predichas por el modelo y medidas experimentalmente in situ en Casa Botines (Roca 2007).

Tipo de fábrica	Ubicación	$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{numérica}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}/\sigma_{\text{num}}$	Promedio para cada tipo de fábrica ( $\sigma_{\text{exp}}/\sigma_{\text{num}}$ )
Paredes interiores, ladrillo	L1	0.90	0.70	1.29	1.00
	L2	0.64	0.66	0.97	
	L3	0.29	0.39	0.74	
Fachada, hoja de sillarejo	S1	1.01	0.98	1.03	1.02
	S2	0.94	0.93	1.01	
Fachada, hoja de mampuesto	M1	0.16	0.22	0.73	0.80
	M2	0.22	0.25	0.88	

En el caso del Palacio Botines, los resultados obtenidos mediante gato plano doble sirvieron para alimentar un modelo estructural para su análisis mediante Formulación Matricial Generalizada (Molins y Roca 1998; Roca et al. 2005), Fig. 2.170. Igualmente, los ensayos de gato plano simple permitieron llevar a cabo una comparación con las predicciones numéricas relativas a los niveles de compresión existentes en distintos puntos del edificio, bajo peso propio.

Como puede observarse en la Tabla 2.30, el cálculo elástico efectuado bajo carga gravitatoria dio lugar a una predicción correcta de los valores de las tensiones de compresión en los lugares en que éstas fueron medidas. Debe tenerse en cuenta que tales valores se ven influenciados por aspectos tales como el carácter compuesto de las paredes, las excentricidades causadas por las cargas aplicadas y por la geometría escalonada de los mismos muros, y por el efecto arriostrante de los distintos forjados. Todo ello parece haber quedado recogido adecuadamente en el modelo (Roca 2007).

En lo que respecta a los ensayos realizados por el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX en la Torre de Comares de la Alambra de Granada (Astudillo y García 1998), cabe referir que se realizaron ensayos de gato plano simple en 9 puntos del tapial que conformaba la estructura muraria portante, Fig. 2.171 y 2.172. Cada ensayo se identifica mediante la letra G seguida de un número (del nº 1 al nº 9). Dichos puntos se situaron de la siguiente forma: el G-1 y el G-2 en la planta quinta, el G-3 en la planta cuarta, encontrándose el resto de los puntos de ensayo (G-4 al G-9) en el semisótano de dicha estructura.

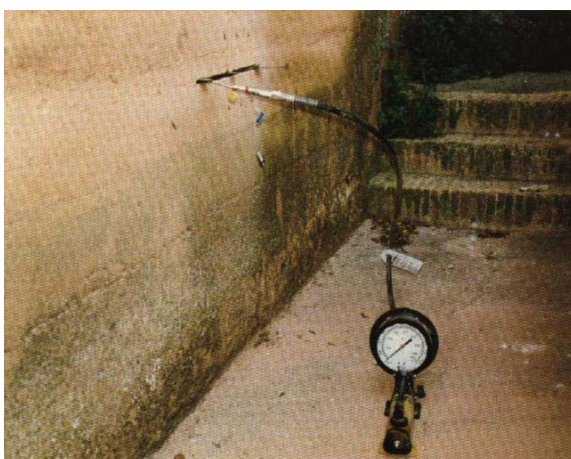
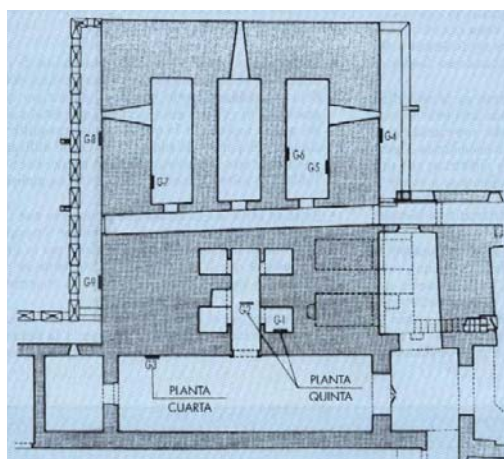


Fig. 2.171: Puntos de ensayo elegidos en la Torre de Comares (Astudillo y García 1998).

Fig. 2.172: Colocación del gato plano y los puntos de base extensométrica (Astudillo y García 1998).

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

Los gatos planos utilizados en la realización del ensayo de tensión fueron de dos tipos dependiendo de la zona ensayada: un primer gato de dimensiones equivalentes a 480x85 mm ( $K_m=0.82$ ), y un segunda gato cuyas dimensiones fueron de 205x100 mm ( $K_m=0.81$ ).

En la Tabla 2.31 se presentan los resultados obtenidos en los puntos de ensayo relacionados.

Tabla 2.31: Valores estimados para el estado tensional en la Torre de Comares, Alambra de Granada (Astudillo y García 1998).

Punto de control	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)	0	0	0.39	0.61	0.33	0	0	0	0

Los puntos en los que el estado tensional estimado tuvo como resultado el valor nulo, esto es, la distancia entre los puntos de base extensométrica no se modificaba por el hecho de realizar el corte perpendicular a la superficie del muro, fueron interpretados por los autores de la siguiente manera:

- En las zonas interiores de la quinta planta de la Torre, existía un enlucido de todos los paramentos del tapial. Este enlucido, de cierto grosor, mostraba por el sonido producido al golpear su superficie, que estaba separado del propio tapial, por lo que no podía transmitir tensión alguna. Los puntos de ensayo G1 y G2 se utilizaron para comprobar esta situación, y como puede observarse en la Tabla 2.31 el valor estimado de la tensión en ambos puntos fue nulo.
- Existían otras zonas en las que se observó que los paramentos habían sido reparados, en mayor o menor extensión, con un tapial semejante al original, por lo que era lógico pensar que la transmisión de tensiones se producía en la zona interna del muro y no en la superficie reparada.
- Finalmente, en el exterior de la Torre existían, en determinadas zonas a una altura superior a la normalmente accesible para la realización del ensayo de gato plano, una serie de fisuras horizontales que producían una descompresión de la superficie del muro, distorsionando la transmisión de las tensiones verticales bajo las mismas.

Como conclusiones generales, Astudillo y García (1998) refirieron que la técnica de gato plano proporciona una metodología de ensayo relativamente sencilla para la estimación in-situ de algunas de las propiedades mecánicas de la obra de fábrica. Igualmente, apuntaron que, por aquel entonces, no existía ningún otro método no destructivo que proporcione una medida directa de dichas propiedades sin tener en cuenta una serie de correlaciones empíricas. Finalmente, consideraron que esta técnica de ensayo se integra de forma adecuada en el proceso de evaluación estructural.

**Geocisa**, dentro de los proyectos **ONSITEFORMASONRY - On site investigation for structural evaluation of historic masonry buildings (5<sup>th</sup> Framework programme 1998-2002)** y **SICEXPAR - Sistematización de la cuantificación experimental de cargas en construcciones pétreas del patrimonio arquitectónico (2002-04)**, desarrolló un sistema para la estimación del nivel de tensiones consistente en un gato plano simple de dimensión reducida (Fig. 2.173). El pequeño tamaño del gato plano permite su aplicación en elementos estructurales de extensión limitada (columnas, etc.).

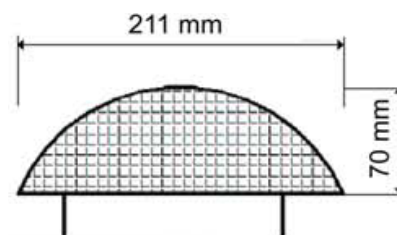


Fig. 2.173: Gato plano simple empleado por Geocisa (Fuente ONSITEFORMASONRY). El área del gato es de 107 cm<sup>2</sup> y el espesor de 3mm.

En lo que sigue se expone el procedimiento de ensayo (Fig. 2.174):



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

1. Disponer tres longitudes de control centradas respecto de la futura roza a realizar.
2. Medir la distancia inicial de dichas longitudes de control mediante un extensómetro mecánico.
3. Realizar la roza mediante una sierra de disco de diamante guiada por una plataforma fijada a la pared, para garantizar un corte perfectamente horizontal.
4. Después del corte, medir nuevamente la distancia de las longitudes de control para obtener el movimiento de aproximación de los puntos extremos de las longitudes de control, asociado con la relajación tensional.



Fig. 2.174-1: Procedimiento desarrollado por Geocisa para la estimación del nivel de tensiones en elementos estructurales (Fuente ONSITEFORMASONRY).

5. Introducir el gato plano dentro de la roza. La geometría de la roza tiene la misma forma que el gato plano, por ello que el factor geométrico sea 1.0.
6. Incrementar la presión interna hasta recuperar la distancia de referencia inicial (presión de cancelación,  $p$ ).
7. Obtener el nivel tensional multiplicando la presión de cancelación por un coeficiente de calibración ( $k \approx 0.50$ ) que depende de las características mecánicas del gato plano:  
$$\sigma = p \cdot k$$



Fig. 2.174-2: Procedimiento desarrollado por Geocisa para la estimación del nivel de tensiones en elementos estructurales (Fuente ONSITEFORMASONRY).

Tras desarrollar dicha metodología, Geocisa llevó a cabo, dentro del proyecto SICEXPAR, ensayos de calibración en laboratorio de la técnica de gato plano simple en un muro de sillería arenisca, empleando gatos planos de dimensiones importantes, y en otro de ladrillo, empleando el gato plano desarrollado de menores dimensiones. De la misma forma, también al amparo del proyecto SICEXPAR, el Prof. Santiago Sánchez Beitia (Dpto. de Física Aplicada I de la Universidad del País Vasco - UPV/EHU) realizó varios ensayos hole drilling, en sendos muros de fábrica, para estimar el nivel tensional suscitado en dichos elementos estructurales.

Una vez desarrollada la **campaña experimental en laboratorio, Geocisa** (empleando los gatos planos de dimensiones reducidas) **y el Prof. Sánchez Beitia** realizaron una serie de ensayos, de gato plano simple y hole drilling, en 5 conjuntos monumentales (proyectos SICEXPAR y ONSITEFORMASONRY): el Altes Museo de Berlín, la Iglesia-Fortaleza de Turégano (Segovia), la Colegiata de Santa María de Toro (Zamora), un Palacio situado en la Carrera del Darro Nº 25 en Granada y el Palacio de D. Fernando de la Cerda en Toledo.

En lo que respecta a los **ensayos de laboratorio** realizados, en las Fig. 2.175 y 2.176 se presenta la configuración general de las pruebas realizadas en el **muro de sillería** (2.17x1.82x0.30 m).

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

Dicho muro estaba constituido por sillares de dimensiones 30x30x60 cm, cortados en cantera con una buena calidad de corte y un mortero de calidad media de uso frecuente. Mediante 4 gatos hidráulicos, reaccionando sobre un marco metálico, fue introducido en el muro un nivel tensional de compresión uniforme de 2 MPa, a través de la disposición de una viga rigidizada. En las Fig. 2.177 y 2.178 se presentan gráficamente los resultados de los ensayos de gato plano simple y de hole drilling.

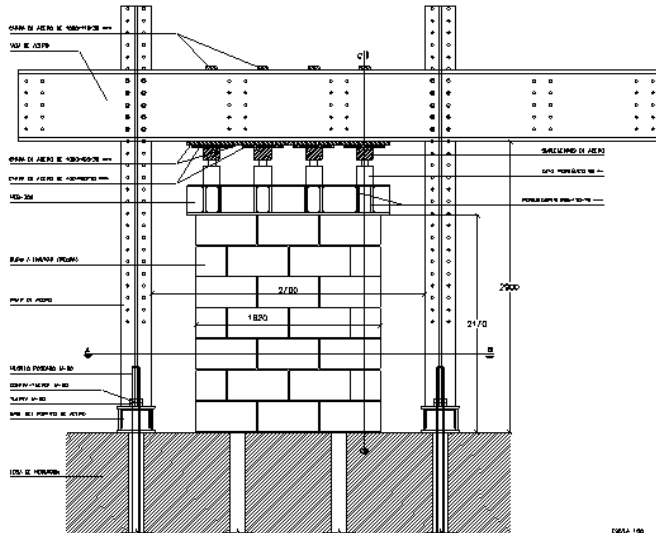
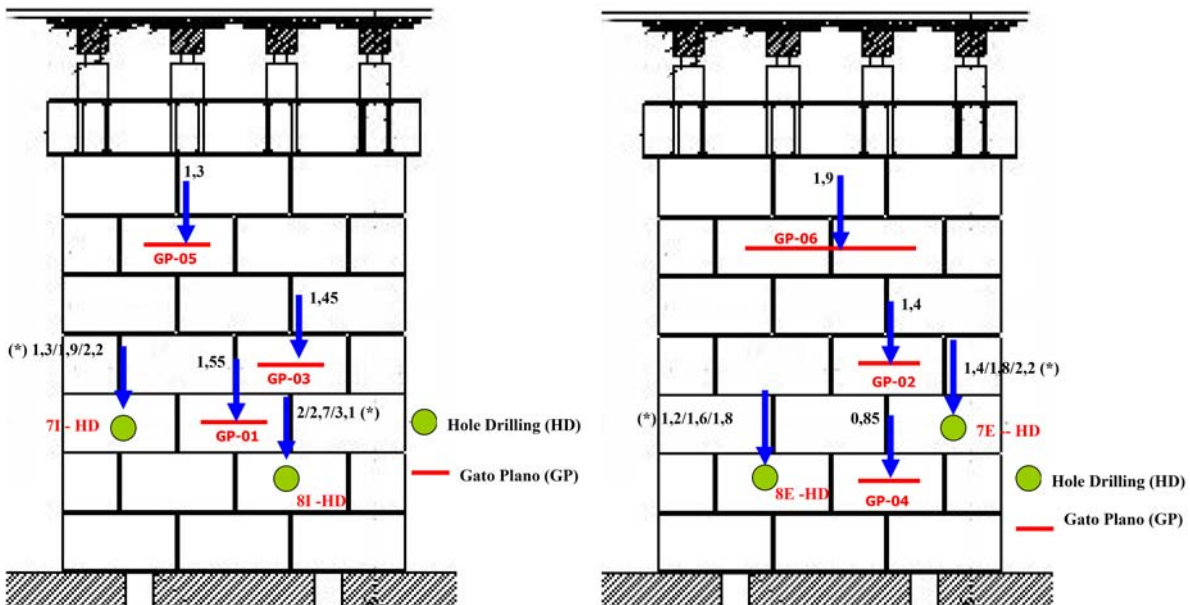


Fig. 2.175: Configuración general del ensayo (Geocisa 2003).

Fig. 2.176: Aspecto general del ensayo (Sánchez-Beitia 2006).



(\*) X/Y/Z: Representan respectivamente los resultados según las constantes A y B obtenidas a partir de valores tabulados, mediante ensayos sobre el conjunto y sobre sillares individuales

Fig. 2.177: Cara interior del muro de sillería (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA)

Fig. 2.178: Cara exterior del muro de sillería (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA)

Igualmente, en las Tablas 2.32 y 2.33 se relacionan los niveles tensionales obtenidos en los ensayos de gato plano simple y hole drilling, respectivamente.

Puede apreciarse, Tabla 2.32, como la tensión estimada mediante la técnica de gato plano simple en los ensayos realizados en el muro de fábrica de arenisca, alcanzaron porcentajes medios aproximados de un 70% respecto al valor teórico esperado.

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

Tabla 2.32: Resumen de los resultados de gato plano simple realizados sobre el muro de sillería.

	Punto de control	$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{teórico}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}/\sigma_{\text{teor}}$
Cara interior del muro	GP-01	1.55	2.00	0.78
	GP-03	1.45	2.00	0.73
	GP-05	1.30	2.00	0.65
Cara exterior del muro	GP-02	1.40	2.00	0.70
	GP-04	0.85	2.00	0.43
	GP-06	1.90	2.00	0.95
		<b>1.41</b>		<b>0.70</b>

En lo que respecta a los ensayos de hole drilling, Tabla 2.33, en función de que las constantes A y B que relacionan las deformaciones registradas durante el ensayo con las tensiones, se hayan determinado a partir de valores tabulados (previa asunción de conocimiento del módulo de elasticidad, E, y del coeficiente de Poisson,  $\nu$ ), mediante ensayos sobre el conjunto o sobre sillares individuales, los niveles tensionales deducidos presentan variaciones significativas.

Como regla general los niveles tensionales calculados a partir de A y B (valores tabulados) minusvaloran el nivel tensional aproximadamente en un 26%; por su parte los niveles tensionales deducidos a partir de los valores A y B obtenidos experimentalmente sobre ensayos del conjunto de la sillería obtienen una buena aproximación, en promedio, del nivel teórico introducido, si bien a nivel individual se obtienen desde estimaciones a la baja del orden del 20% hasta sobreestimaciones del 35%; finalmente, los niveles tensionales deducidos a partir de los valores A y B obtenidos experimentalmente sobre ensayos realizados en sillares individuales, en general sobrevaloraron el nivel tensional, con un error promedio del 16%.

Tabla 2.33: Resumen de los resultados de hole drilling realizados sobre el muro de sillería.

Punto de control	Cara interior del muro		Cara exterior del muro		Promedio
	7I-HD	8I-HD	7E-HD	8EI-HD	
$\sigma_{\text{exp-A,B tabulados}}$ (MPa)	1.30	2.00	1.40	1.20	<b>1.48</b>
$\sigma_{\text{exp-A,B-conjunto}}$ (MPa)	1.90	2.70	1.80	1.60	<b>2.00</b>
$\sigma_{\text{exp-A,B-sillar}}$ (MPa)	2.20	3.10	2.20	1.80	<b>2.33</b>
$\sigma_{\text{teórico}}$ (MPa)	2.00	2.00	2.00	2.00	-
$\sigma_{\text{exp-A,B tab}}/\sigma_{\text{teórico}}$	0.65	1.00	0.70	0.60	<b>0.74</b>
$\sigma_{\text{exp-A,B-conj}}/\sigma_{\text{teórico}}$	0.95	1.35	0.90	0.80	<b>1.00</b>
$\sigma_{\text{exp-A,B-sillar}}/\sigma_{\text{teórico}}$	1.10	1.55	1.10	0.90	<b>1.16</b>

En lo que respecta a la campaña experimental en un **muro de ladrillo macizo** se introdujo un nivel tensional de compresión uniforme de 0.8 MPa para los ensayos de hole drilling y de 2 MPa para los ensayos de gato plano simple, mediante la actuación de 4 gatos hidráulicos en la cabeza de la estructura reaccionando sobre un marco metálico. El muro de ladrillo de una hoja tenía una dimensiones de 2.195 m de altura, 1.91 m de largo y 0.24 m de espesor (Fig. 2.179). Los ladrillos tenían dimensiones de 24 cm de largo, 11.5 cm de ancho y 3.5 cm de alto.



Fig. 2.179: Vista de la fábrica de ladrillo y del sistema de carga (Sánchez-Beitia 2006)



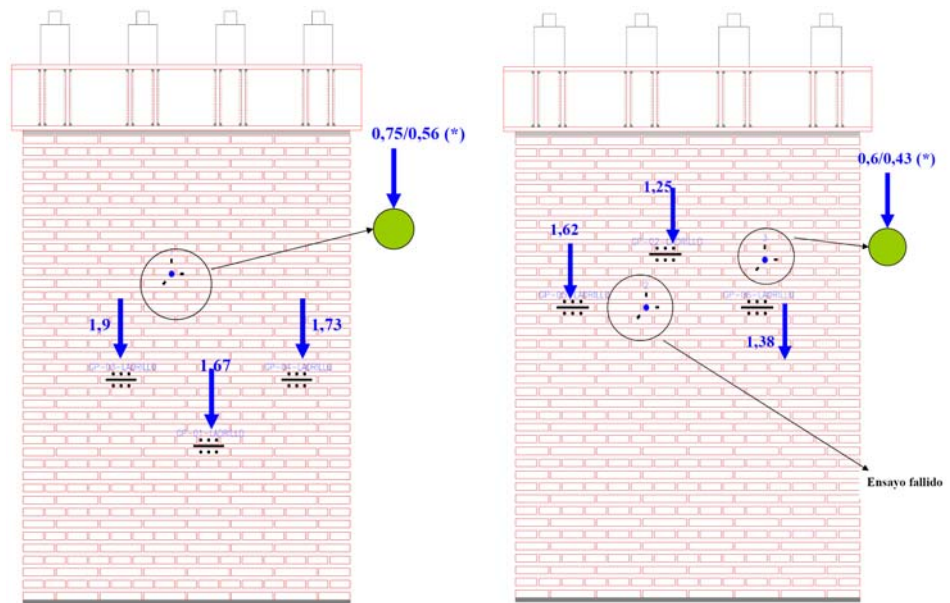
**Investigación teórico – experimental sobre ensayos ligeramente destructivos (MDT) utilizados para la caracterización mecánica in situ de estructuras de fábrica del patrimonio construido**

En las Fig. 2.180 y 2.181 se presentan gráficamente los resultados de los ensayos de gato plano simple y de hole drilling realizados con la finalidad de obtener el nivel tensional vertical.

(\*) X/Y: Representan respectivamente los resultados en función de las constantes experimentales sobre el conjunto y tabuladas respectivamente.

Fig. 2.180: Cara exterior del muro de ladrillo (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA)

Fig. 2.181: Cara interior del muro de ladrillo (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA)



Igualmente, en las Tablas 2.34 y 2.35 se relacionan, respectivamente, los niveles tensionales obtenidos en los ensayos de gato plano simple y hole drilling realizados sobre el muro de ladrillo.

Puede apreciarse, Tabla 2.34, como todos los ensayos de gato plano simple estiman a la baja el nivel teórico introducido, con un error promedio del 20%. Por otra parte, los ensayos realizados muestran que el porcentaje alcanzado por las tensiones obtenidas con respecto a los valores medios de cada cara, en aquellos cuyo corte se localiza en el ladrillo (83%) es mayor que en el caso de los localizados en junta (73.5%).

Es decir, por lo general los valores obtenidos se encontraron por debajo del valor teórico aun cuando son mayores los resultados con corte en ladrillo que los realizados con el corte en junta. Esta situación, tal y como se recoge en la memoria del proyecto SICEXPAR, puede deberse a que la liberación de tensiones en la zona de corte no sea completa y por tanto, el gato plano restablece parte de la tensión real que soporta la zona analizada.

Tabla 2.34: Resumen de los resultados de gato plano simple realizados sobre el muro de ladrillo.

	Punto de control	Ejecución del corte	$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{teórico}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}/\sigma_{\text{teor}}$
Cara exterior del muro	GP-01-Ladrillo	En tendel de mortero	1.67	2.00	0.84
	GP-03-Ladrillo	En ladrillo	1.90	2.00	0.95
	GP-04-Ladrillo	En ladrillo	1.73	2.00	0.87
Cara interior del muro	GP-02-Ladrillo	En tendel de mortero	1.25	2.00	0.63
	GP-05-Ladrillo	En ladrillo	1.62	2.00	0.81
	GP-06-Ladrillo	En ladrillo	1.38	2.00	0.69
			<b>1.59</b>		<b>0.80</b>

En lo que respecta a los ensayos de hole drilling, Tabla 2.35, en función de que las constantes A y B se hayan determinado a partir de valores tabulados (previa asunción de conocimiento del módulo de elasticidad, E, y del coeficiente de Poisson,  $\nu$ ) o mediante ensayos sobre el conjunto del muro presentan variaciones significativas. Como regla general los niveles tensionales calculados a partir de A y B (valores tabulados) minusvaloraron el nivel tensional aproximadamente en un 38%; por su parte los niveles tensionales deducidos a partir de los valores A y B obtenidos experimentalmente, sobre ensayos en el conjunto de la fábrica de ladrillo, obtienen una mejor aproximación, si bien también se produce una estimación a la baja del nivel tensional teórico, con un error promedio del 14%.

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

Tabla 2.35: Resumen de los resultados de hole drilling realizados sobre el muro de ladrillo.

Punto de control	Cara exterior del muro		Cara interior del muro		Promedio
	HD-1	HD-2	HD-3		
$\sigma_{\text{exp-A,B tabulados}}$ (MPa)	0.56	Fallido	0.43		<b>0.50</b>
$\sigma_{\text{exp-A,B-conjunto}}$ (MPa)	0.78	Fallido	0.60		<b>0.69</b>
$\sigma_{\text{teórico}}$ (MPa)	0.80	0.80	0.80		-
$\sigma_{\text{exp-A,B tab}}/\sigma_{\text{teor}}$	0.70	Fallido	0.54		<b>0.62</b>
$\sigma_{\text{exp-A,B-conj}}/\sigma_{\text{teor}}$	0.98	Fallido	0.75		<b>0.86</b>

En relación con las **campañas experimentales in situ** desarrolladas por **Geocisa y el Prof. Santiago Sánchez Beitia**, en lo que sigue se pasa a revisar los resultados obtenidos en algunas de las construcciones estudiadas.

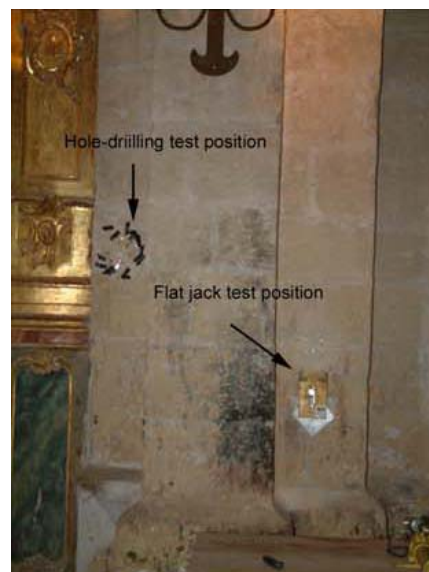
**Iglesia-fortaleza de Turégano.** La iglesia de San Miguel está integrada en el castillo de Turégano, sito en Segovia (España). La iglesia fue construida a lo largo del s. XII, mientras que el castillo y la muralla fue construido durante los siglos XV y XVI.

Sobre dos pilares de un arco del transepto, construidos a base de sillería arenisca y que presentaban diversas grietas, fueron seleccionadas dos posiciones a fin de confirmar si el estado tensional existente podría justificar los daños referidos. La estimación de la tensión en uno de los pilares (Pilar 1, Fig. 2.182) fue investigada mediante hole drilling, mientras que en el otro (Pilar 2, Fig. 2.183) fue estimada tanto por gato plano como por hole drilling.

Fig. 2.182: Ensayo de gato plano simple en el Pilar 1 de la iglesia de Turégano, España (Fuente ONSITEFORMASONRY)



Fig. 2.183: Ensayo de gato plano simple y de hole drilling en el Pilar 2 de la iglesia de Turégano, España (Fuente ONSITEFORMASONRY)



Un resumen de los resultados alcanzados se presenta en la Tabla 2.36. Puede apreciarse como la técnica Hole Drilling deduce unas tensiones menores con respecto a las deducidas mediante la técnica de Gatos Plano simple.

Tabla 2.36: Comparativa de los niveles tensionales registrados en dos de los pilares de la iglesia fortaleza de Turégano (Fuente ONSITEFORMASONRY).

Pilar	$E_{\text{piedra}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Hole drilling}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Flat jack}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Flat jack}}/\sigma_{\text{Hole drilling}}$
1	10047	4.2 (*) / 3.5 (**)	-	-
2		0.9 / 0.7	2.6	<b>2.89 / 3.71</b>

(\*) Valor estimado mediante A y B obtenidos de ensayos de calibración.

(\*\*) Valor estimado mediante A y B obtenidos mediante a y b tabulados en la ASTM y los valores de E y  $\nu$  obtenidos experimentalmente.

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

En el Pilar 2 (Fig. 2.183) se encontró una considerable discrepancia entre los niveles tensionales estimados por ambos métodos, circunstancia que podría estar causada por la existencia de una distribución tensional no uniforme en la sección transversal del pilar, dado que los ensayos fueron llevados a cabo en diferentes áreas del pilar, pero también podría deberse a una estimación errónea de una de las dos técnicas empleadas. Igualmente, también puede comprobarse que las estimaciones del nivel tensional mediante el método hole drilling no dependieron en exceso de las constantes A y B empleadas.

Fig. 2.184: Ensayos de gato plano simple y de hole drilling en el Pilar 1 de la Colegiata de Toro (Fuente ONSITEFORMASONRY).

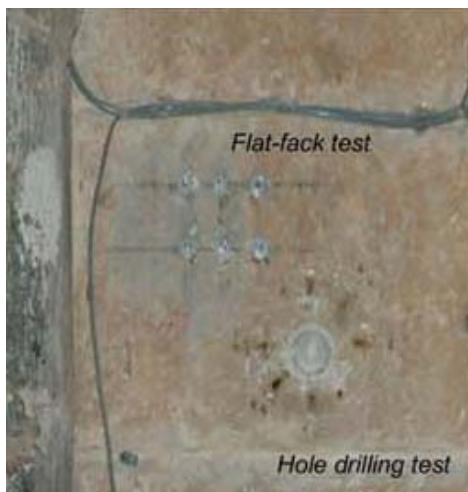


Fig. 2.185: Ensayo de gato plano simple en el Pilar 2 de la Colegiata de Toro (Fuente ONSITEFORMASONRY).



**Colegiata de Toro (Zamora, España).** La construcción de la Colegiata comenzó en 1160 y su construcción finalizó a finales del s. XIII. Fueron ensayados dos pilares de uno de los arcos del transepto que mostraban agrietamientos aparentes. Dichos pilares eran lobulados de piedra caliza y presentan un relleno interno a base de mampostería irregular. Sobre el Pilar 1 (Fig. 2.184) se estudio el nivel de tensión tanto mediante hole drilling como por gato plano simple, y en el Pilar 2 (Fig. 2.185) se estimó únicamente mediante gato plano. La aplicación de sendas técnicas tuvo como objetivo el confirmar si el estado tensional de los pilares podría justificar los agrietamientos existentes, sobre todo en el caso del Pilar 1 (en el que existían grietas importantes).

En la Tabla 2.37 se resumen los resultados alcanzados y en las Fig. 2.186-2.188 se ilustran dichos niveles tensionales. En la Colegiata de Toro, la técnica Hole Drilling deduce unas tensiones mayores con respecto a las deducidas mediante la técnica de los Gatos Planos mientras que en la Iglesia-Fortaleza de Turégano sucede lo contrario. Mediante la técnica de los Gatos Planos se analizó un pilar no dañado (Pilar 2) que parecía recoger, razonablemente bien, las cargas de los elementos superiores. Las cargas deducidas (0.38 MPa) se aproximan a las cargas deducidas analíticamente mediante la transmisión de cargas a partir de los conceptos de la Estática (0.55 MPa). Por su parte, en el mismo sillar del pilar dañado (Pilar 1), se realizó tanto un ensayo de gato plano simple como otro de hole drilling. La técnica hole drilling fue empleada en primer lugar.

Tabla 2.37: Comparativa de los niveles tensionales registrados en dos de los pilares de la Colegiata de Toro (Fuente ONSITEFORMASONRY).

Pilar	$\sigma_{\text{teórico}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Hole drilling}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Flat jack}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Flat jack}}/\sigma_{\text{Hole drilling}}$
1	0.55	7.50 (*) / 4.50 (**)	2.70	0.35 / 0.59
2	0.55	-	0.38	-

(\*) Valor estimado mediante A y B obtenidos de ensayos de calibración.

(\*\*) Valor estimado mediante A y B obtenidos mediante a y b tabulados en la ASTM y los valores de E y v obtenidos experimentalmente.



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

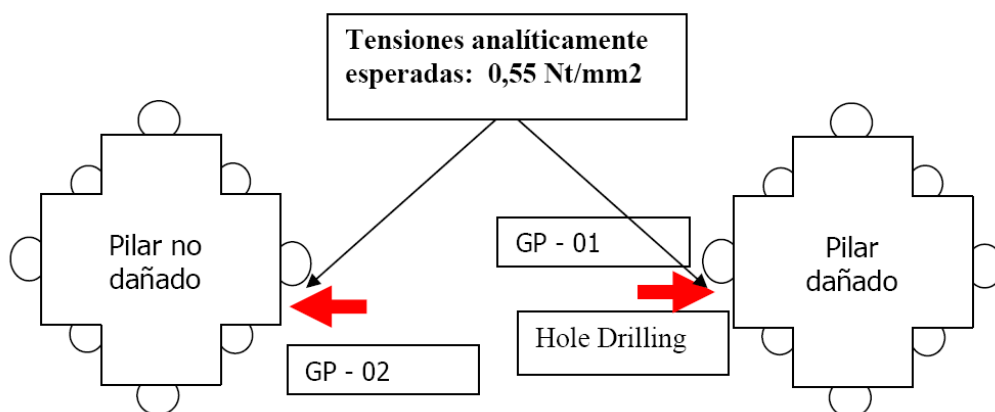


Fig. 2.186: Niveles tensionales analíticos esperados, previamente a la ejecución de los ensayos (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA).

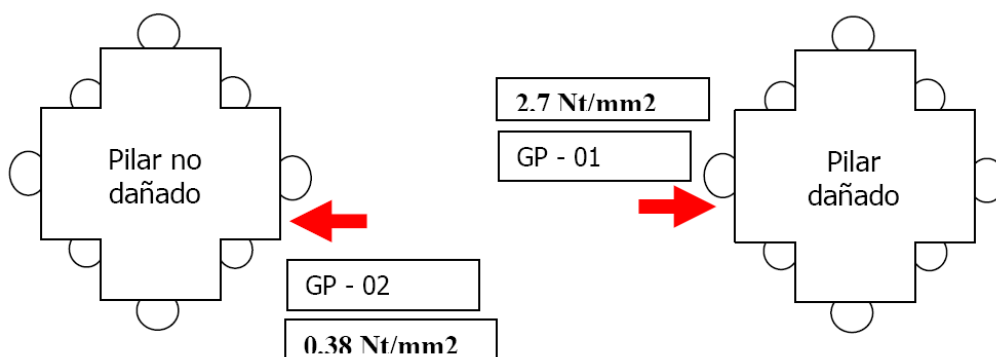


Fig. 2.187: Niveles tensionales experimentales mediante gato plano simple (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA).

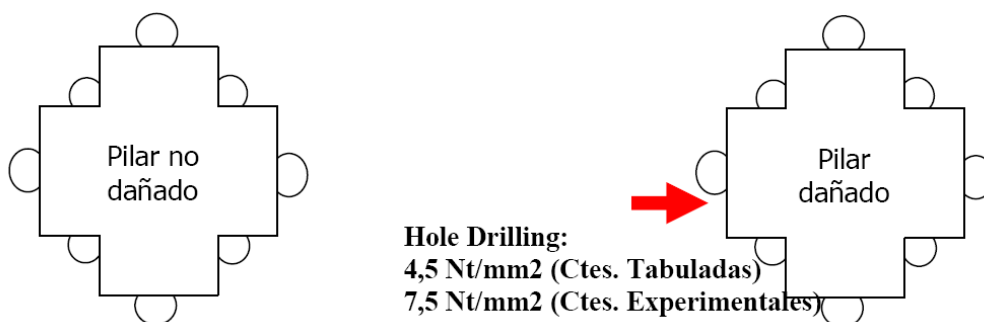


Fig. 2.188: Niveles tensionales experimentales mediante hole drilling (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA). En este caso puede comprobarse que las estimaciones del nivel tensional mediante el método hole drilling dependieron bastante de las constantes A y B empleadas.

**Palacio de Carrera del Darro 25 (Granada, España).** En la Tabla 2.38 se relacionan los resultados de los ensayos realizados en el Palacio de Carrera del Darro 25, sito en Granada (España). Puede apreciarse como mediante la técnica de los gatos planos se obtiene una carga de 0.9 MPa. Por su parte, según la técnica Hole Drilling no se registraron deformaciones apreciables para poder deducir un valor de tensión (de acuerdo con esta técnica el muro de fachada analizado presenta un nivel de carga muy bajo, prácticamente descargado). Considerando un peso específico de la fábrica de ladrillo del muro de fachada de  $1500 \text{ kp/m}^3$ , y una altura de aproximadamente 10 m sobre el punto analizado, la tensión generada por el peso propio debe de ser de 0.15 MPa. Según el Prof. Sánchez Beitia este valor es, en la práctica, indetectable por el sistema de registro empleado.

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

Tabla 2.38: Resultados de los ensayos realizados en el Palacio de Carrera del Darro 25, sito en Granada, España (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA).

Ensayo	Deformación media liberada tras el corte ( $\mu\epsilon$ )	Presión de cancelación (bar)	$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)
Gato plano	1340	18	<b>0.9</b>
Hole drilling	---	---	<b>0.0</b>

**Palacio de D. Fernando de la Cerda (Toledo, España).** En la Tabla 2.39 se relaciona los resultados de los ensayos realizados en el Palacio de D. Fernando de la Cerda, sito en Toledo (España).

Tabla 2.39: Resultados de los ensayos realizados en el Palacio de D. Fernando de la Cerda, sito en Toledo, España (Proyecto SICEXPAR, cortesía de GEOCISA).

Ensayo	Deformación media liberada tras el corte ( $\mu\epsilon$ )	Presión de cancelación (bar)	$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)
GP-01	333	18.50	<b>0.9</b>
GP-02	1380	15.50	<b>0.75</b>

Dentro de las conclusiones alcanzadas en el proyecto SICEXPAR - Sistematización de la cuantificación experimental de cargas en construcciones pétreas del patrimonio arquitectónico (2002-04), cabe referir las siguientes:

- Se observaron comportamientos no esperados en la distribución de deformaciones y cargas en las diferentes zonas de los muros de fábrica de sillería de arenisca y de ladrillo ensayados en laboratorio. Como ya se ha referido, los muros fueron cargados mediante un bastidor metálico específicamente diseñado para el Proyecto, transmitiendo la carga a través de cuatro gatos hidráulicos convenientemente dispuestos. A pesar del diseño del bastidor de carga y de las condiciones adecuadas empleadas en la construcción de los muros, se ha detectado que sus dos caras no cargan uniformemente. Esta no homogeneidad alcanza valores apreciables. Obviamente, esta circunstancia de heterogeneidad debe de alcanzar límites aleatorios en edificaciones y construcciones del Patrimonio Arquitectónico.
- Si bien hay que tener en cuenta que los valores obtenidos mediante gato plano simple son inferiores a los reales (tanto para el muro de sillería como para el de ladrillo), a la vista de los ensayos realizados en los especímenes de laboratorio, los valores obtenidos informan del rango en el que se encuentra la tensión de trabajo del elemento ensayado, permitiendo localizar la existencia de valores elevados de carga.
- Los resultados de los ensayos de la técnica Hole Drilling (Método Donostia) se encuentran influenciados, como no podía ser de otra manera, por los valores de las constantes “de paso” utilizadas (A y B), que relacionan las deformaciones registradas en las bandas extensométricas con las tensiones deducidas en la zona de ensayo. A lo largo del Proyecto SICEXPAR se obtuvieron tres parejas de valores. Una de ellas (Constantes 1) se deducen a partir de unos valores tabulados en la Norma 837 95 (constantes a y b) en combinación con el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Otra manera de obtener estas constantes consiste en un proceso experimental sobre el muro en su conjunto. La Norma anterior propone obtener experimentalmente las constantes “de paso” mediante ensayo en laboratorio sobre sillares individuales. Para esta segunda pareja de valores (Constantes 2), los ensayos, o mejor las “probetas”, han sido los dos muros ensayados en laboratorio. Por último, la tercera pareja (Constantes 3) se ha deducido sobre probetas a partir de sillares (la fábrica de ladrillo se menciona en el siguiente párrafo), siguiendo fielmente el proceso descrito en la Norma anterior.
- Obviamente, tanto en los análisis sobre los muros de sillería construidos en laboratorio como en los ensayos de campo, ha sido posible deducir las Constantes 1 y 3. Las tres parejas de Constantes (1, 2 y 3) únicamente es posible deducirlas para los ensayos sobre el muro de sillería en laboratorio.

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

- Sobre el muro de fábrica de ladrillo únicamente ha sido posible obtener las Constantes 1 y 2. El taladro que se realiza en la técnica hole drilling incluye necesariamente mortero y ladrillo en proporciones variables, dependiendo en cada caso de la posición de su centro. Es posible que la relajación captada en las bandas dependa de la proporción de mortero y ladrillo eliminada. Consecuentemente, las constantes A y B deducidas experimentalmente en laboratorio para fábricas de ladrillo pueden depender, entre otros factores, de esa proporción.
- Las tensiones deducidas según las Constantes 1 son menores en todos los casos que las deducidas mediante las Constantes 2 (allí donde éstas pueden obtenerse) y a su vez, éstas son menores, en todos los casos, que las tensiones deducidas a partir de las Constantes 3 en el caso de que sea posible obtenerlas.
- En los trabajos de campo expuestos, las zonas de análisis para ambas técnicas son próximas pero sujetas a una gran heterogeneidad local de los niveles de carga. En principio concluyeron que ambas técnicas no son comparables a pesar de que, cualitativamente allí donde una técnica registra un valor anómalo, por elevado de las tensiones, la otra técnica también capta la misma tendencia.
- Una de las ventajas previstas para intentar poner a punto la técnica hole drilling para la medida de esfuerzos, ha sido la posibilidad de obtener un tensor de tensiones superficial sobre la zona de medida. Los resultados obtenidos en cuanto a las direcciones de las tensiones principales son coherentes en aquellos casos donde se puede apreciar. Es decir, en los muros ensayados y en puntos a misma cota en caras opuestas, se obtienen casi idénticas inclinaciones de las Tensiones Principales. Por contra, el valor de las Tensiones Principales Máximas (cercanas a la horizontal) alcanza en ocasiones niveles inesperados. Las otras ventajas sobre el empleo de esta técnica, ligero carácter destructivo y posibilidad de captación de zonas a tracción, quedan consolidadas.
- En el proyecto se hicieron esfuerzos encaminados a tratar de justificar, mediante modelado por elementos finitos, el porcentaje de la tensión relajada frente a la aplicada que se produce en el corte durante el proceso experimental real del gato plano simple desarrollado por Geocisa. A este respecto referir que no se ha tenido acceso a los resultados obtenidos.

Finalmente, aludir a que también se tiene constancia que desde Geocisa se han realizado ensayos de gato plano simple en el Altes Museo de Berlín, la Iglesia de Maluenda (Zaragoza, España), en el palacio del jardín El Capricho (Madrid, España), en la Catedral de Tarazona (Zaragoza, España), y en la iglesia del Camarín de Jesús (Jaén, España). De la misma forma, Geocisa también ha aplicado, en hormigón, la técnica desarrollada en relación con la construcción del túnel de Pajares (Asturias-León, España).

El **Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana (Aidico)** ha desarrollado una serie de ensayos in situ desde 2006. En lo que sigue se sintetizan los resultados obtenidos.

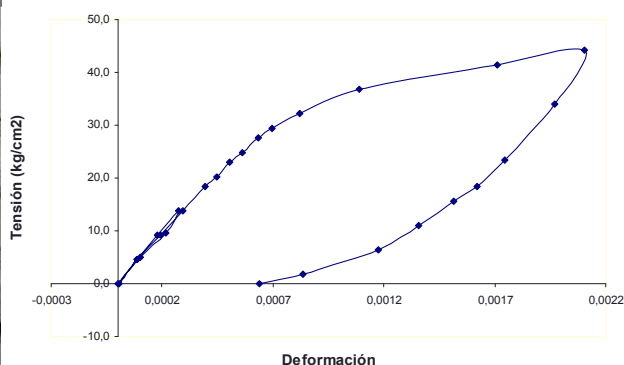


Fig. 2.189: Ensayo de gato plano doble en una fábrica de ladrillo sita en un edificio de Burjassot, Valencia (Cortesía de Aidico).

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

En Marzo de 2006 Aidico realizó un ensayo de gato plano doble (Fig. 2.189) en una fábrica de ladrillo **Burjassot (Valencia)**. A partir de los resultados del ensayo puede estimarse un módulo de elasticidad secante (entre 0 y 3 MPa) del orden de 4,200 MPa.

En Junio 2006 Aidico realizó tres ensayos de gato plano doble (Fig. 2.190-2.192) en el edificio de la antigua **Tabacalera de San Sebastián (Guipuzcoa)**, con la finalidad de conocer las propiedades mecánicas de los distintos muros existentes armados a base de una mampostería irregular, aunque con cierto grado de escuadramiento de los bloques de piedra.

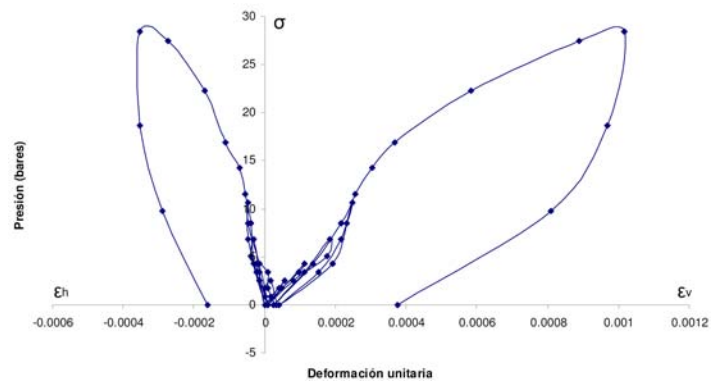


Fig. 2.190: Ensayo de gato plano doble n° 1 en un muro de la primera planta del edificio (Cortesía de Aidico)

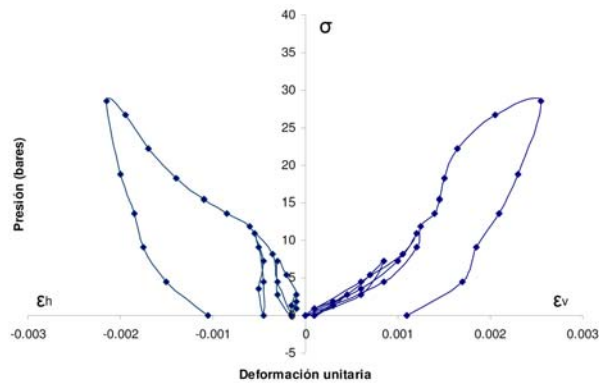


Fig. 2.191: Ensayo de gato plano doble n° 2 en un muro de la primera planta del edificio (Cortesía de Aidico)

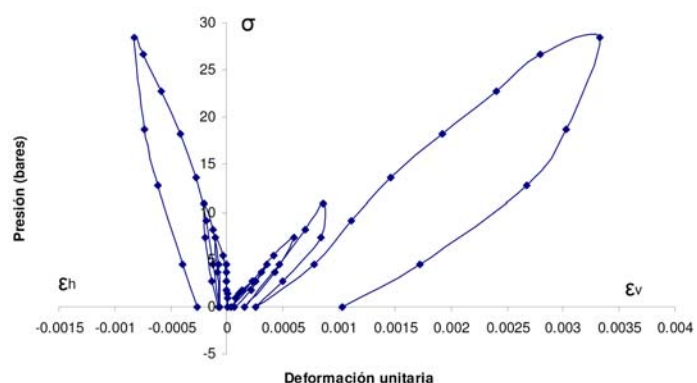


Fig. 2.192: Ensayo de gato plano doble n° 3 en un muro de la planta baja del edificio (Cortesía de Aidico).

Como puede comprobarse la grafica del segundo ensayo presenta una concavidad excesiva a bajas tensiones, lo que dificultó la obtención de conclusiones. Es muy normal que en pruebas en mampostería salgan resultados de este tipo, de ahí la conveniencia de hacer varios ensayos.

Por el contrario las curvas de los ensayos n° 1 y n° 3, presentan un trazado coherente, siendo consideradas satisfactorias para la deducción de las características mecánicas. Las deformaciones verticales alcanzadas en el ensayo n° 1 fueron menores que las obtenidas durante



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

la ejecución del ensayo nº 3, circunstancia que se relacionó con que la fábrica era más rígida debido al mayor tamaño de los mampuestos en el área de ensayo nº 1 respecto a la del nº 3. En lo que respecta a las características mecánicas se obtuvo, para el ensayo nº 1, un módulo de elasticidad secante de 3,000 MPa, y para el nº 3, un módulo de elasticidad secante de 1,500 MPa. El coeficiente de Poisson obtenido mediante comparación de deformaciones unitarias horizontales y verticales varió entre 0.16 y 0.24.

En lo que respecta a la resistencia a compresión de la fábrica, para el nivel de deformación obtenido en el ensayo nº 3 se alcanzaron valores en el entorno de la rotura a presiones de 3-3.5 MPa, y en el caso del nº 1 la resistencia se obtuvo mediante extrapolación, ajustando curva de tendencia, un valor en el entorno de 4 MPa para una deformación de rotura del orden del 3‰. La resistencia a compresión se fijó en 3 MPa. Las tensiones máximas en las cuales se admitió un comportamiento sensiblemente elástico (tramos de carga-descarga con poca deformación residual) se establecieron en el entorno de 1.2 MPa.

En 2006, Aidico también realizó ensayos de gato plano en la **iglesia de Nuestra S<sup>a</sup> de los Ángeles en Tuéjar-Valencia** (Yuste et al. 2007). En este sentido realizaron un total de dos ensayos de gato plano doble, para caracterizar el módulo de deformabilidad de las fábricas de sillería (Fig. 2.193) y de mampostería (Fig. 2.194) a efectos de disponer de parámetros estimativos para la modelización y la verificación estática de la construcción, y dos ensayos de gato plano simple, para estimar el nivel de tensiones verticales en dos puntos con objeto de disponer de una calibración del modelo estático con cargas gravitatorias.



Fig. 2.193: Ensayo de gato plano doble en una fábrica de sillería de la iglesia de Nuestra S<sup>a</sup> de los Ángeles en Tuéjar-Valencia (Yuste et al. 2007).

Fig. 2.194: Ensayo de gato plano doble en una fábrica de mampostería de la iglesia de Nuestra S<sup>a</sup> de los Ángeles en Tuéjar-Valencia (Yuste et al. 2007).

En el caso del gato plano doble realizado sobre la sillería se obtuvo un módulo de elasticidad de 22,000 MPa, para unas constantes  $K_c=0.93$  y  $K_a= 0.99$ . Por su parte, en el caso del gato plano doble realizado sobre la mampostería se obtuvo un módulo de elasticidad de 16,000 MPa, para unas constantes  $K_c=0.93$  y  $K_a= 0.99$ .

En Junio de 2008 Aidico llevó a cabo dos ensayos de gato plano doble en una fábrica de ladrillo macizo, apajero con mortero de arena y cal, de un **edificio sito en la calle Pizarro de Valencia**. Para ello emplearon gatos planos rectangulares de dimensiones 400x 200 mm.

Para el ensayo nº 1 (Fig. 2.195) se obtuvo un módulo de elasticidad secante de 4,000 MPa, mientras que para el ensayo nº 2 (Fig. 2.196) dicho parámetro mecánico fue de 2,600 MPa. El coeficiente de Poisson obtenido varió entre 0.25 y 0.32.



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

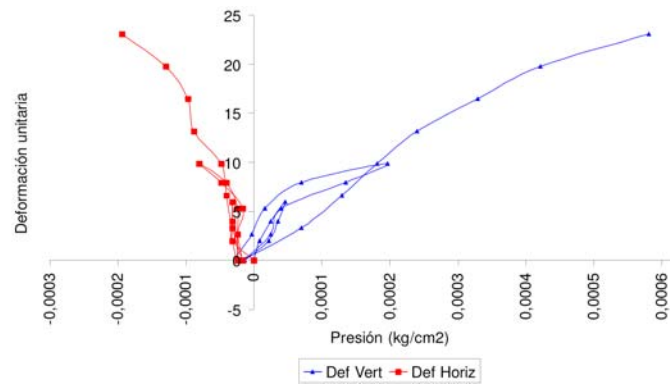


Fig. 2.195: Ensayo de gato plano doble nº 1 en un muro de ladrillo de la planta baja del inmueble (Cortesía de Aidico).

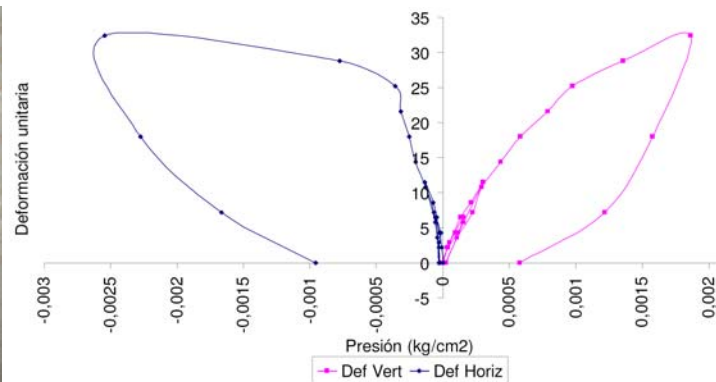
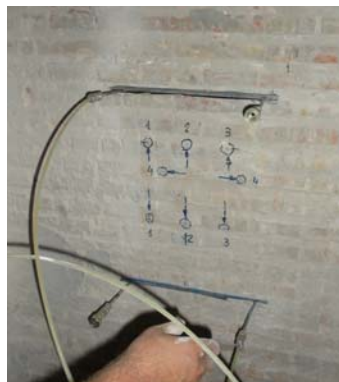


Fig. 2.196: Ensayo de gato plano doble nº 2 en un muro de ladrillo de la planta primera del inmueble (Cortesía de Aidico).

La resistencia a compresión de la fábrica en el gato plano doble nº 1, se estimó en el entorno de de 3.4 MPa para una deformación de rotura del orden del 2‰. En relación al ensayo nº 2 la tensión de rotura se estimó en el entorno de los 3.6 MPa. La resistencia a compresión se fijó en 2.4 MPa. La tensión máxima para la cuál se podía admitir un comportamiento sensiblemente elástico (tramos de carga-descarga con poca deformación residual) se estableció en el entorno de 1.2 MPa.

En Octubre de 2008 Aidico llevó a cabo un ensayo de gato plano simple (Fig. 2.197) y un ensayo de gato plano doble (Fig. 2.198) en el muro de sillería de una nave lateral de la **Iglesia de Santa Catalina en Alcira (Valencia)**. Se obtuvo un nivel tensional de 2.23 MPa y un módulo de elasticidad secante (entre 2 y 4.15 MPa) del orden de 10,600 MPa.

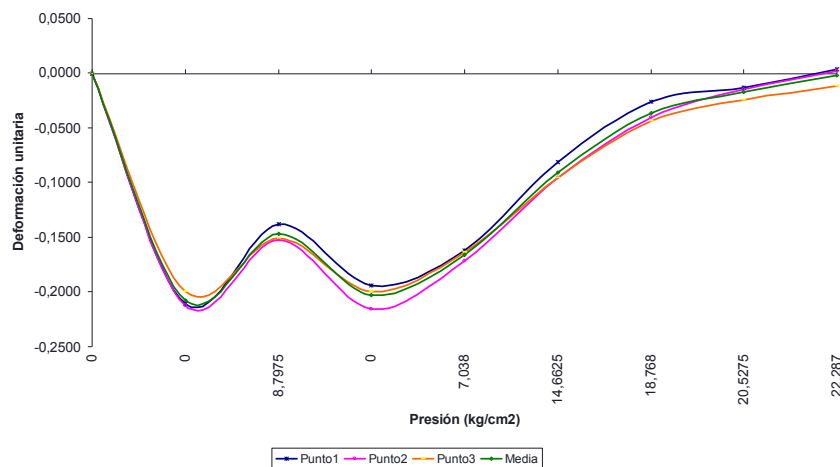


Fig. 2.197: Ensayo de gato plano simple en el muro de sillería de una nave lateral de la Iglesia de Santa Catalina en Alcira, Valencia. Las constantes relacionadas fueron  $K_m=0.92$  y  $K_a=0.64$ , obteniendo un nivel tensional aproximado de 2.23 MPa (Cortesía de Aidico).

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

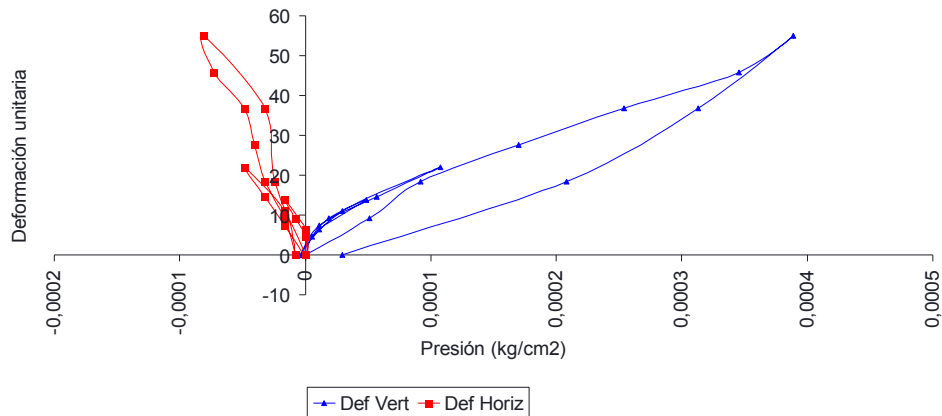


Fig. 2.198: Ensayo de gato plano doble en el muro de sillería de una nave lateral de la Iglesia de Santa Catalina en Alcira, Valencia. Las constantes relacionadas fueron  $K_m=0.85$  y  $K_a=0.90$ , obteniendo un módulo de elasticidad secante (entre 2 y 4.15 MPa) de 10,600 MPa (Cortesía de Aidico).

En Noviembre de 2008, Aidico realizó dos ensayos de gatos planos en la **antigua cárcel modelo de Valencia** (Fig. 2.199). Dichos ensayos se localizaron en un muro de ladrillo en el interior del edificio y en el muro de mampostería exterior (Fig. 2.200) perteneciente a la fachada principal. Emplearon gatos planos rectangulares de dimensiones 400x200 mm.



Fig. 2.199: Interior de la cárcel modelo de Valencia.

Fig. 2.200: Composición del muro de mampostería exterior, con hiladas de regularización a base de ladrillo macizo.

Para el ensayo nº 1, Fig. 2.201, se obtuvo un módulo de elasticidad secante de 3,000 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.24, mientras que para el ensayo nº 2, Fig. 2.202, el módulo de elasticidad secante fue de 2,300 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.32.

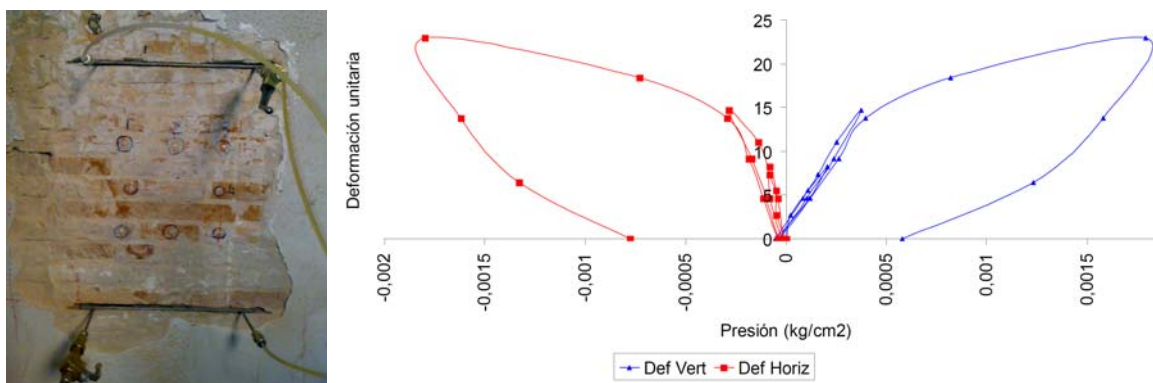


Fig. 2.201: Ensayo de gato plano doble nº 1 en un muro de ladrillo interior (Cortesía de Aidico).

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

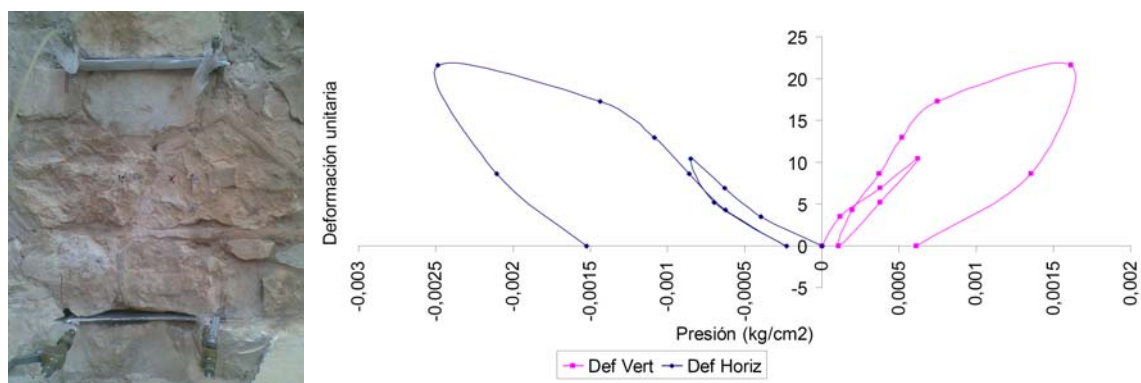


Fig. 2.202: Ensayo de gato plano doble n° 2 en un muro de mampostería exterior (Cortesía de Aidico).

La resistencia a compresión de la fábrica en el gato plano doble n° 1, se estimó en el entorno de de 2.6-2.8 MPa. En relación al ensayo n° 2 los valores de deformación fueron menores, obteniendo mediante extrapolación, ajustando curva de tendencia, un valor en el entorno de 2.2-2.4 MPa para una deformación de rotura del orden del 3‰. La tensión máxima para la cuál se pudo admitir un comportamiento sensiblemente elástico (tramos de carga-descarga con poca deformación residual) se estableció en el entorno de 1.2 MPa.

Finalmente, en lo que se refiere a ensayos in situ, desde Aidico llevaron a cabo ensayos con gato simple en la **torre campanario de Albaida, Valencia** (Fig. 2.203), con la finalidad de calibrar un modelo numérico realizado al efecto (Fig. 2.204).

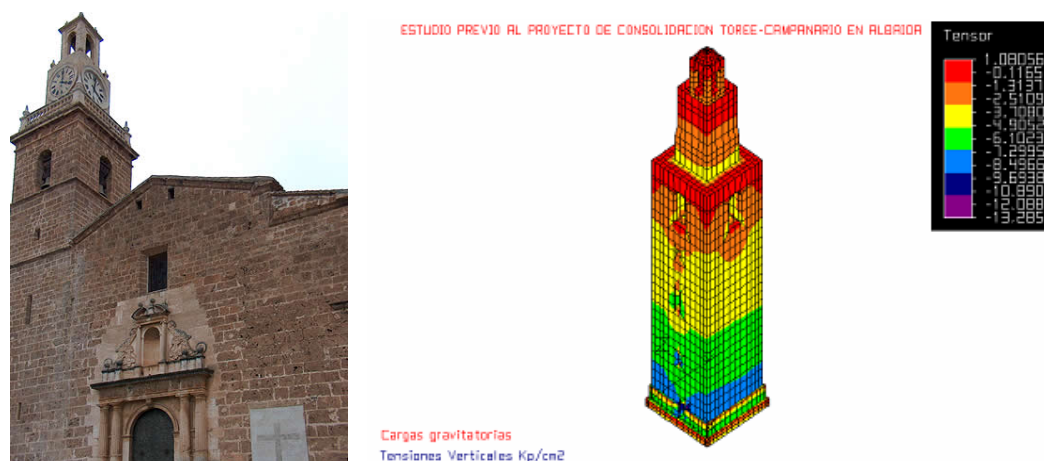


Fig. 2.203: Iglesia Arciprestal de Santa María ubicada en la plaza de la Villa de Albaida, es una construcción realizada entre 1592 y 1621 en estilo gótico valenciano.

Fig. 2.204: Modelo de elementos finitos realizado (Cortesía de Aidico)

En la Tabla 2.40 se presenta una comparativa entre los valores teóricos y los experimentales.

Tabla 2.40: Comparación entre las tensiones verticales obtenidas teóricamente y experimentalmente en la torre campanario de Abaida, Valencia.

Punto de calibración	$\sigma_{\text{experimental}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{numérica}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{exp}}/\sigma_{\text{num}}$
1	0.87	0.92	1.06
2	0.83	0.89	0.93
	<b>0.85</b>	<b>0.91</b>	<b>1.00</b>

En relación con campañas experimentales en laboratorio, en 2009, Aidico ha comenzado un proyecto de caracterización de muros de fábrica en Laboratorio (Fig. 2.205-2.207) mediante diferentes técnicas no destructivas (Gosálbez et al. 2009): Tomografía sónica, medidas de impacto-echo, medidas de inspección ultrasónica, medidas con geo-radar (junto con la Universidad Politécnica de Valencia), medidas de deformación con fibra óptica y con LVDTs. Aunque el objetivo del mismo no es llevar a cabo una investigación exhaustiva de la técnica de gato plano, también se está desarrollando algún ensayo en ese sentido.



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



Fig. 2.205: Ensayo de muro de ladrillo ensayado en el Laboratorio del Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana, Marzo de 2009 (Cortesía de Aidico).

Fig. 2.206: Instante tomado durante un ensayo de gato plano simple en el muro de ladrillo referido, Marzo de 2009 (Cortesía de Aidico).



Fig. 2.207: Construcción de muro de sillería en el Laboratorio del Instituto Tecnológico de la Construcción de Valenciana, Enero de 2010 (Cortesía de Aidico).

Finalmente, también se tiene referencia de la ejecución de gatos planos (Fig. 2.208 y 2.209), tanto simples como dobles, en estructuras de ladrillo, mampostería y sillería, desde **Intemac** (Ley 2007).



Fig. 2.208: Ejecución de un ensayo de gato plano simple en un fábrica actual de ladrillo (Ley 2007).

Fig. 2.209: Ejecución de un ensayo de gato plano doble en un fábrica actual de ladrillo (Ley 2007).

A modo de resumen, en la Tabla 2.41 se resume el nº de ensayos de gato plano simple y de gato plano doble ejecutados en España hasta la fecha. Obviamente se trata del número mínimo de los ensayos que se tiene constancia a través de las referencias consultadas en esta tesis doctoral,

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

por lo que probablemente el número de ensayos relacionado sea mayor que el que figura en dicha tabla.

Tabla 2.41: Número mínimo de ensayos de gato plano simple y doble realizados en España.

Entidad	Fecha	Nº de ensayos	
		Gato plano simple	Gato plano doble
CEDEX	1998	17	8
GEOCISA	2002-04	> 21	-
AIDICO	2006-09	> 5	> 11
INTEMAC	2006	7	6
UC	2007-10	17	20
		<b>&gt; 67</b>	<b>&gt; 45</b>

En base a dicha tabla en la presente tesis doctoral (UC - Universidad de Cantabria) se habría realizado aproximadamente un 25% del total de ensayos de gato plano simple, y un 44% del total de los ensayos de gato plano doble realizados en España



### 2.2.1.9 Estimación de la fiabilidad de los resultados de la técnica de gatos planos.

En las Tablas 2.42-2.44 se han compendiado parte de los ensayos de contraste de la técnica de gato plano simple, tanto en laboratorio como in situ, diferenciando entre los ejecutados en fábricas de ladrillo, de sillería y de mampostería.

Tabla 2.42: Ensayos de contraste de la técnica de **gato plano simple aplicado a fábricas de ladrillo**, tanto en laboratorio como in situ.

Referencia	Laboratorio/In situ	$\sigma_{teórico}$ (MPa)	$\sigma_{experimental}$ (MPa)	$\sigma_{exp} / \sigma_{teor}$ (Promedio)
Rossi (1982a)	Laboratorio (Italia)	-	-	1.15
Rossi et al. (1982b)	Edificio de la "Piazzale Dateo", Milán (Italia), 1905.	0.53	0.61	1.15
		0.45	0.44	0.98
		0.43	0.53	1.23
		0.71	0.81	1.14
Binda et al. (1983)	S. Eustorgio, Milán (Italia), s. XIII	-	-	1.01
		-	-	1.00
		-	-	1.39
Rossi (1985)	Laboratorio (Italia)	0.75	0.66	0.88
		1.50	1.55	1.03
		2.25	2.16	0.96
		1.50	1.61	1.07
Noland et al. (1990)	Laboratorio (EEUU)	1.86	2.09	1.12
Frassoni y Rossi 1988).	Templo de Rómulo, Roma (Italia), 309 A.C.	0.48	0.45	0.94
		0.37	0.27	0.73
		0.26	0.33	1.27
		0.42	0.50	1.19
		0.49	0.42	0.86
Epperson y Abrams (1989)	Laboratorio (EEUU)	-	-	1.05
Roca (2007) Astudillo y García (1998)	Palacio de Botines, León (España)	0.70	0.90	1.29
		0.66	0.64	0.97
		0.39	0.29	0.74
Geocisa	Laboratorio (España)	2.00	1.67	0.84
		2.00	1.90	0.95
		2.00	1.73	0.87
		2.00	1.25	0.63
		2.00	1.62	0.81
		2.00	1.38	0.69
		0.89	0.83	0.93

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

Tabla 2.43: Ensayos de contraste de la técnica de **gato plano simple aplicado a fábricas de sillería**, tanto en laboratorio como in situ.

Referencia	Laboratorio/In situ	$\sigma_{teórico}$ (MPa)	$\sigma_{experimental}$ (MPa)	$\sigma_{exp} / \sigma_{teor}$ (Promedio)
Giani et al. 1988	Iglesia de la Consolación de Todi (Italia), 1508-1606	2.50	2.39	0.96
		1.15	1.43	1.24
Rossi 1995 Rossi 1996c Rossi et al. 1996b	Basilica de San Marcos de Venecia (Italia)	-	-	1.17
Roca (2007) Astudillo y García (1998)	Palacio de Botines, León (España)	0.98	1.01	1.03
		0.93	0.94	1.01
Geocisa	Laboratorio (España)	2.00	1.55	0.78
		2.00	1.45	0.73
		2.00	1.30	0.65
		2.00	1.40	0.70
		2.00	0.85	0.43
		2.00	1.90	0.95
Aídico	Campanario de Albaida, Valencia (España)	0.92	0.87	1.06
		0.89	0.83	0.93

Tabla 2.44: Ensayos de contraste de la técnica de **gato plano simple aplicado a fábricas de mampostería**, tanto en laboratorio como in situ.

Referencia	Laboratorio/In situ	$\sigma_{teórico}$ (MPa)	$\sigma_{experimental}$ (MPa)	$\sigma_{exp} / \sigma_{teor}$ (Promedio)
Lourenco et al. (2001, 2008)	Monasterio e Iglesia de S <sup>a</sup> M <sup>a</sup> de Salzedas (Portugal), s. XVII	0.60	1.20	2.00
Pagaimo (2004) Lourenço et al. (2005)	Tentúgal (Portugal)	0.08	0.20	2.50
		0.15	0.25	1.67
Vicente (2008)	Coimbra (Portugal)	0.193	0.360	1.87
		0.242	0.258	1.07
		0.246	0.145	0.59
		0.178	0.081	0.46
		0.178	0.240	1.35
		0.110	0.062	0.56
		0.110	0.139	1.26
		0.178	0.111	0.62
Roca (2007) Astudillo y García (1998)	Palacio de Botines, León (España)	0.22	0.16	0.73
		0.25	0.22	0.88

En vista de los todos resultados, en la Tabla 2.45 se ha indicado para cada tipología de fábrica el valor promedio de la **relación entre la tensión medida experimentalmente y la estimada de forma teórica**, así como su desviación típica y su coeficiente de variación.

Tabla 2.45: Relación entre la tensión experimental y la estimada teóricamente: Promedio y coeficiente de variación.

Tipología de fábrica	$\sigma_{exp} / \sigma_{teor}$ (Promedio)	$\sigma_{exp} / \sigma_{teor}$ (Desv. Típica)	$\sigma_{exp} / \sigma_{teor}$ (Coef. Variación)
Ladrillo	1.00	0.19	19%
Sillería	0.90	0.23	25%
Mampostería	1.16	0.64	55%

**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 Tabla 2.46 se ha realizado una relación de los comentarios encontrados en normativas u otras referencias, en relación a las variaciones del nivel tensional y del módulo de elasticidad para fábricas, con carácter general.

Tabla 2.46: Variación del nivel tensional y del módulo de elasticidad.

Referencia	Tensión “in-situ”	Módulo de elasticidad
ASTM C 1197-91 (1991)	Variación del orden del 24%	Sobreestima el valor del orden del 15%
Ronca et al. (1997)	Variación superior al 20%	-
RILEM LUM.D.3 (1990)	-	Sobreestima el valor del orden del 10%
Noland et al. (1990)	Variación del orden del 24%	Sobreestima de un 15 a un 20%

En este sentido puede concluirse que el coeficiente de variación obtenido en base a parte de los ensayos tratados en el presente análisis del estado del conocimiento, encaja muy bien con lo referido por otras referencias para el caso de las fábricas de ladrillo y de sillería, con un 19% y 25% respectivamente. En relación con las mamposterías la variación obtenida alcanza el 55%.

En base a lo argumentado, **se concluye** que aunque la incertidumbre de la medida estimada mediante gato plano simple pueda llegar a resultar relativamente importante (en la hipótesis de que los valores teóricos estimados sean fidedignos), se considera de gran valor dado que aporta una vía de calibración experimental, de otra forma inexistente.

Por su parte, en la Tabla 2.47 se han compendiado parte de los ensayos de contraste de la técnica de gato plano doble, realizados en laboratorio para fábricas de ladrillo.

En vista de los resultados referidos puede apreciarse como la **relación entre el módulo de deformación estimado experimentalmente mediante gato plano doble y el igualmente estimado experimentalmente sobre el conjunto del componente estructural**, en un ensayo de compresión simple, arroja un valor promedio de 1.10, con una desviación típica de 0.14, lo que permite obtener un **coeficiente de variación sea del 13%**.

Cabe referir que el coeficiente de variación obtenido para el módulo de elasticidad encaja en lo afirmado por las referencias expuestas en la Tabla 2.46 referida con anterioridad.

Tabla 2.47: Ensayos de calibración en laboratorio sobre fábricas de ladrillo de la técnica de gato plano doble.

	Laboratorio	Fábrica	$E_{teórico}$ (MPa)	$E_{experimental}$ (MPa)	$E_{exp} / E_{teor}$
Rossi (1982a)	Laboratorio (Italia)	Ladrillo	2450	2400	0.98
			3400	3750	1.10
Noland et al. (1990)	Laboratorio (EEUU)	Ladrillo	3006.12	3068.17	1.02
Epperson y Abrams (1989)	Laboratorio (EEUU)	Ladrillo	-	-	0.9-1.7

## 2.2.2 Hole drilling

### 2.2.2.1 Antecedentes

La primera referencia en relación con la estimación de tensiones en un elemento portante mediante taladrado se encuentra en Barla y Rossi (1983), en la cuál tratan sobre la obtención del nivel tensional existente en un túnel de hormigón mediante la metodología propuesta en la Fig. 2.210.

De forma resumida consta en fijar, en primer lugar, unos puntos de control con cabeza cónica a la superficie del túnel formando una roseta de 45° (la distancia inicial entre los puntos de control deba ser de 10 a 20 cm). Seguidamente, mediante un comparador, debe registrarse la magnitud de las medidas de cada una de las diagonales de la roseta (paso 1 de la Fig. 2.210, ver también la Fig. 2.211). A continuación, debe de realizarse una perforación, concéntrica con la disposición de la roseta, mediante una corona hueca de pared delgada (paso 2 de la Fig. 2.110, ver también Fig. 2.212). Tras la perforación se produce una relajación tensional. Entonces, las distancias inicialmente medidas son nuevamente registradas con el comparador (paso 3 en Fig. 2.2110)

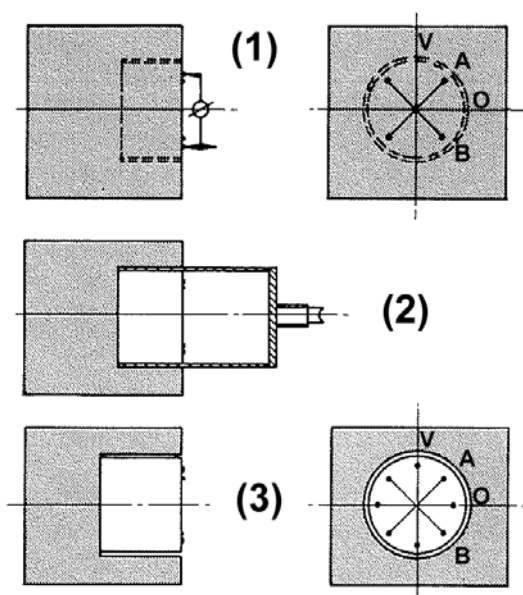


Fig. 2.210: Representación esquemática del método empleado para la medida del estado tensional en túneles de hormigón. En primer lugar se miden las distancias de los diámetros de la roseta (1). A continuación, se ejecuta una perforación mediante un taladro de corona hueca concéntrica con la roseta referida (2). Finalmente, se registran los desplazamientos de la superficie de la roseta debido a la relajación tensional (Barla y Rossi 1983; Frassoni y Rossi 1988; Rossi 1990b).

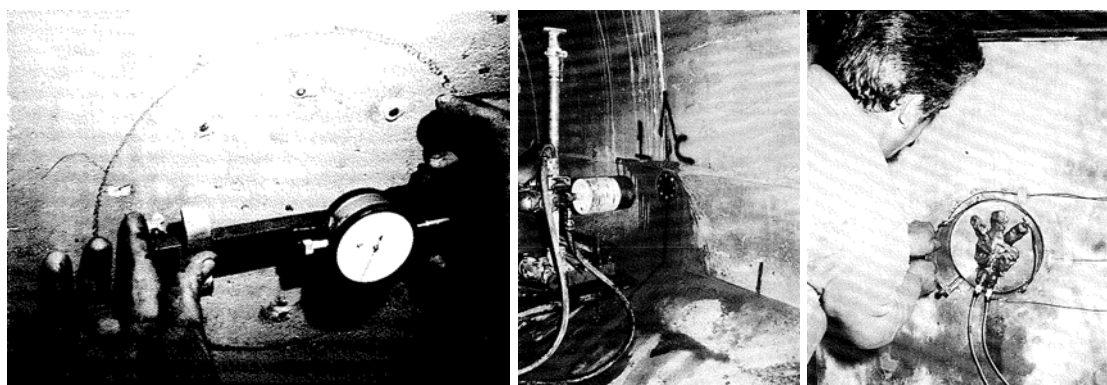


Fig. 2.211: Medida de la distancia inicial de los diámetros previamente al taladrado (Barla y Rossi 1983).

Fig. 2.212: Taladrado mediante corona hueca (Barla y Rossi 1983).

Fig. 2.213: Empleo de dos gatos hidráulicos curvos, simétricamente dispuestos, para determinar las características de deformación del hormigón (Barla y Rossi 1983).

Los cambios en las distancias permiten obtener las deformaciones en cada uno de los cuatro diámetros de la roseta ( $\epsilon_v$ ,  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_A$ ,  $\epsilon_B$ , ver paso 1 de la Fig. 2.210), de modo que mediante la

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

formulación matemática siguiente puede calcularse las deformaciones principales ( $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ) y el ángulo,  $\Phi$ , que forma la deformación principal  $\varepsilon_1$  con  $\varepsilon_v$ .

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \left[ (\varepsilon_o + \varepsilon_v) \pm \sqrt{(\varepsilon_o + \varepsilon_v)^2 + [2\varepsilon_A - (\varepsilon_o + \varepsilon_v)]^2} \right] \quad (2.1)$$

$$\operatorname{tg}\Phi = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_v)}{2\varepsilon_A - (\varepsilon_o + \varepsilon_v)} \quad (2.2)$$

Finalmente pueden obtenerse las tensiones principales mediante las siguientes relaciones matemáticas:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\varepsilon_1 + \nu \cdot \varepsilon_2) \quad (2.3)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\varepsilon_2 + \nu \cdot \varepsilon_1) \quad (2.4)$$

Donde E y  $\nu$  son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del hormigón.

Dichos parámetros E y  $\nu$  deben determinarse mediante ensayos de compresión confinada en laboratorio, ejecutados sobre probetas del mismo hormigón. Alternativamente, proponen el método ilustrado en la Fig. 2.213: un par de gatos planos curvos, simétricamente dispuestos, aplican una presión sobre la probeta tallada in situ mediante la corona hueca. La obtención de los parámetros E y  $\nu$  es posible a partir de la curva tensión deformación obtenida.

Desde el año 1992 el Prof. Santiago Sánchez Beitia et al. han estado trabajando de forma muy intensa en el desarrollo y optimización de una variante de la metodología expuesta, con el objetivo de ponerla a punto y ofrecer, a la comunidad científica internacional, una alternativa al ensayo de gato plano simple, para obtener la cuantificación in situ de las tensiones reales de servicio a las que están sometidas las fábricas, como elementos portantes en construcciones del Patrimonio Arquitectónico.

Dicha iniciativa ha sido refrendada y financiada en varios proyectos de investigación, tanto nacionales, como europeos. Concretamente, a continuación, se relacionan los mismos:

- En el Proyecto del Plan Nacional de I+D con referencia 2FD97-0013-CO2-01 se puso a punto la técnica sobre varios sillares individuales (Sánchez Beitia et al. 2002).
- En el Proyecto de Referencia MAT2000-0059-P4-02 (proyecto SICEXPAR, ya referido) se puso a punto el método en un muro de fábrica de sillería y en otro de ladrillo construidos al efecto. (Sánchez-Beitia 2006 y 2007)
- En el Proyecto de Investigación del Programa de Construcción del Plan Nacional de I+D con referencia BIA2004-05801, financiado por el Plan Nacional de I+D del Ministerio de Educación y Ciencia, se trató de continuar desarrollando las actividades emprendidas en los dos proyectos relacionados con antelación, teniendo como objetivo principal el ahondar en la intensificación y difusión del empleo del método Donosita.
- European Project ONSITEFORMASONRY con referencia EVK4-CT-2001-00060. (ONSITEFORMASONRY 2006).

Igualmente, la aplicación en construcciones reales de la técnica referida, con el objetivo de analizar las tensiones en servicio en fábricas de sillería y ladrillo en diferentes Conjuntos Monumentales, también ha obtenido financiación de diversas entidades (Caja España, Gobierno de la Rioja, Universidad del País Vasco, Ayuntamiento de Fuenterrabía y Diputación Foral de Álava, entre otros).



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

Buscando si esta variante de la técnica de Hole Drilling se había utilizado, con antelación a su desarrollo por el Prof. Santiago Sánchez Beitia, aplicada a la deducción de esfuerzos ya aplicados, no residuales, se realizó una revisión (Sánchez Beitia et al. 1999) de los Proceedings de varios congresos internacionales y de los artículos existentes en revistas relacionadas con dicha temática (con anterioridad a 1999). Una sinopsis se recoge en la Tabla 2.48.

Tabla 2.48: Revisión de contribuciones técnicas, con anterioridad a 1999, sobre el empleo de la técnica Hole Drilling para la deducción de esfuerzos ya aplicados, no residuales (Sánchez Beitia et al. 1999).

<b>Fuente</b>	<b>Referencia</b>	<b>Contribuciones técnicas consultadas</b>
1st. International Conference on Residual Stresses (ICRS-1)	Oberursel, Alemania. 1987	
2nd. International Conference on Residual Stresses (ICRS-2)	Nancy, Francia. 1989	
3rd. International Conference on Residual Stresses (ICRS-3)	Tokushima, Japón. 1991	2,000 ponencias
4th. International Conference on Residual Stresses (ICRS-4)	Baltimore, USA. 1994	
5th. International Conference on Residual Stresses (ICRS-5)	Linköping, Suecia. 1998	
1st. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Kyoto, Japón. 1971	
2nd. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Boston, USA. 1975	
3rd. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Cambridge, UK. 1979	
4th. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Estocolmo, Suecia. 1983	4,000 ponencias
5th. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Pekín, China.1987	
6th. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Kyoto, Japón. 1991	
7th. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	La Haya, Holanda. 1995	
8th. International Conference on the Mechanical Behavior of Materials(ICM-6)	Victoria, Canadá. 1999	
1st. Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings (STREMAH 1989)	Florenca, Italia. 1989	
2nd. Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings (STREMAH 1991)	Sevilla, España. 1991	
3rd. Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings (STREMAH 1993)	Bath, UK. 1993	700 ponencias
4th. Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings (STREMAH 1995)	Creta, Grecia. 1995	
5th. Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings (STREMAH 1997)	San Sebastián, España. 1997	
Experimental Mechanics	Ed. Springer Boston. ISSN 0014-4851 (Print) 1741-2765 (Online)	38 volúmenes
Experimental Techniques	Ed. John Cafeo. ISSN 0732-8818	22 volúmenes
Strain	Ed. Emmanuel Gdoutos. ISSN 0039-2103	34 volúmenes

En este sentido, sólo aparecieron dos artículos sobre el empleo de la técnica Hole Drilling para la deducción de esfuerzos aplicados. En ambos casos se analizaban los esfuerzos del terreno en la construcción de un túnel bajo el mar de Japón, entre dos islas de dicho País.

Por todo lo referido puede concluirse que la adaptación del método Hole Drilling, descrito en la norma ASTM E837-95 y actualizaciones sucesivas, al Patrimonio Construido (bautizado como método Donosita) se debe al Prof. Santiago Sánchez Beitia et al.

### **2.2.2.2 Introducción**

Para la medida de las Tensiones Residuales en la Comunidad Científica y en la Industria se utilizan, en la práctica totalidad de los casos, los métodos de Difracción de Rayos X y Hole Drilling con extensometría resistiva.

Estas tensiones internas, remanentes e inherentes al material, están originadas por los procesos de fabricación y acabado de cualquier pieza o elemento estructural metálico pudiendo ser del orden del límite elástico del material, por lo que deben de sumarse a las nominales de diseño para conocer el estado real de tensiones en servicio. De ahí el esfuerzo para poner a punto técnicas para su deducción.

Por otra parte, en Obra Civil se emplean bandas extensométricas para analizar las deformaciones en la “Prueba de Carga”, siendo ésta un esfuerzo que “va a aplicarse”. El problema que presenta una estructura en servicio es que los esfuerzos que soporta están ya aplicados, es decir es una carga que no está por aplicar. Consecuentemente se pueden considerar como “residuales” a efectos de encontrar un método para cuantificarlos, hipótesis asumida por los autores (Sánchez Beitia et al. 1999).

El método Hole Drilling se enmarca en el campo de los Ensayos No Destructivos (NDT) o Ligeramente Destructivos (Minor Destructive Testing, MDT, en terminología anglosajona).

La Norma ASTM E837-95 (1995), y posteriores actualizaciones (ASTM E 837-99 y ASTM E 837-01), establece el procedimiento para la cuantificación de las Tensiones Residuales, fundamentalmente en materiales metálicos, mediante la técnica Hole-Drilling. Este tipo de tensiones, que pueden ser originadas conscientemente, están confinadas en zonas muy cercanas a la superficie del material (hasta una profundidad de 500 micras en la mayor parte de los casos).

La técnica se basa en la medida de las deformaciones captadas mediante tres bandas extensométricas, convenientemente dispuestas, cuando se elimina por taladrado una parte del material. La eliminación de material origina una relajación de las tensiones existentes en la zona analizada. Esta relajación es captada por las bandas extensométricas. El estado tensional al que estaba sometida la zona analizada antes del taladrado puede deducirse, a partir de estas deformaciones, mediante el adecuado proceso matemático.

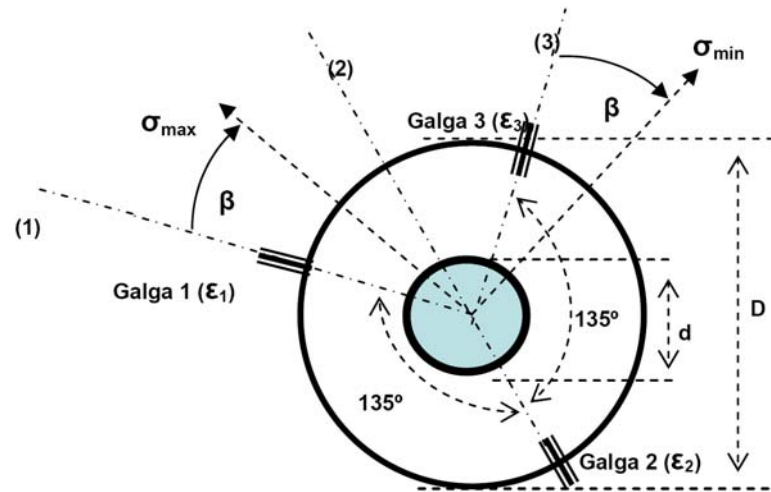
La anterior Norma ASTM no es posible aplicarla directamente al análisis de los estados tensionales en fábricas de sillería puesto que las dimensiones empleadas en este caso son al menos treinta veces mayores que las descritas en dicho documento. Consecuentemente, la técnica Hole Drilling propuesta no dispone de dispositivo estándar alguno para su ejecución, a excepción de diversas herramientas convencionales de amplio uso.

Además de este inconveniente experimental, la técnica requiere de la obtención de unas constantes que relacionan las deformaciones captadas en las galgas con los estados tensionales que las originan. La metodología para la deducción de estas constantes en un material homogéneo, continuo e isótropo, como por ejemplo el acero, es muy diferente a la que es aplicable en roca, ladrillo y/o mortero, que precisan de un mayor muestreo de resultados experimentales.

Las tensiones que se van a deducir no son tensiones residuales sino estados tensionales en servicio. La Técnica Hole Drilling en Patrimonio Arquitectónico propone, por tanto, adaptar experimentalmente un procedimiento normalizado para otro uso muy diferente. El método propuesto permite deducir las tensiones principales ( $\sigma_{\max}$  y  $\sigma_{\min}$ ), y su dirección ( $\beta$ ), a partir de tres deformaciones ( $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  y  $\varepsilon_3$ ) registradas en tres direcciones. En la Fig. 2.214 se observa la disposición convencional de tres bandas extensométricas y la zona de taladrado de acuerdo con la Norma ASTM E837-95.

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

Fig. 2.214. Disposición convencional de las bandas extensométricas y del taladro (círculo central) de acuerdo con la Norma ASTM E837-95. Las galgas 1 y 3 se disponen perpendicularmente entre sí, mientras que la galga 2 se dispone sobre la bisectriz, en el lado opuesto, de dichas direcciones. “D” es el diámetro de la circunferencia de galgas mientras que “d” es el diámetro del taladro.  $\sigma_{max}$  y  $\sigma_{min}$  son las tensiones principales máxima y mínima respectivamente y  $\beta$  su posición respecto a una dirección conocida.



**2.2.2.3 Campaña experimental desarrollada en laboratorio.**

En primer lugar, se presenta la Tabla 2.49 en la que se sintetizan los ensayos llevados a cabo en laboratorio con la finalidad de tantear la idoneidad de la técnica Hole Drilling aplicada a la estimación del estado tensional en servicio de construcciones del patrimonio construido. Seguidamente se pasa a realizar una breve descripción de la campaña experimental desarrollada.

Tabla 2.49: Campaña experimental desarrollada en laboratorio

Campaña experimental	Año de ejecución	Tipo de fábrica	Material componente	Referencias
15 Probetas	1997-2000	-----	9 arenisca 6 caliza	Sánchez Beitia et al. (2002)
Muro de sillería	2003-2006	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia (2006)
Muro de ladrillo	2003-2006	Ladrillo	Ladrillo	Sánchez Beitia (2007) Sánchez-Beitia (2006)

~~2.2.2.3.1 Campañas experimentales en laboratorio sobre muestras de roca. 1997-2000.~~

Los primeros esfuerzos relacionados con la comprobación experimental en laboratorio del Método Donostia sobre roca como material de construcción se relacionan con el referido proyecto de investigación del Plan Nacional de I+D con referencia 2FD97-0013-CO2-01.

Fue la primera vez que en la Comunidad Científica se realizó una comprobación experimental en laboratorio de la técnica hole drilling en bloques de piedra como aplicación al Patrimonio Arquitectónico (Sánchez Beitia et al. 2002). En dicha referencia se explicita que aunque la metodología y equipamiento son aplicados a dos tipos de roca, su aplicabilidad futura al hormigón puede ser formalmente idéntica.

Para ello se realizaron ensayos en máquina de compresión sobre bloques de piedra bajo una tensión de compresión constante, siempre alrededor de 2.0 MPa, comparando este nivel tensional con los resultados obtenidos mediante el Método Donostia. En total se realizaron 15 pruebas en laboratorio para la comprobación del hole drilling.

En todos los casos fue preciso obtener, mediante ensayos de laboratorio, el coeficiente de Poisson y el módulo de elasticidad sobre muestras expresamente ensayadas de los dos tipos de roca analizados. En ningún caso sirvieron para ello los redondos extraídos por taladrado. Las características mecánicas (deducidas en laboratorio para este trabajo) de los dos tipos de roca fueron las siguientes:

- Bloques de arenisca: modulo de elasticidad 35,050.5 MPa y coeficiente de Poisson 0.197.
- Bloques tipo caliza: modulo de elasticidad 50,700.0 MPa y coeficiente de Poisson 0.23.

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

Se sometieron a ensayo de compresión pura 11 bloques de arenisca (4 de 40 x 40 x 90 cm. y 7 de 20 x 20 x 60 cm.) y 4 de caliza de 20 x 20 x 60 cm. bajo una tensión constante de 2.0 MPa. Una vez estabilizada la carga se empleó el Método Hole Drilling en todos los casos.

El proceso de ensayo fue el siguiente:

1. Limpieza de la zona de análisis (centro de cada cara) y señalización del sistema de referencia.
2. Pegado de bandas.
3. Cableado mediante soldadura de estaño a las galgas y al equipo de registro de deformaciones.
4. Recogida de registros de deformación hasta estabilización: Ajuste del cero.
5. Carga de máquina y estabilización.
6. Proceso de taladrado.
7. Registro de deformaciones hasta estabilización.
8. Diferentes procesos de carga y descarga, y registro de deformaciones en cada caso.

En la Tabla 2.50 siguiente se recoge un resumen de los resultados obtenidos, puede apreciarse unos resultados de los ensayos bastante razonables, con promedios que prácticamente igualan el nivel tensional teórico de comparación:

Tabla 2.50: Niveles tensionales estimados mediante la técnica Hole Drilling y error en relación a la tensión teórica introducida (2.0 MPa)

Tipo de probeta	Tensión vertical (Mpa)			
	Según ASTM	Error ASTM (%)	Según Jia-Yong Wang (Wang J-Y. 1988a)	Error Wang (%)
Bloque 1 Arenisca (40cm x 40cm x 90cm)	-3.00	50.00	-2.80	40.00
Bloque 2 Arenisca (40cm x 40cm x 90cm)	-2.00	0.00	-1.60	-20.00
Bloque 3 Arenisca (40cm x 40cm x 90cm)	-2.34	17.00		
Bloque 4 Arenisca (40cm x 40cm x 90cm)	-1.7.	-15.00		
Bloque 5 Arenisca (20cm x 20cm x 60cm)	-2.1.	5.00		
Bloque 6 Arenisca (20cm x 20cm x 60cm)	-0.9.	-55.00		
<b>Valores Promedio</b>	<b>-2.01</b>	<b>0.33</b>	<b>-2.20</b>	<b>10.00</b>

A su vez, del Bloque 7 en adelante se registraron las deformaciones en profundidad (Tabla 2.51).

Tabla 2.51: Relajación de la tensión vertical con la profundidad

Bloque	Material (cm)	Profundidad (cm)	Tensión vertical (Mpa)				
			1.5	2.5	3.7	4.7	5.7
Bloque 7	Arenisca (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.5	2.5	3.7	4.7	5.7
		Tensión vertical (Mpa)	-2.40	-3.10	-2.80	-2.60	-2.50
Bloque 8	Arenisca (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1	2	3	3.7	4.2
		Tensión vertical (Mpa)	-1.20	-2.20	-2.90	-3.05	-3.50
Bloque 9	Arenisca (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.5	3.5	4.2	4.5	
		Tensión vertical (Mpa)	0.00	0.75	-1.20	-1.55	
Bloque 10	Arenisca (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.7	4			
		Tensión vertical (Mpa)	-2.50	-2.15			
Bloque 11	Arenisca (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.7	4	4.7		
		Tensión vertical (Mpa)	-1.30	-0.40	-0.30		
Bloque 12	Caliza (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.7	4			
		Tensión vertical (Mpa)	-1.80	-2.85			
Bloque 13	Caliza (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.7				
		Tensión vertical (Mpa)	-1.70				
Bloque 14	Caliza (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.7	4			
		Tensión vertical (Mpa)	-2.40	-2.10			
Bloque 15	Caliza (20cm x 20cm x 60 cm)	Profundidad (cm)	1.7	4			
		Tensión vertical (Mpa)	-1.00	-1.40			

## 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 de la relajación de la tensión vertical con la profundidad, puede observarse que no se aprecia una convergencia adecuada de los mismos (se recuerda que el nivel tensional vertical teórico de contraste era de 2.00 MPa). A modo de ejemplo se adjuntan unos gráficos (Fig. 2.215-2.218) indicativos de los niveles tensionales registrados con la profundidad. De los resultados obtenidos no se puede discernir ninguna función matemática que gobierne la distribución de tensiones con la profundidad en todos los casos.

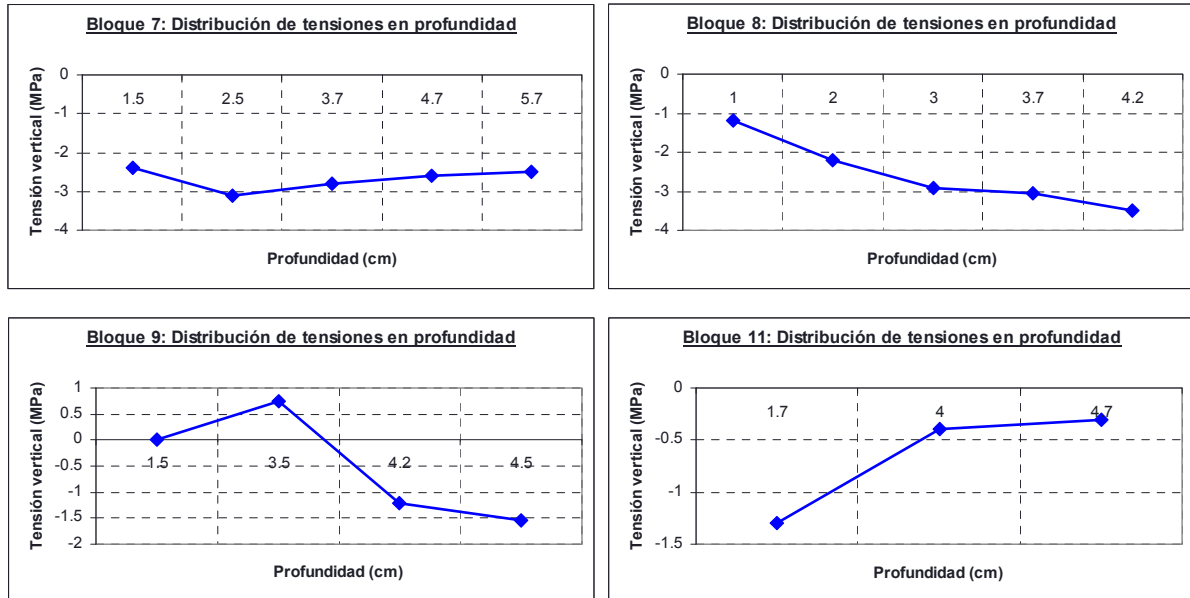


Fig. 2.215-2.218: Niveles tensionales registrados con la profundidades los bloques 7, 8, 9 y 11.

Aparte de los ensayos de laboratorio llevados a cabo se analizó, mediante el método de los elementos finitos, la zona donde se realiza el taladro necesario para la práctica de la técnica hole drilling. El objeto del empleo del método de los Elementos Finitos tiene sentido para comprobar la profundidad a la cual se consideran las tensiones relajadas y consecuentemente comprobar que las tensiones deducidas con posterioridad al taladrado, son representativas del estado tensional promedio de la zona extraída (Sánchez Beitia et al. 2002).

Según propone la Norma ASTM E 837-95, la profundidad del taladrado debe de ser aproximadamente 0.4 veces el diámetro de la hipotética circunferencia donde se ubican las galgas. Esta Norma se aplica fundamentalmente en aceros y los diámetros de taladrado en estos casos son del orden de magnitud de pocos milímetros. En el caso analizado se trabaja con un orden de magnitud superior y se ha intentado corroborar la profundidad del taladrado.

Se simuló el comportamiento a compresión pura, bajo una carga de 2 MPa, de un bloque de dimensiones 20 cm x 20 cm x 60 cm con la presencia de un agujero de 3.6 cm de diámetro y profundidad variable. Se realizaron 5 simulaciones con profundidades de agujero de 1 cm, 2 cm, 3 cm, 4 cm y 5 cm. La generación de la malla empleada fue automática, según la aplicación ANSYS, con elementos tridimensionales. Se obtuvieron los tensores de deformación en los puntos más cercanos al lugar de colocación de las galgas.

Los resultados obtenidos mediante el método de los Elementos Finitos permitieron corroborar que la relajación de tensiones por taladrado se encontraba entre 3 y 4 cm de profundidad lo que permite seguir fielmente la Norma ASTM en la que está apoyado todo el trabajo experimental y teórico del Método Donostia. La Norma establece que la profundidad del taladrado debe de ser 0,4 veces el diámetro de la circunferencia donde se alojan las galgas. En la metodología empleada esta profundidad es de 3.6 cm aproximadamente (dado que la circunferencia de ubicación de las galgas tenía un diámetro de 8.8 cm). Igualmente, las galgas deben de ser de la menor dimensión posible para acentuar el carácter "local" de la zona de captación de deformaciones.



Amén de las comprobaciones referidas, fruto del proyecto, se alcanzó otra conclusión de importante implicación práctica en el método Hole Drilling. Se observó una apreciable cantidad de ensayos fallidos que, en el caso en el que hubiera colocado una galga por dirección, llegaba a ser del 60%, incluyendo algunos que por la incoherencia de los registros de deformaciones pudieron considerarse como tales. Debido a ello se optó por adherir dos bandas extensométricas en cada dirección, colocadas en puntos opuestos de su diámetro (en base a esta afirmación se obtuvieron registros de deformación a 0° y a 180°, a 90° y a 270° y a 225° y a 45° con la horizontal). El cambio de metodología apuntado fue drástico para la reducción de ensayos fallidos o incoherentes. En este caso, los ensayos aceptables alcanzaron un 80%.

Finalmente, a la luz de los resultados, tanto de laboratorio como del análisis por elementos finitos, los autores consideraron que se había producido un gran avance en la comprobación experimental y puesta a punto del método. Si bien plantearon la necesidad de enfocar una metodología Round Robin para comprobar y analizar la repetitividad de resultados. Igualmente plantearon que, en un futuro, debía de considerarse la posibilidad de registrar las deformaciones mediante métodos no eléctricos.

A modo de aclaración para el lector no familiarizado con el concepto Round Robin, referir que se trata de un procedimiento de investigación que consiste en la realización de un conjunto de ensayos idénticos por parte de diversos grupos de investigación, dirigidos a la deducción de una Ley de Comportamiento o a la elaboración de un procedimiento de ensayo. De modo práctico, el objetivo final no es sólo y exclusivamente establecer una ley constitutiva o comprobar una técnica de ensayo sino, también y además, la obtención de un “Margen de Error” de lo que se pretende establecer. De alguna manera, sustituye al proceso de obtención de una “nube de resultados” por parte de un único grupo de investigación, trabajo que sería inalcanzable económica y estratégicamente.

#### **2.2.2.3.2 Campaña experimental en laboratorio sobre un muro de fábrica de sillería y otro de ladrillo construidos al efecto. 2003-06**

Continuando con el desarrollo experimental de la metodología, en el Proyecto de Investigación con referencia MAT2000-0059-P4-02 (proyecto SICEXPAR) se puso a punto el método en muros de fábrica (Sánchez-Beitia 2006). De esta forma fueron construidos y ensayados en laboratorio un muro de fábrica de sillería y uno de fábrica de ladrillo con la finalidad de comprobar el método antes de comenzar a realizar ensayos de campo.

La comprobación consistía en aplicar a cada muro un nivel tensional conocido que permitiese compararlo con los resultados obtenidos mediante la técnica Hole Drilling.

##### **2.2.2.3.2.1 Fábrica de sillería.**

Sobre una circunferencia de 8.8 cm de diámetro fueron pegadas las galgas extensométricas y, posteriormente, conectadas a un data logger con el que se midieron las fluctuaciones en torno a cero hasta su estabilización. Una vez alcanzada ésta, se realizó una perforación de 3.6 cm de diámetro y 3.6 cm de profundidad concéntrico con la circunferencia de posicionamiento de las bandas (Sánchez-Beitia 2006).

En las Fig. 2.219-2.221 puede comprobarse el aspecto general de la fábrica de sillería construida y ensayada en laboratorio.

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



Fig. 2.219: Aspecto general de la sillería construida y ensayada en laboratorio.



Figura 2.220 y 2.221: Aspecto general de la sillería construida y ensayada en laboratorio (Cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

En base a la geometría del taladro ( $d = 3.6 \text{ cm}$ ) y de la circunferencia de posicionamiento de las galgas ( $D = 8.8 \text{ cm}$ ), pudieron estimarse los parámetros adimensionales  $a$  y  $b$  (ASTM 837-95:  $a = 0.2$  y  $b = 0.5$ ).

Igualmente, se obtuvieron las características mecánicas de la piedra soporte de las galgas arrojando unos valores del módulo de elasticidad de  $28,250 \text{ N/mm}^2$  y un coeficiente de Poisson de  $0.18$ .

En base a los valores referidos se estimaron las constantes  $A_t = -16.7 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_t = -35.4$

$$\frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}.$$

## 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, también fueron obtenidas las constantes experimentales, sobre dos sillares a nivel individual ( $A_s = -11 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_s = -20 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$ ) y sobre un tercer sillar individual pero actuando el ensayo sobre el muro conjunto ( $A_s = -11 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_s = -28 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$ ).

Suscitando un nivel tensional de compresión del orden de los 1.8 - 2 N/mm<sup>2</sup> en el muro se obtuvieron los niveles tensionales verticales, mediante la técnica Hole Drilling (Fig. 2.222 y 2.223), en un sillar componente del mismo, por ambos lados. Dichos niveles tensionales obtenidos fueron bastante uniformes en ambas caras del muro, alcanzando un valor de de 1.48 N/mm<sup>2</sup> (con  $A_t$  y  $B_t$ ) y del orden de 2.0 N/mm<sup>2</sup> (con  $A_s$  y  $B_s$ ). Se remite al lector al apartado 2.2.1.8 “Desarrollos y aplicaciones más significativas de las técnicas de gato plano en España” para una consulta más detallada de los ensayos hole drilling realizados.



Fig. 2.222: Instante durante la instalación de las galgas extensométricas en un sillar para la ejecución de un ensayo de hole drilling (Proyecto SICEXPAR, cortesía GEOCISA).

Fig. 2.223: Aspecto de un ensayo hole drilling ejecutado en un sillar de arenisca (Proyecto SICEXPAR, cortesía GEOCISA).

### 2.2.2.3.2.2 Fábrica de ladrillo

Sobre una circunferencia de 12 cm de diámetro fueron pegadas las galgas extensométricas y, posteriormente, conectadas a un datta logger con e el que se midieron las fluctuaciones en torno a cero hasta su estabilización (Fig. 2.224). Una vez alcanzada ésta, se realizó una perforación de 3.6 cm de diámetro y 4.8 cm de profundidad concéntrica con la circunferencia de posicionamiento de las bandas (Sánchez-Beitia 2006 y 2007).

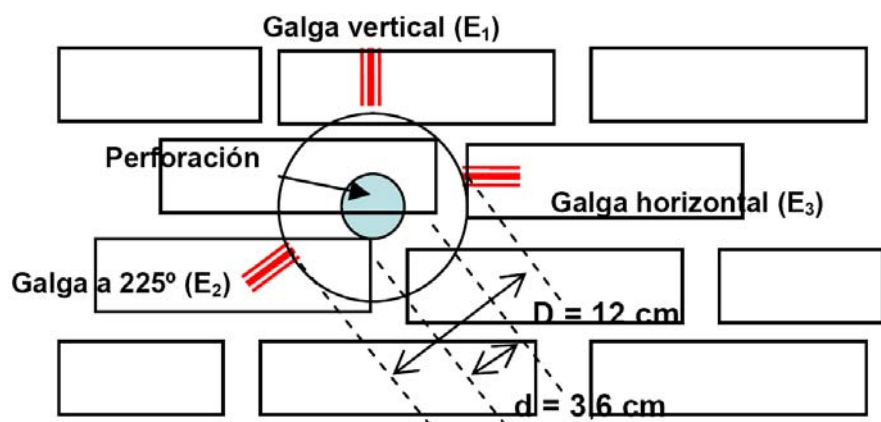


Fig. 2.224: Disposición de las galgas extensométricas en una fábrica de ladrillo. Las galgas extensométricas fueron situadas en una superficie previamente pulida.

Al igual que en caso de la sillería, el objetivo del ensayo fue comparar la tensión aplicada con la deducida experimentalmente mediante la técnica Hole Drilling.



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

El muro de ladrillo, de una hoja, tenía una dimensiones de 2.195 m de altura, 1.91 m de largo y 0.24 m de espesor (Fig. 2.225 y 2.226). Los ladrillos tenían dimensiones de 24 cm de largo, 11.5 cm de ancho y 3.5 cm de alto.

Con la finalidad de verificar la “calidad” de la transmisión de la carga a través del marco metálico a la fábrica, se dispusieron una serie de transductores ópticos en ambos lados del muro, detectándose que el sistema no transmitía la carga uniformemente por las dos caras (circunstancia que motiva una cierta flexión en el muro).



Fig. 2.225 y 2.226: Vistas de la fábrica de ladrillo y del sistema de carga (cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

Debido a las dimensiones del espécimen, tanto el taladro como la circunferencia de posicionamiento de las galgas incluían dos materiales: ladrillo y mortero. Esto significa las constantes A y B debían de referirse al conjunto de la fábrica (compuesta por ladrillo y por mortero). Fue por ello que, con el objetivo de estimar las características mecánicas de la fábrica en su conjunto, previamente a la ejecución del ensayo de hole drilling, el muro de fábrica fue cargado con un nivel tensional de compresión de  $1.96 \text{ N/mm}^2$  registrando las deformaciones medidas por 16 transductores ópticos localizados en diversas áreas del muro. Se obtuvo un valor promedio de  $4,700 \text{ MPa}$  para el módulo de elasticidad, así como una variación de los niveles tensionales de las dos caras del muro entre  $1.56 \text{ N/mm}^2$  y  $2.28 \text{ N/mm}^2$ . De acuerdo con experiencias previas se adoptó un coeficiente de Poisson de 0.15.

El motivo de emplear una circunferencia de 12 cm de diámetro, para la ubicación de las galgas, se debe a que el mortero no es un emplazamiento adecuado para adherir las galgas, así como tampoco suele serlo para centrar el taladro. Ello supuso que la profundidad del taladro fuese de 4.8 cm (0.4 veces el diámetro definido por la circunferencia en que se posicionaron las galgas, Barrallo et al. 1994 y 1999). Dado que era conocida la relación entre d (diámetro del taladro) y D (diámetro de la circunferencia de posicionamiento de las galgas), pudieron estimarse los

parámetros a y b (ASTM 837-95:  $a = 0.111$  y  $b = 0.288$ ) y, por ende, los  $A_t = -55 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_t = -120 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$ .

De la misma forma, las constantes experimentales  $A_s$  y  $B_s$  no podían deducirse a partir de un ladrillo unitario, en tanto que el taladro afectaba tanto al ladrillo como al mortero. Para deducir dichas constantes se actuó sobre la fábrica en su conjunto, para lo cuál fue cargada con un nivel tensional de  $0.8 \text{ N/mm}^2$ . Fueron dispuestas 4 galgas extensométricas (dos en cada lado) para registrar las deformaciones en varios procesos de carga y descarga antes y después del

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

taladrado. En base al procedimiento descrito por la ASTM 837-95 se obtuvieron las constantes en ambos lados del muro. Para el lado E:  $A_{sE} = - 50 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_{sE} = - 75 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$ , mientras que para el lado I  $A_{sI} = - 37,5 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_{sI} = - 97,5 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$ . La diferencia entre ambos lados pudo ser causa de la transmisión de cargas no uniforme ya referida.

Las proporciones de ladrillo y mortero perforado pudieron contribuir a estas diferencias. En cualquier caso los taladros se realizaron cuidadosamente para eliminar una proporción similar de ladrillo y de mortero en ambos lados.

Los valores medios adoptados, en ambos lados, fueron:  $A_s = - 44 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$  y  $B_s = - 86 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}$ .

Se analizaron dos áreas de ladrillo, una en cada cara, (denominadas lado E y lado I) suscitando un nivel tensional de compresión en el muro de  $0.8 \text{ N/mm}^2$ .

En el lado E se obtuvo, mediante la técnica de hole drilling, una compresión vertical de  $0.78 \text{ MPa}$  (considerando  $A_s$  y  $B_s$ ) y  $0.56$  (considerando  $A_t$  y  $B_t$ ). Por su parte en el lado I se obtuvo un nivel de tensión vertical de compresión de  $0.60 \text{ MPa}$  (considerando  $A_s$  y  $B_s$ ) y  $0.43$  (considerando  $A_t$  y  $B_t$ ).

El hecho de la dificultad encontrada durante el ensayo de producir un estado de tensiones vertical uniforme (los niveles tensionales cambiaban en  $\pm 20\%$  de unas áreas de muro a otras) en todo el muro hizo muy complicado conseguir una referencia del valor real de la tensión para poderlo comparar con los resultados de la técnica Hole Drilling.

La construcción de un espécimen de ladrillo y mortero que reproduzca las características de una construcción de ladrillo in situ es muy complicada. Igualmente, es necesario tener en cuenta la proporción de ladrillo y de mortero afectada durante el taladrado dado que las deformaciones registradas varían en relación con la cantidad eliminada de cada componente. Esto también afecta a los valores de  $A_s$  y  $B_s$ .

Finalmente, al igual que ocurrió en otros trabajos previos (Barrallo et al. 1994, 1997 y 1999; Sánchez-Beitia et al. 2002; Sánchez-Beitia 2007b y 2003; ONSITEFORMASONRY 2006) pudo comprobarse que los niveles tensionales obtenidos tanto en el muro de sillería como en el de ladrillo mediante  $A_t$  y  $B_t$  fueron menores que los alcanzados con las constantes  $A_s$  y  $B_s$ .

Se remite al lector al apartado 2.2.1.8 “Desarrollos y aplicaciones más significativas de las técnicas de gato plano en España” para una consulta más detallada de los ensayos hole drilling realizados en el muro de sillería y ladrillo referidos.

### **2.2.2.4 Aplicaciones prácticas in situ de la Técnica Hole Drilling.**

A modo introductorio, se presenta la Tabla 2.52 en la que se sintetizan las aplicaciones prácticas in situ, en construcciones del patrimonio construido, de la técnica Hole Drilling.

#### **2.2.2.4.1 Catedral de Santa María de Vitoria (España). 1994-95.**

Se analizaron 6 puntos de los elementos estructurales (dos contrafuertes y dos pilares) que separan el primer y segundo tramo desde el Altar Mayor hacia los pies del Templo (Sánchez Beitia et al. 1999).

Los resultados presentaron una gran dispersión en cuanto al nivel de cargas, circunstancia que, a juicio de los autores, se correspondía con la gran heterogeneidad que presentan las diferentes fábricas del Templo. Igualmente aluden a que este fenómeno también se observó en los resultados obtenidos mediante la técnica de los gatos planos, dado que en los puntos en los que se realizaron se obtuvieron unos resultados similares con los alcanzados mediante la técnica Hole Drilling. Finalmente, se alude a que la simulación por Elementos Finitos realizada con la morfología real del Templo permitió deducir un estado tensional similar.



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

Tabla 2.52: Aplicaciones prácticas in situ de la Técnica Hole Drilling.

<b>Campaña experimental</b>	<b>Año de ejecución</b>	<b>Tipo de fábrica</b>	<b>Material componente</b>	<b>Referencias</b>
Catedral de Santa María de Vitoria (España)	1994 y 1995	Sillería	Arenisca	Sánchez Beitia et al. (1999)
Casa Botines de León (España)	1995	Sillería	Arenisca	Sánchez Beitia et al. (1999) Sánchez-Beitia (2006)
Iglesia de la Asunción del Monasterio de Yuso en San Millán de la Cogolla, La Rioja (España)	1996	Sillería	Arenisca	Sánchez Beitia et al. (1999) Sánchez-Beitia (2006)
Murallas de Fuenterrabía, Guipúzcoa (España)	1997	Sillería	Arenisca	Barrallo et al. (1997) Sánchez Beitia et al. (1999) Sánchez-Beitia (2006)
Acueducto del Sultán El Ghouri en El Cairo (Egipto).	1998	Sillería	Arenisca	Sánchez Beitia et al. (1999) Sánchez-Beitia (2006)
Altos Museo de Berlín (Alemania)	2004	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia (2007b) Sánchez-Beitia (2006)
Colegiata de Toro, Zamora (España)	2005	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia (2006)
Iglesia-Fortaleza de Turégano, Segovia (España)	2005	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia (2006)
Catedral de Tarazona, Zaragoza (España)	2006	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia y Schueremans (2009a) Sánchez-Beitia (2008) Sánchez-Beitia (2006)
Catedral gótica de Barcelona (España)	2006	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia (2006)
Palacio renacentista granadino, Carrera del Darro 25	2006	Ladrillo	Ladrillo	---
Iglesia del Pí, Barcelona (España)	2007	Sillería	Arenisca	---
Iglesia de Saint Jakobs en Lovaina (Bélgica)	2007	Sillería	Arenisca	Sánchez Beitia (2007a) Sánchez Beitia et al. (2009) Sánchez-Beitia y Schueremans (2009a) Sánchez-Beitia (2006)
Santa María del Mar de Barcelona (España)	2007	Sillería	Arenisca	Sánchez-Beitia et al. (2008a) Roca (2009) Roca (2009a)
Catedral de Palma de Mallorca (España)	2007	Sillería	Arenisca	Roca (2009) Roca (2009a)

#### **2.2.2.4.2 Casa Botines de León (España). 1995**

En este Monumento (Fig. 2.227) se analizó uno de los machones de fachada que separan dos ventanales con vidriera de la primera planta (Sánchez Beitia et al. 1999; Sánchez-Beitia 2006).

Según ensayos de laboratorio realizados el coeficiente de Poisson del material soporte de las galgas fue de 0.33 y el módulo de elasticidad de 10,000 MPa. El promedio de las cargas obtenidas sobre los cuatro puntos de ensayo coincidió con los resultados obtenidos mediante la utilización de gatos planos. No obstante según el método Hole Drilling, se intuyó un nivel de cargas inferior en el interior del edificio con respecto al del exterior, circunstancia que a juicio de los autores podría deberse a un estado de flexión.



Fig. 2.227: Vista general de la Casa Botines (León, España).

Fig. 2.228: Detalle del coro alto de la iglesia de la asunción del Monasterio de San Millán de la Cogolla (La Rioja, España)

#### **2.2.2.4.3 Iglesia de la asunción del Monasterio de San Millán de la Cogolla (La Rioja, España). Patrimonio de la Humanidad. 1996.**

Se analizaron los cuatro pilares del primer tramo a continuación del Coro Alto (Fig. 2.228) desde los pies del Templo (Sánchez-Beitia et al. 1999; Sánchez-Beitia 2006).

Se estimaron valores de tensión no coincidentes en puntos del mismo pilar, circunstancia que a juicio de los autores podría sugerir que la carga que soporta dicho elemento estructural no es uniforme, dando lugar a sollicitaciones complejas. Este fenómeno se observó en los cuatro pilares analizados aun cuando el primero guardaba una mayor uniformidad.

El promedio de las tensiones verticales de dos de los pilares, opuestos por una diagonal, fue de entre 2.5 y 3.5 MPa, mientras que el de los otros dos pilares fue 2.0 MPa. Los autores interpretaron dicho resultado como que la bóveda que descansa sobre estos cuatro pilares no cargaba uniformemente según las diagonales.

Finalmente, en uno de los puntos ensayados se detectó una tensión de compresión sorprendentemente alta circunstancia que, a juicio de los autores, se relaciona con que este pilar era el único en el que se observan fisuraciones por agotamiento del material. El módulo de elasticidad obtenido en laboratorio para el material soporte de las galgas fue de 12,000 MPa y el del coeficiente de Poisson es de 0.26.

#### **2.2.2.4.4 Murallas de Fuenterrabía (Guipúzcoa, España). 1997.**

Se dedujeron los esfuerzos que soportaban cuatro puntos del lienzo norte de la muralla (Barrallo et al. 1997; Sánchez-Beitia et al. 1999; Sánchez-Beitia 2006), Fig. 2.229 y 2.230. Dos de ellos localizados sobre sillares a pié de paño, sin ausencia de material sobre ellos hasta la coronación del lienzo, pero con zonas a derecha e izquierda donde se apreciaba la desaparición de gran cantidad de sillares.

Los valores de tensión obtenidos, alrededor de los 3.0 MPa, fueron elevados y, a juicio de los autores, explicaban el hecho de que la zona analizada tenía a derecha e izquierda ausencia de

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

material y consecuentemente una pequeña sección resistente recogía la carga de una amplia zona por encima de ella, por ello que los niveles tensionales fueran tan elevados.



Fig. 2.229: Aspecto general de la zona de ensayo, se aprecia la carencia de sillares a ambos lados de la misma.

Fig. 2.230: Instante tomado durante el proceso de taladrado (cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

Los otros dos puntos analizados se ubicaban en una zona en estado precario de desplome, sin material sobre ella. Se detectó que dichos puntos se hallaban descargados.

El módulo de elasticidad de la piedra de las murallas de Hondarribia es de 4,000 MPa y el coeficiente de Poisson es de 0.30 según ensayos realizados al efecto.

#### **2.2.2.4.5 Acueducto del Sultán El Ghouri (El Cairo, Egipto). 1998.**

El Método Donostia se utilizó sobre el pilar situado entre el primer y segundo arco desde la toma de agua del río, Fig. 2.231 y 2.232, deduciendo las tensiones principales en cuatro puntos situados sobre las cuatro caras del elemento estructural (Sánchez-Beitia et al. 1999; Sánchez-Beitia 2006).

Mediante ensayos en laboratorio se obtuvo que el módulo de elasticidad de la piedra soporte de las galgas tiene un valor de 8,000 MPa y el coeficiente de Poisson de 0.25.

El promedio de las cargas verticales sobre las cuatro caras del pilar fue de aproximadamente 1.00 MPa, resultado totalmente coherente a juicio de los autores.



Fig. 2.231: Aspecto general del Acueducto del Sultán El Ghouri (El Cairo, Egipto).

Fig. 2.232: Ensayo de Hole Drilling una vez finalizado (cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

#### **2.2.2.4.6 Altes Museum de Berlín (Alemania). 2004.**

En Sánchez-Beitia (2007b y 2006) se recoge la campaña experimental desarrollada mediante Hole Drilling en los elementos estructurales del sótano del Altes Museum de Berlín (Fig. 2.233 y 2.234).



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



Fig. 2.233: Aspecto General del Altes Museum de Berlín (Alemania).

Fig. 2.234: Aspecto de la zona de sótano donde se realizó la campaña experimental desarrollada mediante Hole Drilling (Cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

Como ya se ha comentado a lo largo de la exposición de este estado del arte, para la obtención de los niveles tensionales de servicio a partir de las deformaciones registradas durante el ensayo es necesario estimar unas constantes, bien apoyadas en las características mecánicas del material soporte de las galgas (dando lugar a las denominadas  $A_t$  y  $B_t$ ) o bien estimando dichas constantes experimentalmente ( $A_s$  y  $B_s$ ). Dichas constantes fueron determinadas por las dos formas mencionadas en la ASTM 837-95.

Considerando las dimensiones de las circunferencias de galgas extensométricas y el tamaño del taladro, el Estándar de la ASTM 837-95 sugiere para los valores de  $a$  y  $b$ , 0.2 y 0.5 respectivamente. Por medio de las pruebas específicas del laboratorio de compresión simple en muestras del mismo tipo de piedra a la empleada en el Altes Museum, se han obtenido un módulo de elasticidad de 22,896 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.21. Estos valores permiten deducir

$$\text{las constantes } A_t = -21 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2} \text{ y } B_t = -43 \frac{\mu\text{m/m}}{\text{N/mm}^2}.$$

Por su parte, la ASTM permite la deducción de las constantes  $A_s$  y  $B_s$  por medios experimentales. De esta forma, en una muestra (28 cm de largo y con sección rectangular de 11.4 x 14.8 cm.) del mismo tipo de piedra de los ensayos anteriores, se colocaron 3 galgas extensométricas (Fig. 2.235). Dos de ellas (la vertical y la horizontal) fueron empleadas para deducir las tensiones  $E_{vb}$ ,  $E_{va}$ ,  $E_{hb}$  y  $E_{ha}$ ; entretanto la tercera se empleó para hacer una comprobación adicional en la máquina de compresión en el laboratorio adoptando el método Donosita (Fig. 2.236).

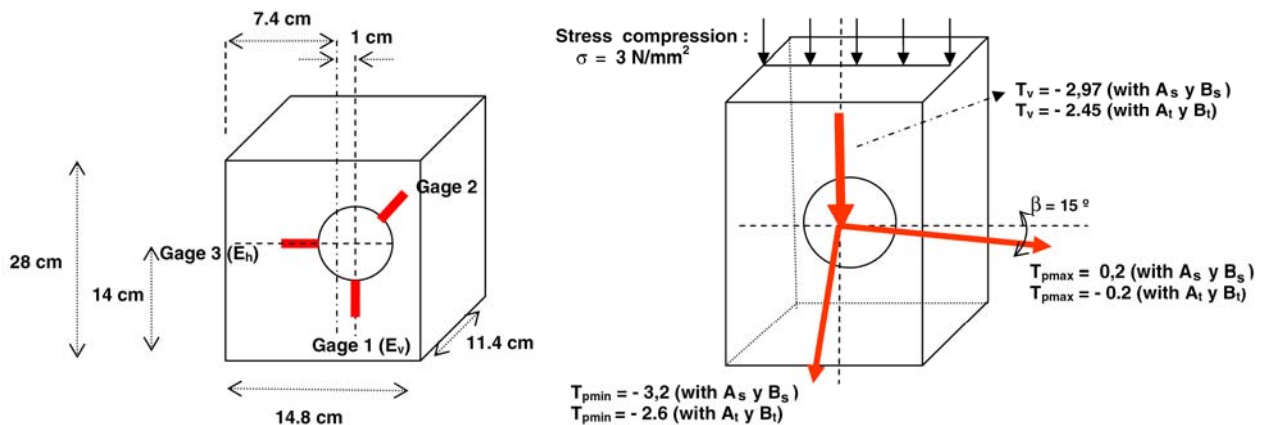


Fig. 2.235: Geometría y disposición de las galgas para obtener  $E_{vb}$ ,  $E_{va}$ ,  $E_{hb}$  y  $E_{ha}$ .

Fig. 2.236: Resultados de la comprobación realizada en laboratorio. Puede observarse que el estado tensional teórico de contraste era de  $3 \text{ N/mm}^2$ , alcanzándose un valor del estado tensional a compresión vertical de 2.97 (con  $A_s$  y  $B_s$ ) y de 2.45 (con  $A_t$  y  $B_t$ ).

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

De acuerdo con los resultados mostrados en la Fig. 2.236, se puede afirmar que las constantes  $A_s$  y  $B_s$  permiten deducir los valores para las tensiones principales más cercanas para la tensión aplicada en una muestra de caliza similar al Altes Museum.

En este caso, a juicio del autor, la inclinación registrada del las tensiones principales ( $15^\circ$ ) puede ser debida a la superficie de la muestra y a que los platos de la máquina de carga en el laboratorio no sean perfectamente paralelos. Otra fuente de error puede deberse a una inclinación imperfecta de las galgas extensométricas que son adheridas manualmente.

En todo caso, estas pruebas de laboratorio aseguran, en este caso, que el Método Donostia con las constantes  $A_s$  y  $B_s$  facilitan resultados aceptables y pueden ser considerados como referencia para la validez del método en esta investigación.

De las deformaciones registradas por las galgas extensométricas, sólo se consideraron como validos aquellos registros en los que las fluctuaciones del valor final eran más pequeñas de  $5 \mu\text{m}/\text{m}$ . De acuerdo con la experiencia previa, una fluctuación mayor es anómala y excesiva.

En base a lo referido, en el punto de control 1, solo se tomaron dos combinaciones de galgas para estimar el nivel tensional en servicio arrojando un valor medio de 1.02 MPa (compresión).

Por su parte, en el punto de control 2, fueron cinco combinaciones de las ocho posibles las que mostraron fluctuaciones de las galgas menores de 5 microstrain ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ). En este caso el promedio del nivel tensional en servicio en dicho punto fue una compresión de 1.46 MPa.

Finalmente, en el punto de control 3, fueron tres combinaciones las que se mostraron como adecuadas. En este caso el promedio del nivel tensional en servicio en dicho punto fue una compresión de 0.80 MPa.

Los resultados obtenidos en los tres puntos fueron coherentes. Más aún teniendo en cuenta que, dentro del Proyecto Europeo ONSITEFORMASONRY (ONSITEFORMASONRY 2006), las dos zonas próximas a los puntos 2 y 3 fueron analizados mediante la técnica de gatos planos, obteniéndose para el punto 2 una compresión vertical de  $1.5 \text{ N}/\text{mm}^2$  y, para el punto 3, un valor de  $0.9 \text{ N}/\text{mm}^2$ . Ambos resultados son muy similares a los obtenidos por medio del Método Donostia (Fig. 2.237-2.239).

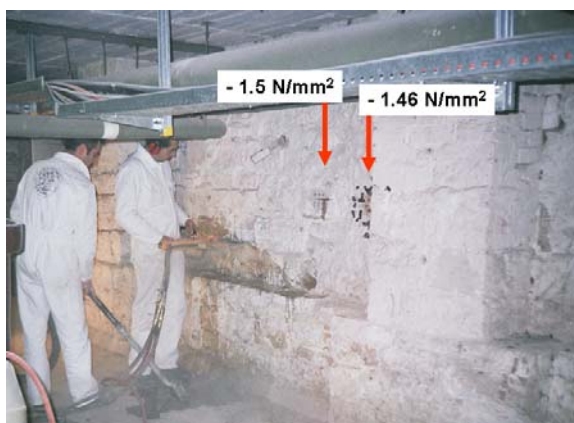


Fig. 2.237: Comparativa de los resultados alcanzados mediante Gato Plano Simple y Hole Drilling en el punto 2.

Fig. 2.238: Instante durante la ejecución del ensayo de Gato Plano Simple llevado a cabo por Geocisa en el punto de control 3.

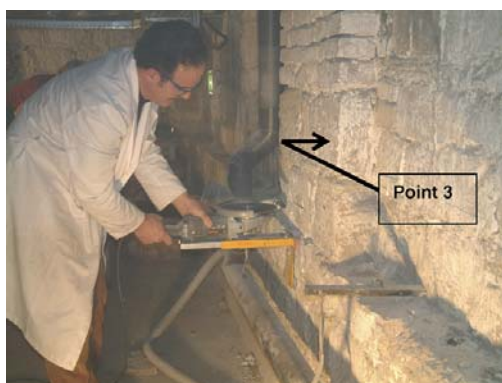
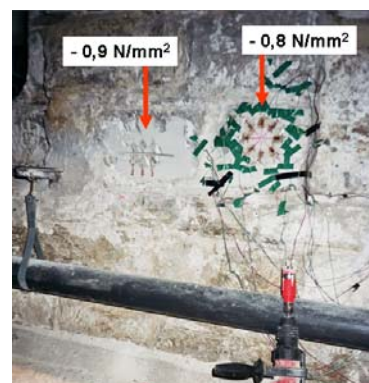


Fig. 2.239: Comparativa de los resultados alcanzados mediante Gato Plano Simple y Hole Drilling en el punto 3 (cortesía Prof. Sanchez-Beitia).





#### **2.2.2.4.7 Colegiata de Toro (Zamora, España). 2005.**

En la Fig. 2.240 se ilustra una perspectiva general de la Colegiata de Toro (Zamora), mientras en la Fig. 2.241 se representan dos de los ensayos realizados, uno de gato plano simple y otro hole drilling.

Se remite al lector al apartado 2.2.1.8 “Desarrollos y aplicaciones más significativas de las técnicas de gato plano en España” para una consulta detallada de los resultados de los ensayos realizados.



Fig. 2.240: Vista general de la colegiata de Toro (Zamora).

Fig. 2.241: Detalle de una zona de ensayo, se aprecia la ejecución de un ensayo de gato plano simple, a cargo de Geocisa, y un hole drilling, a cargo del Prof. Sánchez Beitia.

#### **2.2.2.4.8 Iglesia-Fortaleza de Turégano (Segovia, España). 2005.**

En la Fig. 2.242 se ilustra una perspectiva general de la Iglesia-Fortaleza de Turégano (Segovia), mientras en la Fig. 2.243 se representa un ensayo hole drilling.

Se remite al lector al apartado 2.2.1.8 “Desarrollos y aplicaciones más significativas de las técnicas de gato plano en España” para una consulta detallada de los resultados de los ensayos realizados.



Fig. 2.242: Vista general de la iglesia-fortaleza de Turégano (Segovia).

Fig. 2.243: Detalle de una zona de ensayo mediante hole drilling (Cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

#### **2.2.2.4.9 Catedral de Tarazona (Zaragoza, España). 2006.**

La aplicación de la técnica hole drilling en la Catedral de Tarazona (Zaragoza-España) se concentró en el análisis de los cuatro pilares del crucero (Sánchez-Beitia y Schueremans 2009a; Sánchez-Beitia 2008 y 2006). El Monumento (del Siglo XIII) es una Catedral excelente, no conocida muy bien porque hace 25 años que fue cerrada por su alarmante situación estructural. En el Siglo XVI, la cúpula gótica original se reemplazó por una nueva bóveda más cargada (cimborrio, Fig. 2.244) modificando las transmisiones de las cargas en la construcción. La nueva bóveda y los cuatro pilares que transmiten su peso han sido fijados mediante una estructura metálica (Fig. 2.245) desde el momento en que la catedral fue clausurada.

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

Los ensayos llevados a cabo hicieron posible deducir los niveles tensionales en cada pilar.

Fig. 2.244. Cimborrio de la Catedral de Tarazona (Zaragoza-España).



Fig. 2.245. Entramado metálico bajo el cimborrio de la Catedral de Tarazona.



El módulo de elasticidad (6,000 MPa) y el coeficiente de Poisson (0.20) fueron deducidos mediante ensayos de laboratorio empleando muestras de arenisca de calidad similar al localizado en la construcción. Éstos valores, junto con los parámetros adimensionales  $a$  y  $b$  (ASTM 837-95), permitieron obtener las constantes  $A_t$  y  $B_t$ .

Una vez finalizado el ensayo sólo se consideraron cuatro grupos de galgas extensométricas como validas en cada uno de los pilares, puesto que sólo estas registraban una fluctuación menor de 5  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

En base a dichas deformaciones y constantes, se obtuvo un nivel tensional de compresión en servicio promedio de 2.7 MPa en el pilar Sureste del crucero, 7.15 MPa en el Noreste, 1.43 MPa en el Noroeste, y 1.15 MPa en el Suroeste. Los resultados indicados presentaron una gran uniformidad para cada uno de los puntos analizados.

Los dos pilares del lado del ábside (Este) presentaban tensiones elevadas de compresión, considerando que los otros dos pilares alcanzaban un nivel mucho menor de carga. A juicio del autor, el elevado nivel de carga del pilar Noreste del crucero del templo no sorprendió a los técnicos responsables de la restauración de la catedral, considerando que dicho nivel de tensiones era una de las razones del alarmante estado estructural del monumento.

#### **2.2.2.4.10 Catedral gótica de Barcelona (España). 2006.**

En las Fig. 2.246-2.247 se ilustran distintas perspectivas de la Catedral, en diferentes épocas.

En la Fig. 2.248 se presenta un detalle del emplazamiento donde fueron ejecutados los ensayos.

No se ha tenido acceso a los resultados experimentales obtenidos.



Fig. 2.246: La fachada de la Catedral de la Santa Cruz y Santa Eulalia antes de su finalización (fotografía de 1880).



Fig. 2.247: Aspecto general actual de la Catedral gótica de Barcelona.



Fig. 2.248: Detalle del emplazamiento de los ensayos de hole drilling (Cortesía Prof. Sanchez-Beitia).

#### **2.2.2.4.11 Palacio renacentista granadino, Carrera del Darro 25. 2006.**

En las Fig. 2.249 y 2.250 se presentan sendas fotografías de dos de las fachadas del inmueble.

Se remite al lector al apartado 2.2.1.8 “Desarrollos y aplicaciones más significativas de las técnicas de gato plano en España” para una consulta detallada de los resultados de los ensayos hole drilling realizados.

Fig. 2.249: Fachada principal actual del palacio de Carrera del Darro 25 (Granada)



Fig. 2.250: Vista del edificio de Carrera del Darro 25 (Granada) sobre el callejón, paralelo al río Darro, que se encuentra cerrado al público.



#### **2.2.2.4.12 Iglesia de Saint Jakobs en Lovaina (Bélgica). 2007.**

En dicha iglesia (Fig. 2.251 y 2.252) se analizaron dos pilares, uno de ellos se encontraba bajo el coro a los pies del Templo mientras que el otro era el de esquina de la nave central y el transepto (Sánchez-Beitia 2007a; Sánchez-Beitia et al. 2009; Sánchez-Beitia y Schueremans 2009a).



Fig. 2.251: Aspecto General de al iglesia de Saint Jakobs en Lovaina (Bélgica).

Fig. 2.252: Perspectiva del abovedado de la iglesia.



La tensión vertical en servicio encontrada en el pilar bajo el coro fue de 2.30 MPa, mientras que en el pilar de esquina fue del orden de 1.80 MPa (obviamente ambas de compresión).

De la misma forma, como contraste, se obtuvieron los niveles tensionales de forma analítica alcanzando valores respectivos de 2.14 MPa y 1.37 MPa.

#### **2.2.2.4.13 Santa María del Mar de Barcelona (España). 2007.**

La Basílica de Santa María del Mar constituye uno de lo exponentes más significativos del gótico catalán (Fig. 2.253). Estructuralmente, presenta remarcables innovaciones (en gran parte deudoras de la catedral de Barcelona) orientadas a la consecución formal de un espacio diáfano de carácter basilical (Fig. 2.254). Entre éstas cabe destacar el uso de bóvedas de crucería de planta cuadrada, la formación de pilares sensiblemente esbeltos y de sección maciza (es decir, enteramente contruidos a base de grandes sillares) y la elevación de las bóvedas laterales hasta casi alcanzar la altura de las centrales. De hecho, las bóvedas laterales se hallan adecuadamente dispuestas en altura para recoger el empuje de las bóvedas centrales y llevarlo eficazmente hasta



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

los contrafuertes, trabajando a la manera de unos eficientes arbotantes (Fig. 2.255). Ello da lugar a una estructura más compacta que no precisa de elementos estructurales exentos tales como arbotantes.



Fig. 2.253: Acceso principal a Santa María del Mar de Barcelona.

Fig. 2.254: Vista general del interior de Santa María del Mar de Barcelona.

Fig. 2.255: Aspecto de las cubiertas de la nave lateral del lado del evangelio (Iglesia de Santa María del Mar de Barcelona).

Se dedujeron experimentalmente los esfuerzos reales que soportaba el pilar Sureste de la segunda crujía de la nave central, desde la cabecera del Templo, Fig. 2.256, (Sánchez-Beitia et al. 2008a; Roca 2009 y 2009a).

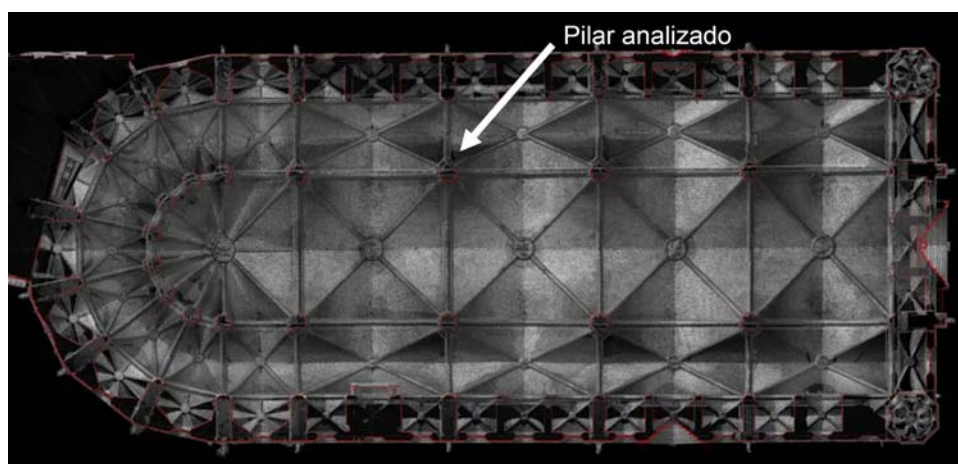


Fig. 2.256: Planta a cota de cubiertas de la nave central de la Iglesia de Santa María del Mar de Barcelona.

No se consideró pertinente emplear el ensayo de Gato Plano en tanto que dadas las dimensiones y el compromiso estructural del pilar analizado, esta técnica obligaría a descargar considerablemente, para cada punto de análisis, un sillar completo de los cinco que conformaban la sección. Por este motivo se consideró adecuado emplear la técnica de Hole Drilling, si bien, de modo complementario, se dedujeron las tensiones analíticamente mediante estática gráfica. Finalmente, aludir a que con posterioridad a la fecha de publicación de los resultados de los ensayos (Sánchez-Beitia et al. 2008a), se trabajó en la modelización y el análisis no lineal de la estructura por elementos finitos bajo carga gravitatoria y sismo, resultados que parcialmente se encuentran recogidos en las referencias (Roca 2009 y 2009a).

En el pilar relacionado, de sección octogonal, se analizaron tres puntos situados en tres caras distintas del mismo. En los tres casos se detectó una banda extensométrica cuyos valores fueron anómalos y que tuvo que ser eliminada del análisis. El autor postula que la razón de la anomalía pueda deberse a una causa postural en el proceso de pegado de las bandas extensométricas.

Igualmente, a partir de ensayos previos, se obtuvo un módulo de elasticidad de la piedra soporte de las galgas de 10,000 MPa.

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

Finalmente, para cada punto experimental se pudo obtener 5 valores diferentes de un mismo estado tensional de los que pudo extraerse un valor promedio con una dispersión menor del 10%.

En el Punto 1 se dedujeron unas compresiones de 3.8 MPa, en el Punto 2 se obtuvo un estado tensional de 2 MPa, mientras que en el Punto 3 se estimó un valor promedio de 3 MPa. La compresión promedio en el pilar fue de 2.9 MPa, presentando la línea de presiones una excentricidad de 4 cm, prácticamente centrada (Roca 2009a), circunstancia que fue refrendada tanto mediante la deducción analítica de las cargas transmitidas al pilar por Estática Gráfica (en la que el estado tensional deducido para el pilar analizado fue muy próximo a 3 MPa, considerando unos pesos específicos de fábrica y rellenos de valor  $22 \text{ KN/m}^3$  y  $15 \text{ KN/m}^3$  respectivamente), y mediante los métodos numéricos desarrollados (Fig. 2.257 y 2.258).

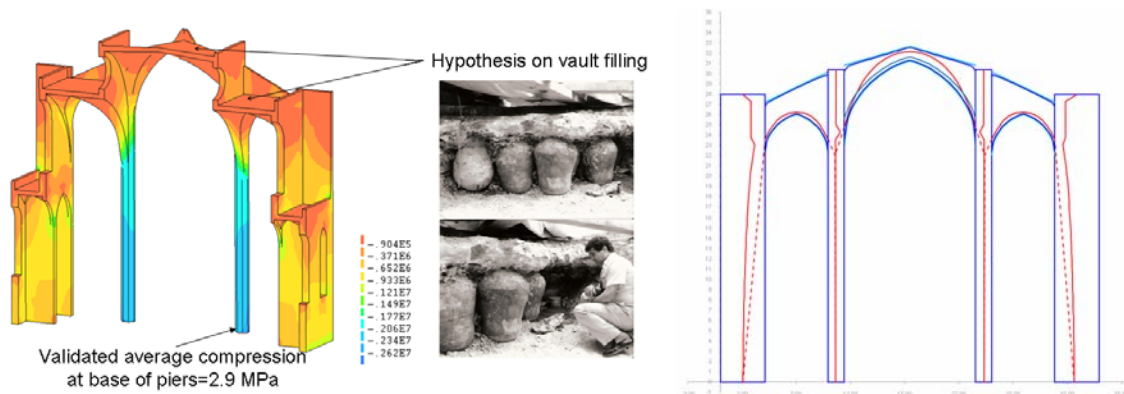


Fig. 2.257 y 2.258: Validación del modelo de Elementos Finitos (tensiones en Pa) y selección de la línea de empujes presente en el templo mediante ensayos de Hole Drilling realizados en la base de un pilar de Santa María del Mar de Barcelona (cortesía Prof. Roca).

Finalmente, referir que los ensayos de Hole Drilling fueron útiles para discernir, de entre las múltiples soluciones que ofrece el análisis límite, la línea de empujes presente en el templo.

### **2.2.2.4.14 Catedral de Palma de Mallorca (España). 2007.**

En lo que respecta a la aplicación del método Hole Drilling en la Catedral de Mallorca, referir que apenas existen referencias escritas que traten la temática con profundidad (Roca 2009 y 2009a), si bien, a la vista de las figuras presentadas, cabe referir que se realizó, al menos, en uno de los arbotantes del templo (Fig. 2.259 y 2.260).

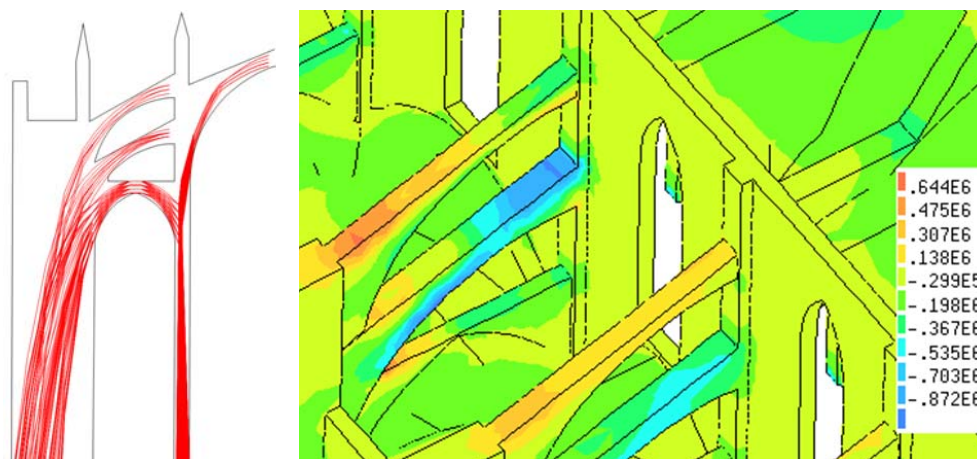


Fig. 2.259: Aspecto general de la zona de ensayo (Roca 2009a).

Fig. 2.260: Detalle de la zona de ensayo (Roca 2009a).

El método de hole drilling permitió la elección de la línea real de presiones existente en el edificio en el momento de la medición, optimizando la indeterminación a la que conduce el análisis límite (Fig. 2.261 y 2.262).





## 2.2.2.5 Otras reflexiones

### 2.2.2.5.1 Comparación con la técnica de gato plano simple.

Tanto los métodos de gato plano, como el método Hole Drilling se enmarcan en la necesidad de comprobar experimentalmente los modelos matemáticos empleados, basados fundamentalmente en el método de los Elementos Finitos (Sánchez Beitia y Barrallo 2001).

En el mundo científico únicamente se encuentra normalizada la **Técnica de los Gatos Planos (Flat Jacks)** para la medida de tensiones en elementos portantes del Patrimonio Arquitectónico (ASTM C 1196-04). Esta técnica tiene tres inconvenientes fundamentales:

- Por un lado, la carga que se mide es la proyección del tensor de tensiones del material sobre la perpendicular al plano definido por el gato, y consecuentemente es útil sólo cuando los esfuerzos tienen razonablemente el sentido perpendicular al del plano del gato.
- Otro problema es que es relativamente destructiva para el material, sobre todo en elementos constructivos esbeltos (tipo pilares o en machones de fachada), y éste es un aspecto clave a considerar en Patrimonio Arquitectónico.
- Por último, no puede obtener en ningún caso un estado de cargas a tracción.

A pesar de estos inconvenientes esta técnica tiene las siguientes ventajas:

- Aplicabilidad en elementos portantes de ciertas dimensiones y sobre todo donde la dirección de la transmisión de cargas sea razonablemente conocida.
- Aplicabilidad a todo tipo de materiales y fábricas.
- La técnica de gato plano simple proporciona el nivel de tensiones en dirección perpendicular al plano del gato sin ensayos adicionales. Además, complementando dicha metodología con la de gato plano doble pueden obtenerse el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson de la fábrica involucrada.

La técnica de **Hole Drilling en Patrimonio Arquitectónico** tiene las siguientes ventajas (Sánchez Beitia 2007):

- Es relativamente menos destructiva para elementos portantes de medianas y pequeñas dimensiones (pilares, columnillas, etc.) puesto que se elimina un redondo de 3.6 cm. de diámetro y de unos 4 cm. de profundidad.
- Permite deducir un estado tensional plano completo, siendo posible obtener, además, estados a tracción.

Como inconvenientes cabe referir que:

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

- El método requiere de una gran laboriosidad: es preciso elaborar “in situ” las rosetas y el cableado de medida. No existen accesorios estándar para el método requiriéndose de experiencia previa en su aplicación.
- Se necesita una superficie accesible y libre de al menos 20 cm. x 20 cm.
- Se dispone de pocos datos de contraste relacionados con su aplicación en zonas afectadas, durante el ensayo, por dos elementos (por ejemplo mortero y sillar a la vez), ni en fábricas de ladrillo.
- Igualmente, tampoco se disponen datos de su aplicación en mamposterías irregulares.
- El ensayo de hole drilling requiere de ensayos complementarios (obtención de constantes A y B) para la estimación del estado tensional.
- En medios científicos donde se ha presentado la técnica propuesta se menciona, como su mayor inconveniente, el carácter extremadamente local de los estados tensionales deducidos. Éstos son los estados existentes en las cercanías del taladro y no representan a priori el estado general o global de un elemento portante (p.e. pilar, contrafuerte, etc.). En este sentido, recientemente, se han encontrado situaciones en el beneficio de este carácter local cuando los datos experimentales se comparan con métodos analíticos basados en la obtención de Líneas de Presiones (Sánchez-Beitia 2007a y 2006; Sánchez-Beitia et al. 2008a; Roca 2009 y 2009a).
- Otro inconveniente está relacionado con la baja frecuencia adoptada en el registro de datos en los ensayos realizados, circunstancia que puede afectar a la precisión del resultado obtenido.

Todas las técnicas puestas a punto por la Comunidad Científica para la deducción de los esfuerzos que soporta en servicio un elemento estructural son necesarias y complementarias habiendo sido probadas en las más diversas situaciones. No obstante cada una de ellas debe de ser aplicada en los casos donde su utilidad sea la adecuada.

La técnica de los Gatos Planos puede ser aplicada en una gran cantidad de situaciones. Las ventajas de la técnica, descritas anteriormente, definen esas situaciones.

El Método Hole Drilling será aplicable donde la transmisión de cargas sea anómala, bien por la presencia de flexiones o bien en análisis “locales”. El método es imprescindible en elementos de reducidas dimensiones.

Los métodos analíticos serán útiles cuantitativamente cuando sean corroborados experimentalmente por las técnicas comentadas. En estos casos se trata de comprobar un modelo de comportamiento que reproduzca la realidad experimental en ciertos puntos previamente definidos. Una vez realizado este análisis su extrapolación o interpolación a los demás puntos de la estructura será relativamente fiable.

### **2.2.2.5.2 Diferencias con respecto a la Norma ASTM E837-95**

Como ha sido mencionado, esta Norma se emplea para la deducción de las Tensiones Residuales que se manifiestan en superficie por lo que las dimensiones experimentales son del orden de milímetros. Para esta aplicación, el procedimiento se realiza en general, sobre muestras en posición horizontal lo que permite disponer de útiles estándar de taladrado que se posicionan fácilmente sobre la muestra. El diámetro del taladro es del orden de 1 mm que se realiza de modo concéntrico con una roseta de tres galgas de 1,5 mm de diámetro. Estas rosetas se sirven prefabricadas en formato estándar.

Tanto el objeto final de la técnica propuesta como el procedimiento experimental que contiene, son por tanto muy diferentes a la técnica aquí descrita. Únicamente el concepto de eliminación de material por taladrado es común para ambos procedimientos experimentales.

## **2.2.3 Presurometría y dilatometría de componentes de fábrica.**

### **2.2.3.1 Introducción.**

El primer modelo de **presurómetro** fue desarrollado por Kogler en el año 1933 en Alemania. En la década de los 60, el ingeniero francés Louis Menard realizó avances significativos en el aparato inicial de Kogler. De vuelta a Francia, tras terminar sus estudios en la Universidad de Illinois, Menard fundó el Centre d'études Louis Menard con la finalidad de difundir la aplicación de este equipamiento. Según Paredes (2007) la primera aplicación fue realizada en la ciudad de Chicago (EEUU) con la finalidad de obtener la deformabilidad de un suelo involucrado en el proyecto de unas cimentaciones.

El ingeniero francés Jezequel desarrolló el primer presiómetro autoperforante (PAF) en el Laboratoire des Points et Chaussées (LPC), y desde entonces se han sucedido avances significativos en términos de equipamiento, metodología de interpretación, práctica y aplicación del ensayo presiométrico. Consecuentemente, grupos especializados en el desarrollo y comercialización de nuevos equipamientos fueron constituidos en todo el mundo; por citar algunos ejemplos: *Cambridge in situ*, *Fugro B.V.*, *Hogentogler*, *Rocktest*, *Texas A & M University* y la *Universidad de British Columbia*.

El ensayo presiométrico, básicamente, consiste en la expansión de una membrana flexible dentro de una perforación, por el efecto de un fluido inyectado, hasta conseguir deformar el agujero. La presión del fluido y el volumen del mismo, equivalente al volumen desplazado de material, son registrados. El módulo de deformación puede obtenerse a partir de los gráficos que relacionan la presión interna en función de la cantidad de volumen inyectado en la membrana, o en función del incremento del diámetro sufrido por la membrana flexible (Galera 2005).

Los primeros modelos de presurómetro desarrollados en la década de los 60 fueron aplicados a suelos de alta deformabilidad y que no requerían de gran precisión en las medidas de deformación (que se estimaban por el incremento volumétrico de la sonda).

Los presurómetros empleados en rocas generalmente presentan una membrana más gruesa y resistente para poder conseguir aplicar presiones mayores. Debido a estas características, las sondas son menos sensibles y tienen menor capacidad de expansión (Paredes 2007).

El **dilatómetro** surgió en la década de los 70 como adaptación del presiómetro de Menard para su aplicación en rocas. Rocha del LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal) fue uno de los primeros en desarrollar este tipo de equipamiento. Una innovación del mismo era el sistema de medida de la deformación, la cuál dejaba de estimarse de forma indirecta por la variación volumétrica experimentada por la sonda, para pasar a ser medida de forma directa. En un ensayo dilatómetro se miden las deformaciones directamente en tres o cuatro direcciones (diámetros) a partir de sensores localizados alrededor de la sonda (Galera et al. 2005).

Como resultado del ensayo se puede hacer una idea de la anisotropía del terreno y se puede estimar el módulo de deformación. Uno de los modelos más empleados son los denominados Dilatómetros de Alta Presión (High Pressure Dilatometer – HPD) desarrollado por Hughes & Ervin en 1980.

Galybin et al. (1997) propusieron un nuevo método para determinar la deformabilidad de un macizo rocoso, permitiendo, igualmente, la estimación del nivel tensional in situ. Este método se basa en el de **gato cilíndrico** propuesto por Dean & Beatty en 1968, y que consiste en la medición de los desplazamientos radiales generados en una roca por un gato cilíndrico alojado dentro de una perforación previamente realizada en la misma.

### **2.2.3.2 Aplicación en estructuras de fábrica.**

Un ensayo dilatómetro o presiométrico es un ensayo de carga in situ, consistente en la introducción de una presión uniforme en un tramo de longitud limitada, mediante una sonda cilíndrica, que alojada en una perforación practicada en el componente de fábrica, por ejemplo un muro, puede dilatarse radialmente (Frassoni y Rossi 1988).

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

Un componente de fábrica no deja de ser un macizo rocoso compuesto por materiales pétreos o cerámicos de distinta naturaleza, cementados mediante morteros. Por su parte un tapial de tierra compactada, o elemento de adobe, presenta bastante afinidad con el comportamiento de un suelo. Por ello que dicha técnica aplicada sobre un elemento portante de fábrica de piedra, ladrillo o de tierra, permite cuantificar la deformabilidad de la fábrica involucrada a partir de las lecturas del ensayo. En general se aplica para caracterizar los rellenos internos de muros de varias hojas (en italiano “muratura a sacco”) y de gran espesor.

El procedimiento de ensayo consiste en taladrar una perforación, cuidando de reducir al mínimo la perturbación en la pared, con un diámetro (en general de unos 50 – 70 mm) compatible con el tamaño de sonda a introducir (de unos 200 mm de longitud). La sonda es deslizada por la perforación hasta la profundidad requerida de ensayo, con posterioridad se aplica una presión uniformemente distribuida, cuya magnitud puede llegar a ser importante (en el caso del dilatómetro referido en la Fig. 2.263 de hasta 20 MPa), mediante bombeo de un gas o un líquido dentro de la célula.

Tanto la presión suministrada como el incremento de volumen experimentado por la sonda, o la deformación diametral experimentada en la misma y obtenida mediante transductores instalados en su parte central, en varias direcciones, son registradas por la unidad de control. La sonda ejerce una tensión radial conocida contra el material que la rodea, relacionando esta tensión con la deformación medida en la misma dirección (bien directamente, o a partir de consideraciones de variación volumétrica) se obtiene un índice del módulo de deformación de la fábrica en la zona de aplicación.

Una sonda presiométrica o dilatométrica está constituida por un núcleo de acero revestido de una vaina de goma, en ocasiones armada. El tipo más común de dilatómetro para aplicaciones geotécnicas tiene un diámetro de 7.5-20 cm y una longitud del orden de 60-100 cm. En la Fig. 2.263 se presenta un esquema de la sonda dilatométrica utilizada en el ISMES (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture).

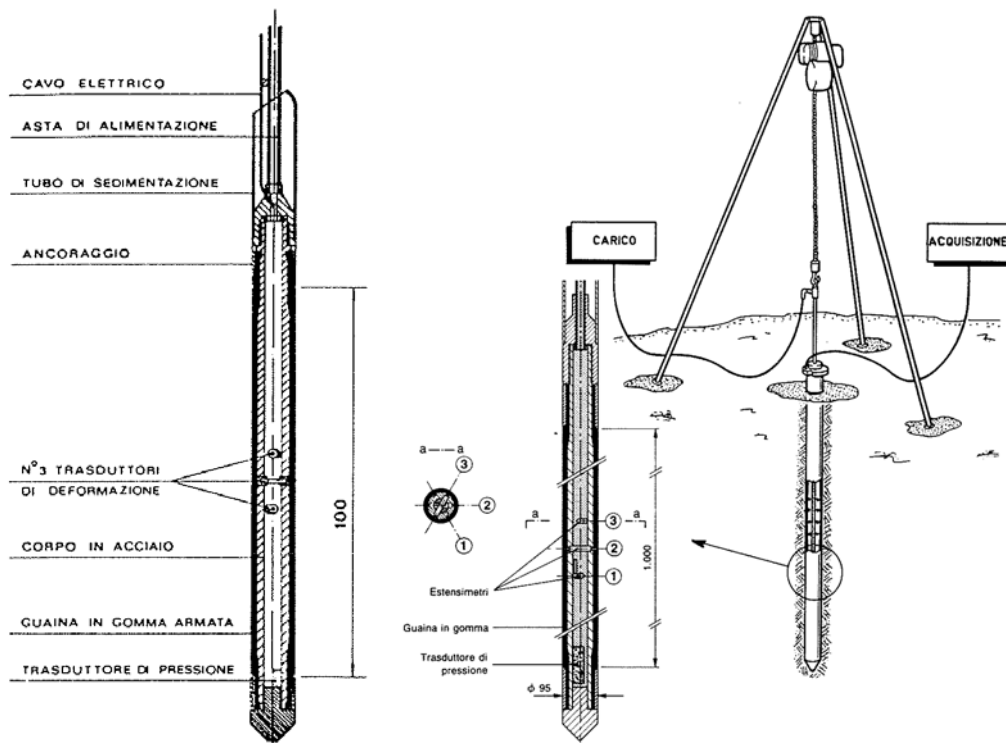


Fig. 2.263: Sonda dilatométrica empleada en el ISMES (Frassoni y Rossi 1988).

Fig. 2.264: Configuración del ensayo y de la sonda dilatométrica (Rossi 1990b).

En las Fig. 2.264 y 2.265 se presentan sendos esquemas de la configuración del ensayo aplicado para la caracterización del terreno.

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

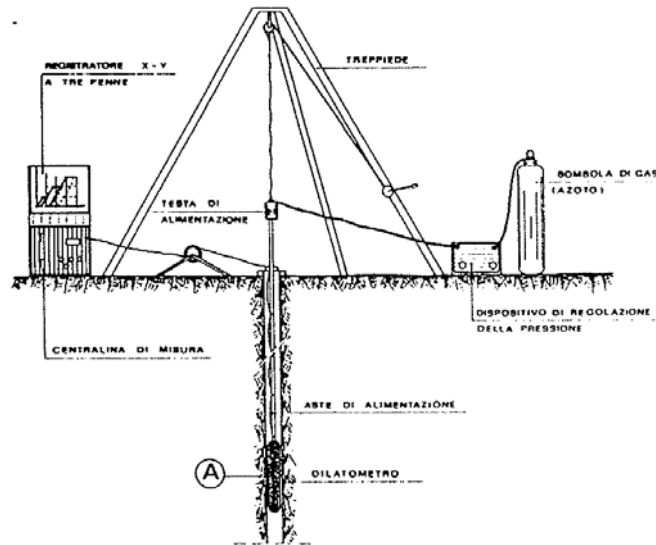


Fig. 2.265: Configuración del ensayo dilatométrico (Frassoni y Rossi 1988).

Para una correcta medida de la deformación es importante que las paredes de la perforación sean lisas y regulares; por tanto es fundamental que la perforación sea realizada mediante el empleo de una corona de diamante. Igualmente, resulta conveniente la exploración de la perforación mediante endoscopia para evitar las zonas excesivamente fracturadas o cavidades que podrían provocar la rotura de la vaina de goma.

Los resultados de los ensayos dilatométricos se interpretan de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad, según la cuál (Jaeger y Cook 1969) un tubo cilíndrico de diámetro interno  $D$ , espesor infinito, constituido por un material homogéneo, isótropo, elástico y lineal, con módulo de elasticidad  $E$  y coeficiente de Poisson  $\nu$ , al estar sometido a una presión interna  $p$ , sufre una deformación diametral  $\varepsilon$  dada por:

$$\varepsilon = \frac{1+\nu}{E} \cdot D \cdot p \quad (2.5)$$

En cualquier caso, el módulo de elasticidad determinado por la ecuación anterior no corresponde al valor real involucrado, ya que el material analizado, en el caso de un componente de fábrica, está constituido por bloques pétreos y juntas de mortero, y por tanto presenta una acusada heterogeneidad y anisotropía. Por ello, los resultados obtenidos mediante la ecuación (2.5) corresponden al módulo de elasticidad del medio isótropo y homogéneo equivalente (que presenta las mismas deformaciones para los niveles tensionales considerados). Hay que señalar que la roca circundante del ensayo resulta prácticamente inalterada (Frassoni y Rossi 1988).

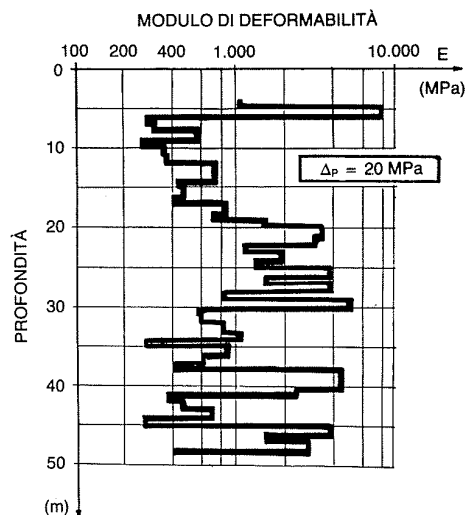


Fig. 2.266: Prueba dilatométrica. Diagrama del módulo elástico en función de la profundidad para un macizo rocoso compuesto de argilita (Rossi 1990b)



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

Dada la simplicidad de la ejecución el coste no es muy elevado, si es significativo el precio del dispositivo necesario para su ejecución, siendo posible realizar más ensayos en la misma perforación evidenciando la variación del módulo de deformación en función de la profundidad (Fig. 2.266).

El examen de la curva carga-desplazamiento permite valorar las características de deformabilidad de las diferentes capas objeto de estudio. A modo de ejemplo, en la Fig. 2.267 se presenta el resultado de una prueba dilatométrica realizada en un terreno interceptado durante la excavación de la línea 3 del metro de Milán. El diagrama de carga- desplazamiento presentado en la figura alude a tres diferentes tipos de terreno: A.- Terreno consolidado, B.- Terreno no consolidado, y C.- Terreno escasamente consolidado. La confrontación de los diagramas de las pruebas A y B muestra claramente el sensible incremento del módulo de deformación del terreno después de una intervención de consolidación del mismo.

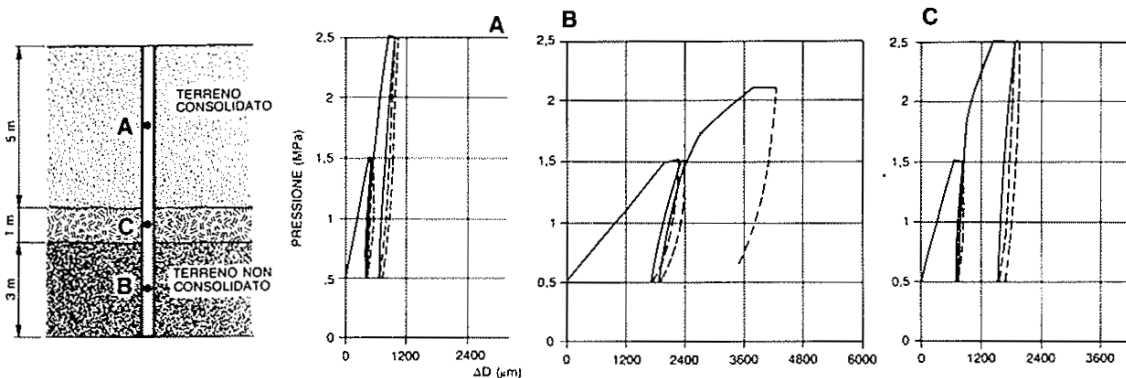


Fig. 2.267: Resultados de unas pruebas dilatométricas en un terreno interceptado durante la excavación de la línea 3 del metro de Milán (Rossi 1989).

Empleando los ensayos de gato plano doble solamente puede determinarse las características de deformación de las capas más superficiales de la fábrica. A fin de obtener información sobre el estado interno de la misma es necesario realizar perforaciones seguidas de ensayos dilatométricos (Rossi 1998; Modena y Rossi 1992). Como la porción de la fábrica ensayada en este ensayo es muy limitada, los valores obtenidos para el ensayo dilatométrico son menos representativos que los obtenidos mediante gato plano. Esta técnica de ensayo, de cualquier modo, es indudablemente útil para determinar la relación entre la deformación de la hoja exterior y el núcleo interno de la misma. En la Fig. 2.268 se muestra un esquema del ensayo dilatométrico aplicado en estructuras de fábrica de varias hojas (en italiano “muratura a sacco”).

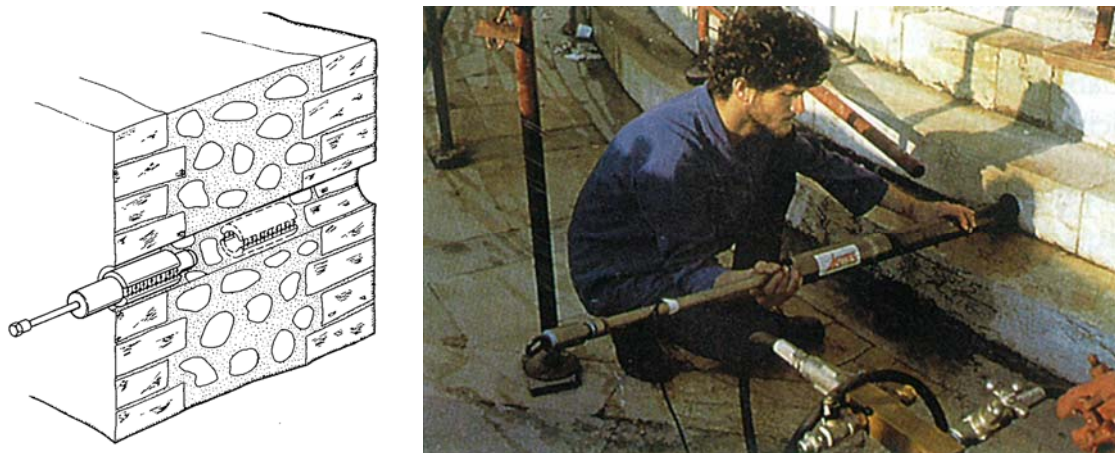


Fig. 2.268: Esquema del ensayo dilatométrico para determinar las características de deformación de la superficie y de las partes interiores (Modena y Rossi 1992).

Fig. 2.269: Instante captado durante la ejecución de un ensayo dilatométrico, a cargo del Ismes, en la fábrica de la torre de Pisa (Mónaco y Santamaria 1998).

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

En Macchi (2000) se sintetiza, sucintamente, el problema estructural de la **Torre de Pisa** y la campaña experimental desarrollada para obtener información de la construcción.

La inclinación, debida asentamientos diferenciales del terreno, fue desarrollándose desde el final de la construcción (1173-1370). Ésta fue creciendo en los siguientes 600 años, a una velocidad que en 1945 era de 3 segundos de arco por año y en 1990, antes de la primera estabilización materializada mediante la aplicación de los contrarrestos de carga en 1993, de 6 segundos de arco por año, circunstancia que mostró una peligrosa aceleración hacia el colapso. Como consecuencia de la inclinación, la parte Norte de la sección transversal de la torre registraba tensiones próximas a cero, mientras en la cara Sur la compresión era extremadamente alta.

Como la reducción de la inclinación no pudo ser obtenida mediante la aplicación de grandes fuerzas en el alzado de la torre (debido a la fragilidad y a la debilidad de la piedra), el Comité conformado para velar por su integridad, estudió y ensayó solamente métodos basados en el concepto de “rotación del terreno”. Finalmente, el método escogido fue la “bajo-excavación”, es decir una cuidadosa extracción del terreno inmediatamente debajo de la cimentación, lo que da lugar a un asentamiento diferencial favorable y, por ende, una reducción de la inclinación. A mediados de 2001 se había recuperado un 10% de la inclinación, debiendo estar la torre estabilizada, en consecuencia, por un largo periodo de tiempo.

La preocupación por un colapso estructural de la Torre de Pisa estaba justificada por los dos famosos colapsos de torres medievales acaecidos en Italia en el siglo XX: El campanario de San Marcos de Venecia en 1902, y la Torre Cívica de Pavia en 1989. En Pavia, la debilidad que suponía para la estabilidad de la torre la escalera existente dentro de sus muros supuso un papel importante, pero la razón básica del colapso fue la debilidad de la fábrica, un conglomerado de cascotes de piedras y ladrillos con mortero de cal.

La calidad de la estructura es ciertamente mejor en Pisa. El muro de la torre está constituido por tres hojas: un relleno entre dos hojas de sillería de espesor variable (25-40 cm). Dichas hojas externas eran de mármol de buena calidad, mientras que el relleno estaba materializado de buena piedra irregular aparejada con mortero de cal. Esta imprudente asociación de dos materiales con diferente rigidez y resistencia concentra las tensiones de compresión en las hojas externas (Macchi 2000; Binda 2006a).

Básicamente, los ensayos no destructivos empleados, básicamente, fueron: Termografía, georadar, tomografía sónica e identificación dinámica. Por su parte, en la fase de diseño del refuerzo estructural permanente en la zona crítica, los resultados de las técnicas no destructivas referidas fueron chequeados mediante un reducido número de ensayos ligeramente destructivos de diferente tipo:

- Ensayos dilatométricos ejecutados en perforaciones realizadas, con la finalidad de obtener el módulo de elasticidad del relleno.
- Ensayos de gato plano permitieron chequear los niveles tensionales verticales de las fachadas y determinar sus módulos de elasticidad.
- Endoscopia, que facilitó excelentes imágenes de la superficie de las perforaciones, permitiendo identificar la desconexión entre las fachadas y el relleno.
- Medidas sónicas cross-hole.

De cara a llevar a cabo la modelización numérica de la construcción fue necesario conocer la relación entre la rigidez de las hojas externas de mármol y el relleno interior. El módulo de elasticidad de los paramentos exteriores fue obtenido mediante la técnica de gato plano doble, alcanzando valores de 50,000 MPa (Macchi et al. 1993a). Por su parte el módulo del relleno interior fue obtenido mediante ensayos dilatométricos realizados en perforaciones practicadas con anterioridad, evaluándose en 7,000 MPa. Sin embargo, la consideración de los valores extremos de los resultados experimentales condujo a relaciones entre los módulos elásticos que variaban de 4.5 a 16.7. En base a un análisis de sensibilidad se estimó que el posible error asociado con el valor medio del nivel tensional estimado con el modelo era de un 25% para las hojas externas y en

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

un 35% en la fábrica interna. Tomando en cuenta lo referido (sin considerar las cavidades internas existentes), la aproximación lineal elástica condujo a los siguientes valores de las tensiones verticales en el plano de inclinación máxima:

- En las hojas de mármol: 7.6 MPa.
- En la fábrica interna: 1.1 MPa.

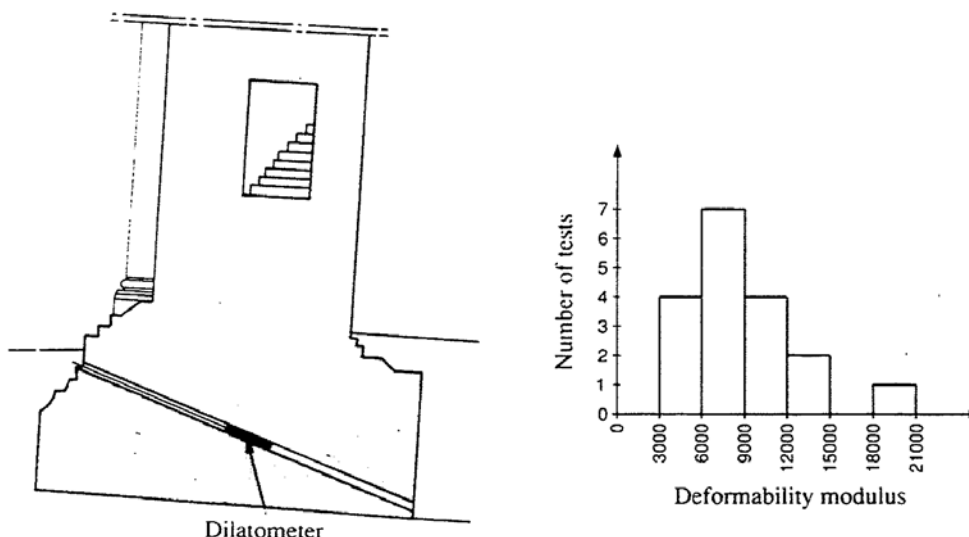


Fig. 2.270: Empleo de la técnica dilatométrica para el análisis de la deformabilidad de la cimentación de la Torre de Pisa. Histograma del módulo de deformación (Rossi 1995a).

También se tiene constancia de la ejecución de ensayos de calibración en laboratorio (Fig. 2.271 y 2.272), y de una campaña dilatométrica realizada por el Ismes, sobre los componentes de fábrica del campanario de San Marcos de Venecia (Fig. 2.273). En ninguno de los casos referidos se ha tenido acceso a los resultados obtenidos.



Fig. 2.271 y 2.272: Ensayos dilatométricos de calibración ejecutados en muros de fábrica de ladrillo (Spera G., recurso electrónico consultado en marzo de 2010).

Fig. 2.273: Instante captado durante la ejecución de un ensayo dilatométrico, a cargo del Ismes, en un muro de fábrica del campanario de San Marcos de Venecia (Mónaco y Santamaria 1998).

Recientemente, en España, ha sido desarrollado un estudio teórico denominado “Ensayo de dilatómetro en paredes de obra de fábrica” (Canchado 2009). Dicho trabajo fue desarrollado en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universidad Politécnica de Cataluña), y fue dirigido por el Prof. Pere Roca.



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

El estudio plantea el procedimiento de un ensayo mediante dilatómetro en paredes de obra de fábrica reales, con la finalidad de tratar de conocer tanto las propiedades deformacionales, como la tensión vertical, en servicio, existente en el componente estructural.

Para ello, plantea la filosofía de unos ensayos de calibración, a realizar en laboratorio sobre paneles de fábrica de ladrillo, cargados, de dimensiones 1 x 1.2 metros, en los que se perforaría un orificio que deforma sus alrededores. Posteriormente, se insertaría un dilatómetro que introduciría presión hasta restituir las deformaciones en algunas de las bandas de medida que previamente se habrían colocado. La relación entre la presión necesaria dada por el dilatómetro y la tensión vertical instalada en el componente de fábrica proporcionaría un coeficiente de restitución que corregiría la presión obtenida por el dilatómetro. De la misma forma, en el ensayo, puede deducirse la relación entre la presión aplicada y la deformación radial registrada, permitiendo estimar el módulo de elasticidad de la fábrica.

Para tantear a priori los resultados que podrían obtenerse en dichos ensayos de calibración, se estudió el comportamiento de los ensayos a realizar en laboratorio mediante modelos de elementos finitos, determinando el valor de los coeficientes de restitución de las bandas de medida para diferentes posiciones de la perforación en los componentes de fábrica, y se estudió la influencia del confinamiento lateral del murete. Igualmente, también se realizó un estudio de sensibilidad que analizó la variación de los coeficientes de restitución en función de la relación entre los módulos de elasticidad de los ladrillos y del mortero.

En lo que sigue se pasa a exponer dos aplicaciones prácticas de la técnica, una en Portugal y otra en España.

#### **2.2.3.3 Experiencia portuguesa: BHD (BoreHole Dilatometer) del Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).**

En Arêde y Costa (2002) se presenta una referencia del empleo del dilatómetro en la Iglesia del Monastério de “Serra do Pilar” (Porto 1537), la cuál se desarrolla en Almeida (2000).

Dentro de los trabajos realizados para evaluar el comportamiento sísmico de la Iglesia del Monasterio “Serra do Pilar” fueron llevados a cabo ensayos in situ para caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales y la cuantificación de los parámetros dinámicos de la estructura (frecuencia y modos de vibración).



Fig. 2.274: Equipamiento general utilizado en el ensayo (Almeida 2000).

Fig. 2.275: Detalle de la sonda dilatométrica empleada (Almeida 2000).

En relación con el comportamiento mecánico de la estructura fueron llevados a cabo medidas de la velocidad de propagación de ultrasonidos y medida de la deformabilidad interna de los muros, mediante la utilización del dilatómetro desarrollado en el LNEC (el cuál de forma habitual se emplea en la caracterización de macizos rocosos).

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

La perforación de la estructura fue realizada mediante corona hueca de diamante de 76 mm de diámetro nominal. En la Fig. 2.274 se ilustra el equipamiento empleado en los ensayos: bomba de agua con manómetros digitales (capacidad de lectura de 50 bar y resolución de 0.05 bar), varillaje para la conducción del agua, cable eléctrico, caja de lectura y dilatómetro (Fig. 2.275).

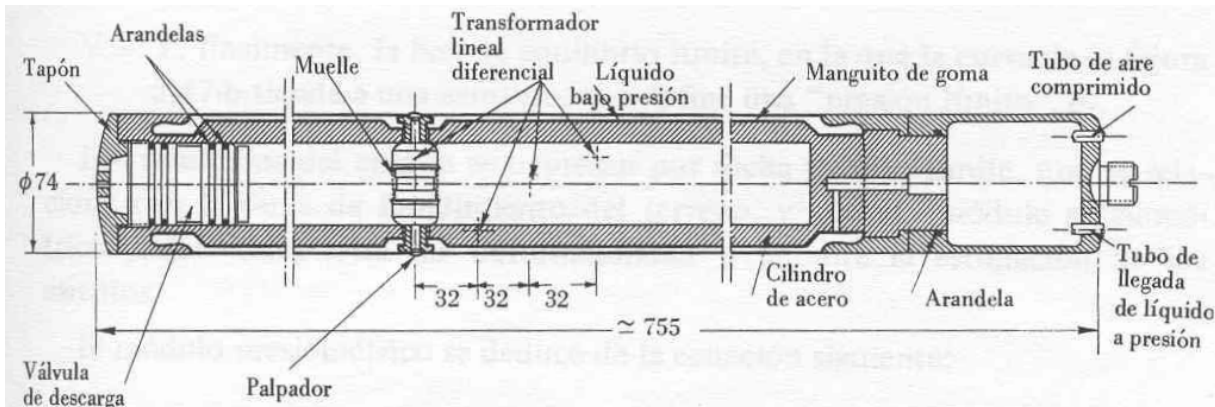


Fig. 2.276: Dilatómetro para roca del laboratorio de Ingeniería Civil de Lisboa (Candacho 2009).

El dilatómetro del LNEC, presentado con mayor detalle en las Fig. 2.275 y 2.276, está constituido por un cuerpo rígido de acero con una válvula de descarga en su extremo libre y una cabeza de conexión para la recepción de la llegada del líquido a presión. En la zona central existe una membrana de goma que permite aplicar presiones sobre las paredes de la perforación y donde se localizan LVDTs, de 1  $\mu\text{m}$  de resolución, para el registro de las deformaciones diametrales desarrolladas durante el ensayo, según cuatro direcciones desfasadas 45° entre sí y perpendiculares al eje de la perforación.

La metodología adoptada fue la que sigue:

- Realización de dos perforaciones de entorno a 1.80 m de profundidad. La primera (ensayo 1) fue ejecutada en el interior de la iglesia, mientras que la segunda (ensayo 2) fue realizada por el lado exterior.



Fig. 2.277 y 2.278: Introducción del dilatómetro en las perforaciones interior (ensayo 1) y exterior (ensayo 2), (Almeida 2000).

- Después de la inserción del dilatómetro (Fig. 2.277 y 2.278) en las perforaciones fue aplicada una presión baja (0.3 MPa) para garantizar el ajuste de la membrana de goma a las paredes de la perforación.
- A continuación, es cuando se procede con el ensayo propiamente dicho, consistente en la aplicación de presión hidrostática y registro de las deformaciones desarrolladas. En las Fig. 2.279 y 2.280 se presenta un aspecto general del equipamiento durante la realización de los dos ensayos.





Fig. 2.279 y 2.280: Aspecto general del equipamiento durante la realización de los dos ensayos (Almeida 2000).

Los resultados de los dos ensayos fueron interpretados según la ecuación (1), adoptando un valor de 0.20 para el coeficiente de Poisson. El diámetro de perforación fue de 78 mm.

Fueron obtenidos dos módulos de elasticidad secantes: el de carga noval ( $E_i$ ) y el de recarga ( $E_c$ ). Los módulos de carga noval, o de la 1ª carga,  $E_i$ , fueron obtenidos a partir de los valores de las deformaciones registradas durante la primera vez que un determinado valor de la presión es alcanzado y siempre relativo al origen.

El módulo de elasticidad promedio, determinado a partir de cuatro desplazamientos diametrales, corresponde a la media armónica de los módulos obtenidos en cada una de las cuatro direcciones. La consideración de este tipo de media se justifica por el hecho de que el módulo de elasticidad se corresponde con el inverso de la deformación.

Se recuerda que la media armónica,  $H$ , de una cantidad finita de números es igual al recíproco, o inverso, de la media aritmética de los recíprocos de dichos números.

Así, dados los números  $a_1, a_2, \dots, a_n$ , la media armónica será igual a:

$$H = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{a_i}} = \frac{n}{\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} + \dots + \frac{1}{a_n}}$$

La media armónica resulta poco influida por la existencia de determinados valores mucho más grandes que el conjunto de los otros, siendo en cambio sensible a valores mucho más pequeños que el conjunto, no estando definida en el caso de la existencia en el conjunto de valores nulos.

### **Ensayo 1 (dilatómetro desde el interior de la Iglesia).**

El dilatómetro fue colocado de forma que los palpadores se dispusieron de tal forma que los denotados como A se correspondían con la dirección vertical, los de dirección C con la horizontal. Fueron realizados dos ciclos de carga-descarga. En el primer ciclo la presión varió entre 0.3MPa y 0.80 MPa, empleando incrementos de 0.05 MPa durante el presurizado y de 0.1 MPa en el despresurizado. En cada nivel de presión se registraron los desplazamientos según las cuatro direcciones. Seguidamente, se realizó un segundo ciclo de carga-descarga, para una presión máxima de 1.30 MPa e incrementos de 0.1 MPa. La sonda se rompió durante el proceso de descarga del segundo ciclo.

En la Fig. 2.281 se presentan los desplazamientos registrados en cada una de las cuatro direcciones (A, B C y D), pudiendo concluir que los mayores valores se presentan según la dirección A (vertical).

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

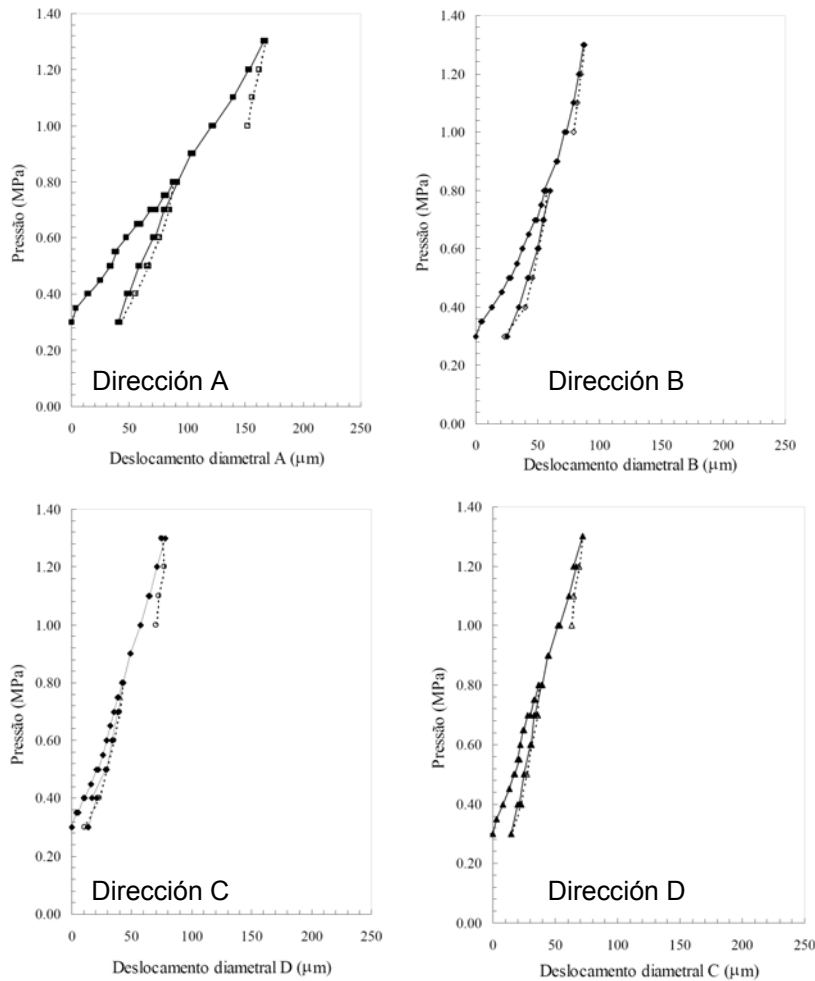


Fig. 2.281: Variación del desplazamiento diametral con la presión según las direcciones A, B, C y D (Almeida 2000).

Por su parte, en la Fig. 2.282 está representada la evolución del desplazamiento diametral medio (media aritmética) con la presión aplicada. Del análisis del gráfico puede comprobarse que el comportamiento deformacional de las paredes de la perforación es aproximadamente lineal en las ramas de carga, y que presenta una ligera curvatura en la fase de descarga.

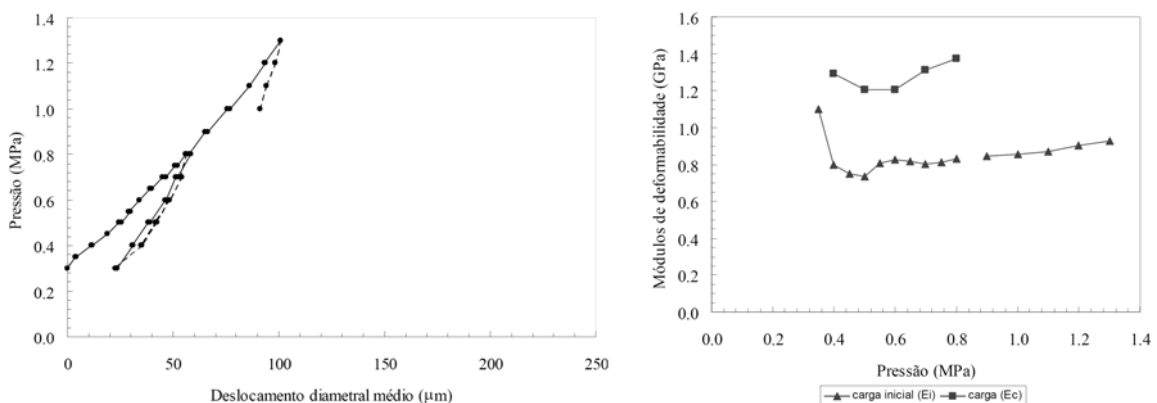


Fig. 2.282: Evolución del desplazamiento diametral medio con la presión aplicada (Almeida 2000).

Fig. 2.283: Evolución, con la presión, de los módulos de elasticidad de la 1ª carga ( $E_i$ ) y de la recarga ( $E_c$ ), (Almeida 2000).

El módulo de deformación medio fue determinado para cada incremento de presión en cada ciclo de carga y de descarga. Los resultados son representados en la Fig. 2.283, en función de la

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

presión aplicada, tanto para los dos ciclos de carga noval,  $E_i$ , como para los de recarga,  $E_c$ . Del análisis del gráfico se aprecia que ambos módulos revelan un ligero aumento con la presión.

Los resultados presentados parecen indicar que se debe adoptar para el módulo de deformación del muro, el resultante de la media armónica de los valores anteriormente presentados, excluyendo el correspondiente a la presión más baja (0.35 MPa). De esta forma se obtiene un valor de 840 MPa para el módulo de carga noval, y 1280 MPa para el módulo de recarga.

Con estos resultados también es posible evaluar la anisotropía del muro, a través del análisis de la evolución de los módulos de deformación con la presión aplicada, de acuerdo a cada dirección. Así, en las Fig. 2.284 y 2.285 se muestran los esquemas que representan esta evolución, refiriéndose la primera al módulo de carga noval y el segundo módulo de recarga.

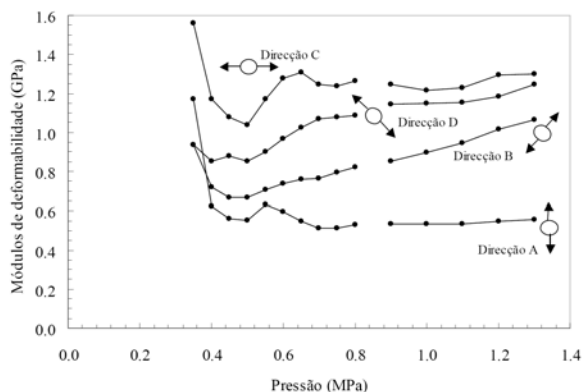


Fig. 2.284: Evolución, con la presión, de los módulos de elasticidad de la carga noval, en cada dirección (Almeida 2000).

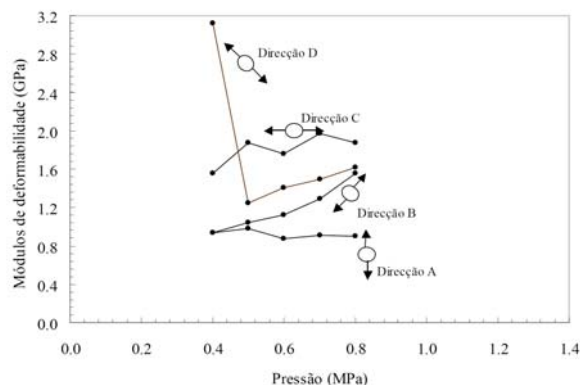


Fig. 2.285: Evolución del módulo de elasticidad en la recarga, de acuerdo a cada dirección (Almeida 2000).

Del análisis de los dos gráficos anteriores se deduce que la dirección A (vertical) es la más deformable y la dirección C (horizontal) la menos deformable. En la Fig. 2.284 los módulos varían entre 600 MPa y 1,200 MPa, mientras que en la Fig. 2.285 lo hacen entre 1,000 y 2,000 MPa. La mayor deformabilidad en dirección vertical probablemente se deba a la restitución del estado tensional existente de la apertura de la perforación.

### **Ensayo 2 (Dilatómetro desde el exterior de la Iglesia).**

El dilatómetro fue dispuesto tal que la dirección A correspondía a la dirección horizontal y la dirección C a la vertical, realizándose cuatro ciclos de carga y descarga.

El primer ciclo fue adoptado una variación de presión entre 0.3 MPa y 0.80 MPa, con incrementos de 0.05 MPa entre cada lectura. En el segundo ciclo se alcanzó la misma presión máxima pero con incrementos de 0.10 MPa. En el tercero la presión varió entre 0.40 MPa y 1.0 MPa, con incrementos de 0.1 MPa. Finalmente, en el cuarto ciclo fue alcanzada una presión máxima de 1.20 MPa, con intervalos de lectura cada 0.20 MPa hasta 0.80 MPa, 0.10 MPa entre 0.80-1.00 MPa y 0.05 MPa entre 1.0-1.2 MPa.

En las Fig. 2.286 se presenta la evolución de los desplazamientos en cada uno de los ciclos, verificando mayores deformaciones en la dirección C (vertical), y las menores en la dirección B.

También puede constatar que los desplazamientos presentan valores apreciables, alcanzando un máximo de 0.45 mm, circunstancia que unida al reducido valor alcanzado para la presión máxima (1.20 MPa), puede concluirse que el relleno interno de este muro tiene una deformación considerable.

Igualmente, se comprueba que los mayores desplazamientos se producen en el primer ciclo de carga, comportamiento que suele asociarse con materiales de baja resistencia y alta deformabilidad.

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

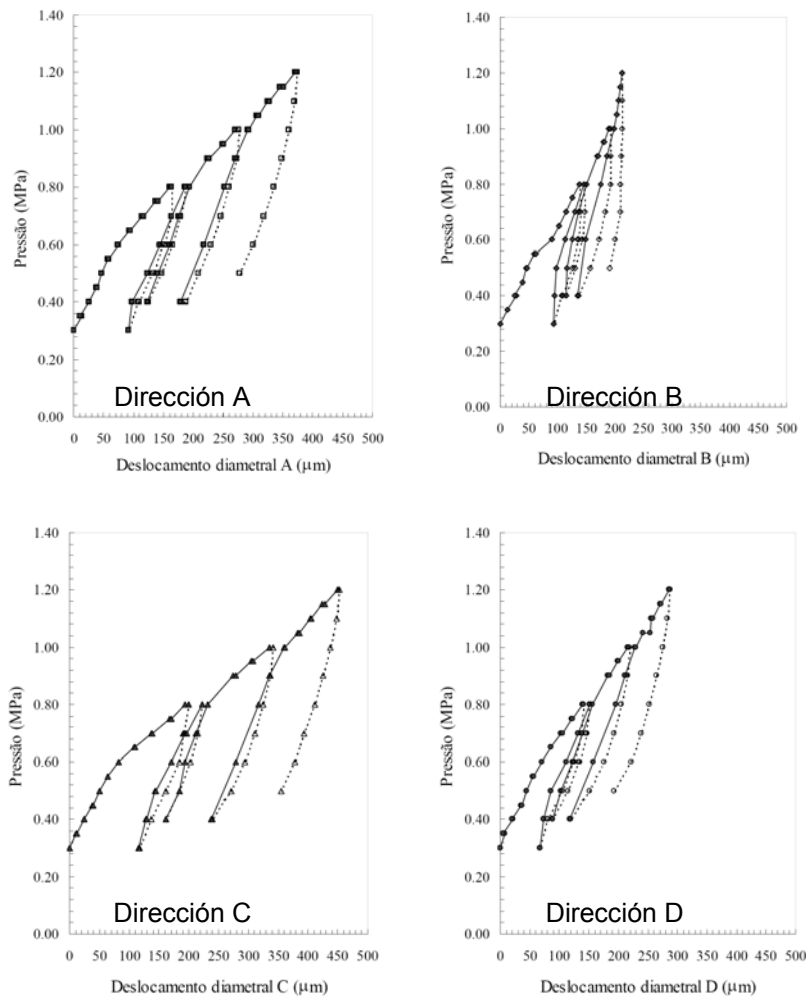


Fig. 2.286: Variación de los desplazamientos diametrales con la presión (Almeida 2000).

En la Fig. 2.287 se ilustra la evolución del desplazamiento diametral promedio con la presión. Este muro presenta una deformación permanente significativa como resultado de la deformación experimentada durante el primer ciclo de carga.

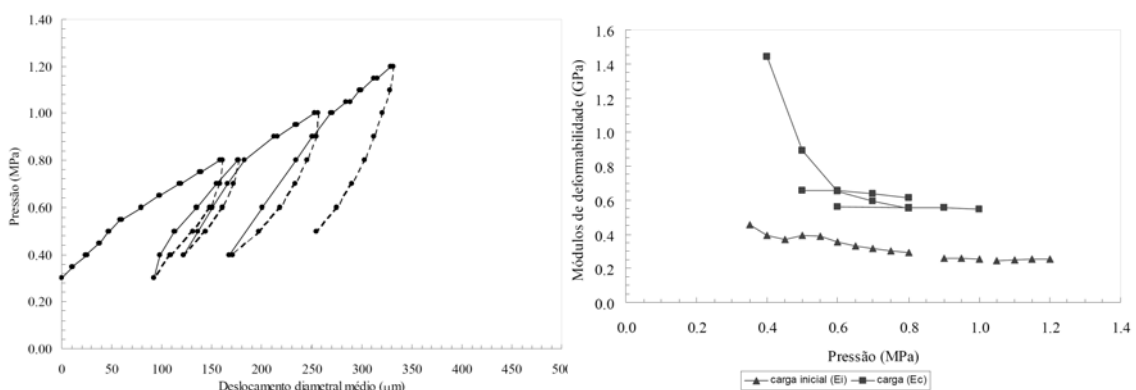


Fig. 2.287: Variación del desplazamiento promedio con la presión (Almeida 2000).

Fig. 2.288: Evolución de los módulos de deformación en función de la presión (Almeida 2000).

A partir de los resultados presentados se determinaron los módulos de elasticidad de carga noval ( $E_i$ ) y los de recarga ( $E_c$ ), los cuáles se presentan en la Fig. 2.288. Ambos módulos varían poco con la presión aplicada, evidenciando una ligera pérdida de rigidez, a excepción de los correspondientes a presiones en el entorno de 0.40 MPa. El valor final que se consideró para cada módulo se obtuvo mediante la media armónica de los obtenidos para cada escalón de presión, excluyendo los registrados a presiones más bajas (inferiores a 0.45 MPa). De esta forma se

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

obtuvo un módulo de deformación de 290 MPa para la rama de carga noval, y de 610 MPa para la rama de recarga.

Las Fig. 2.289 y 2.290 dan una idea de la anisotropía presente en el muro. En ambos gráficos la dirección C (vertical) se mostró más deformable, en oposición la dirección B fue la menos deformable, si bien puede comprobarse una mayor anisotropía que la encontrada en el ensayo 1.

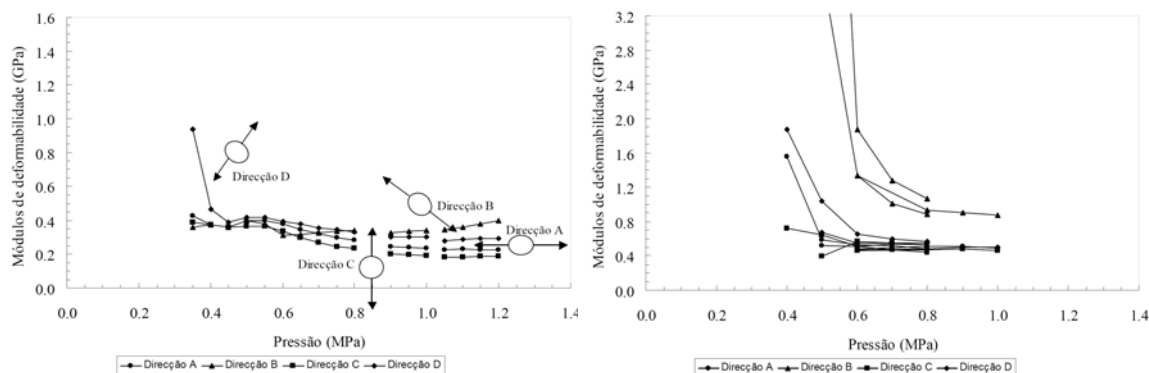


Fig. 2.289: Evolución, con la presión, de los módulos de elasticidad de carga noval, y en cada dirección (Almeida 2000).

Fig. 2.290: Evolución del módulo de elasticidad en la carga, de acuerdo a cada dirección (Almeida 2000).

A modo de resumen en la Tabla 2.53 se presentan los valores alcanzados mediante esta técnica para el material interno de los dos muros de varias hojas analizado, demostrando que con su empleo es posible estimar el módulo de elasticidad de las partes internas de estructuras de fábrica, sirviendo como complemento a la técnica del gato plano doble, que como ya se ha insistido ofrece una estimación adecuada de dicho parámetro en las hojas externas del componente estructural.

Tabla 2.53: Módulos de deformación estimados mediante la técnica dilatométrica del material forme del relleno interior de los muros de la Iglesia del Monasterio “Serra do Pilar” en Oporto (Portugal).

	Módulo de elasticidad de la rama noval de carga, $E_i$ (MPa)	Módulo de elasticidad de la recarga, $E_c$ (MPa)
Ensayo 1	840	1280
Ensayo 2	290	610

### 2.2.3.4 Experiencia española: Método PiD.

La construcción de un edificio de nueva planta con tres plantas de sótano, en la proximidad de un grupo de edificios antiguos ubicados en una manzana del casco antiguo de Manresa, aconsejó llevar a cabo un exhaustivo estudio previo sobre el estado de dichos edificios antes de emprender las obras. Entre las actuaciones incluidas en el estudio, se programó un plan de ensayos que incluía la ejecución de pruebas dilatométricas en los muros de piedra, tierra y ladrillo de los viejos edificios, con el fin de disponer de referencias de sus condiciones de comportamiento mecánico. Dichos ensayos se exponen en las referencias Griera (2007) y Díaz et al. (2009).

Los nueve edificios de entre dos y cinco plantas que constituyen el objeto del estudio se sitúan en la manzana limitada por las calles Escodines, Montserrat y Sant Antoni del casco histórico de Manresa (Fig. 2.291). En dicha manzana se optó por derribar la mitad de los edificios con fachada a la calle Montserrat (Fig. 2.292) para construir un edificio de viviendas de varias plantas de altura y tres sótanos destinados a aparcamiento de vehículos. Con el derribo las fachadas posteriores de los viejos edificios quedaron al descubierto, rompiéndose los puntos de contacto con los edificios derribados. En dicha manzana la mayor parte de las construcciones datan de finales del siglo XVIII y principios del XIX, y algunos de ellos se construyeron sobre los restos de construcciones anteriores.



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



Fig. 2.291 y 2.292. Fotografías antes y después del derribo (Díaz et al. 2009). Los edificios que constituyen el objeto del estudio se sitúan en la manzana limitada por las calles Escodines, Montserrat y Sant Antoni del casco histórico de Manresa.

Dichos edificios fueron construidos mediante técnicas tradicionales, diferenciando, en muchos de ellos, la existencia de diferentes fases constructivas. Se constató que son construcciones muy heterogéneas en lo que se refiere a materiales utilizados, si bien cabe referir los siguientes aspectos más o menos comunes a todos ellos:

- Muros de planta baja construidos en piedra (mampostería ordinaria o no concertada). Grosos comprendidos entre 45 y 62 cm.
- Muros en plantas superiores con presencia predominante de adobe (el “tovot” manresano) o tapial. Grosos comprendidos entre 20 y 50 cm.

El número total de ensayos dilatométricos realizados fue de 18, de los cuales 9 se realizaron en muros de tierra (2 en adobe y 7 en tapial), 6 en muros de piedra de mampostería no concertada y 3 en componentes de fábrica ladrillo (Fig. 2.293).

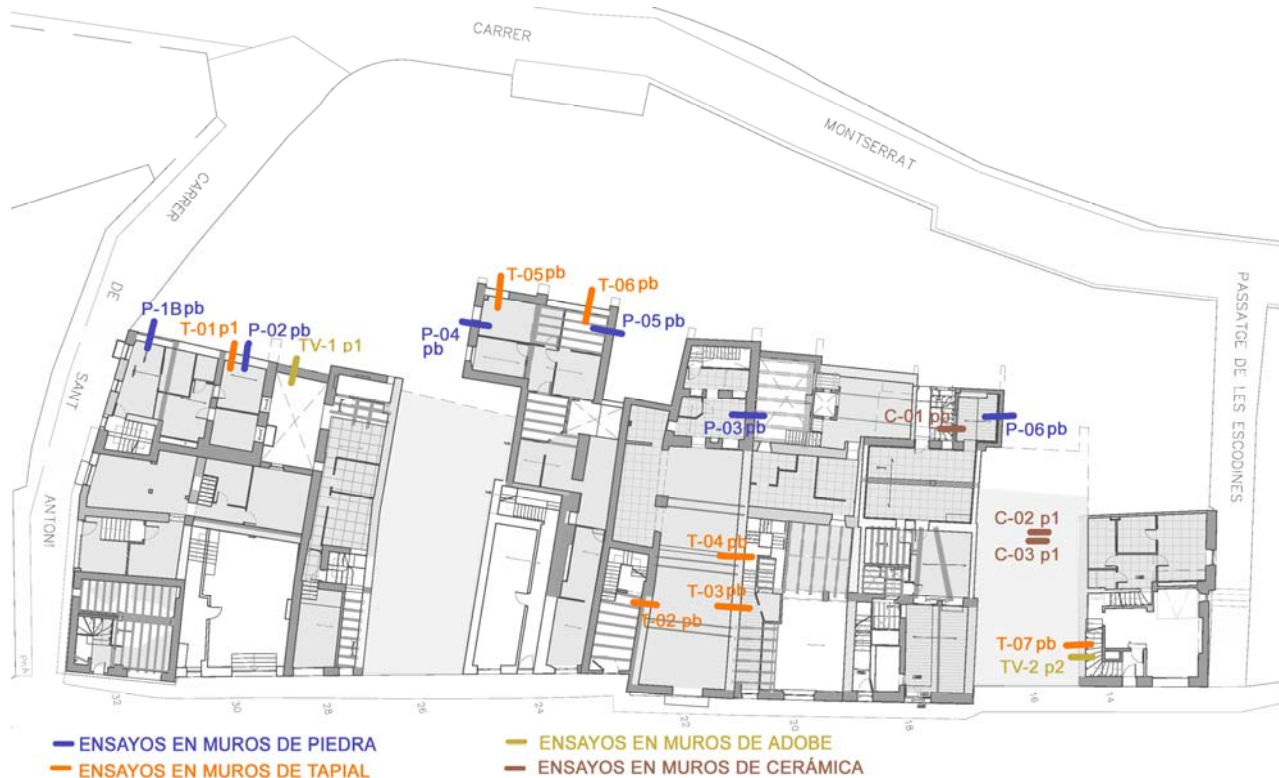


Fig. 2.293: Situación de los ensayos dilatométricos realizados en los muros de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Díaz et al. 2009).

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



Fig. 2.294: En las imágenes se observa, tanto desde el interior como del exterior de un inmueble, el proceso de la instalación de la sonda en un muro de mampostería ordinaria (Díaz et al. 2009).

El método de ensayo aplicado, denominado (PiD), consta de las siguientes operaciones correlativas (Fig. 2.294):

- Ejecución de la cavidad con máquina perforadora rotacional de diámetro comprendido entre 70-80 mm, en función del tipo de sonda a introducir. La cavidad efectuada debe atravesar el muro.
- Introducción de la sonda de material elastómero y diámetro externo coincidente con el de la cavidad. Medida de la superficie de contacto sonda – cavidad.
- Provisión de presión homogénea por el interior de la sonda y medida por escalones de carga de los pares de valores presión – deformación radial de la sonda, lo cual facilita la gráfica buscada de tensión – deformación.

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

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

#### **2.2.3.4.1 Ensayos realizados sobre tapial.**

En las Fig. 2.295 se ilustra un detalle de la sonda dentro de un muro de tapia, mientras que en la Fig. 2.296 puede apreciarse la perforación realizada en el ensayo denominado T-01.



Fig. 2.295: Detalle de la sonda dentro de un muro de tapia (Griera 2007).

Fig. 2.296: Perforación realizada en el ensayo denominado T-01 (Griera 2007).

Por su parte en la Tabla 2.54 se relacionan los datos obtenidos del ensayo denominado T-03, los cuáles se representan en la Fig. 2.297 permitiendo obtener el módulo de elasticidad para la tapia involucrada.

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

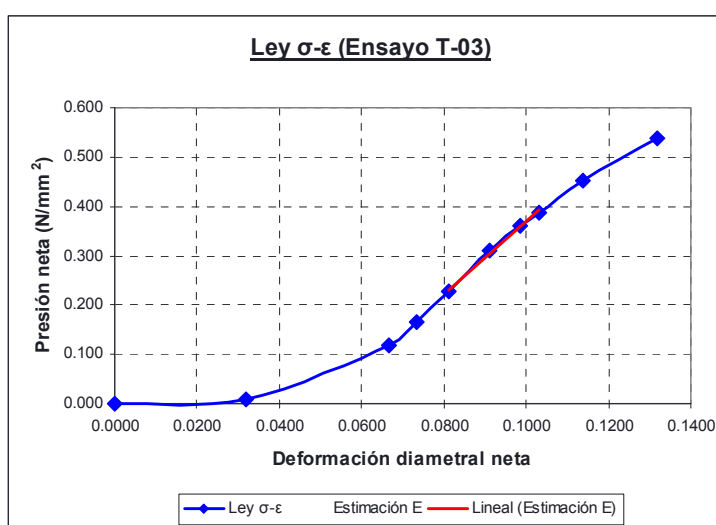
Tabla 2.54: Datos obtenidos en durante el ensayo T-03 (Griera 2007).

$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	D30 <sup>**</sup> (mm)	D60 <sup>**</sup> (mm)	Desplaz. D60 <sup>**</sup> (mm)	$\epsilon$	$\sigma_{neta}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{neta}$
0.000	44.1640	44.1640	0.0000	0.0000	0.000	0.0000
0.060	45.5420	45.5710	1.4070	0.0319	0.009	0.0319
0.238	47.0920	47.1250	2.9610	0.0670	0.118	0.0667
0.297	47.3980	47.4230	3.2590	0.0738	0.165	0.0734
0.373	47.7430	47.7720	3.6080	0.0817	0.227	0.0811
0.473	48.1880	48.2260	4.0620	0.0920	0.310	0.0911
0.535	48.4940	48.5570	4.3930	0.0995	0.360	0.0985
0.570	48.7170	48.7590	4.5950	0.1040	0.388	0.1030
0.651	49.1620	49.2420	5.0780	0.1150	0.453	0.1138
0.761	49.9850	50.0400	5.8760	0.1330	0.538	0.1317

\* Variación del diámetro a los 30 segundos de aplicar cada escalón de presión

\*\* Variación del diámetro a los 60 segundos de aplicar cada escalón de presión

Fig. 2.297: Ley tensión deformación obtenida para el ensayo T-03 realizado sobre un tapial de uno de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Griera 2007). Del mismo puede estimarse un módulo de deformación de 7.34 N/mm<sup>2</sup>.



Igualmente, en la Tabla 2.55 se presentan las tensiones de rotura y los módulos de elasticidad obtenidos para los diferentes ensayos realizados sobre las tapias.

Tabla 2.55: Resultados de los ensayos dilatométricos realizados sobre los muros de tapial de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Díaz et al. 2009)

Ensayo	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	E/ $\sigma_u$
T-01	0.810	7.46	9.21
T-03	0.538	7.34	13.64
T-04	0.385	4.12	10.70
T-05	0.602	7.15	11.88
T-06	0.312	2.01	6.44
T-07	0.480	9.24	19.25
<b>Promedio (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.52</b>	<b>6.22</b>	
Desvest (N/mm <sup>2</sup> )	0.18	2.64	
Coef. Variación	33.70%	42.48%	

### 2.2.3.4.2 Ensayos realizados sobre muros de adobe.

En la Fig. 2.298 se ilustra el aspecto general de un muro de adobe, mientras que en la Fig. 2.299 puede apreciarse la perforación realizada en el ensayo denominado TV-01.



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



Fig. 2.298: Detalle general de uno de los muros de adobe (Griera 2007).

Fig. 2.299: Perforación realizada en el ensayo denominado TV-01 (Griera 2007).

En la Tabla 2.56 se relacionan los datos obtenidos del ensayo denominado TV-01, los cuáles se representan en la Fig. 2.300 permitiendo obtener el módulo de elasticidad para el muro relacionado.

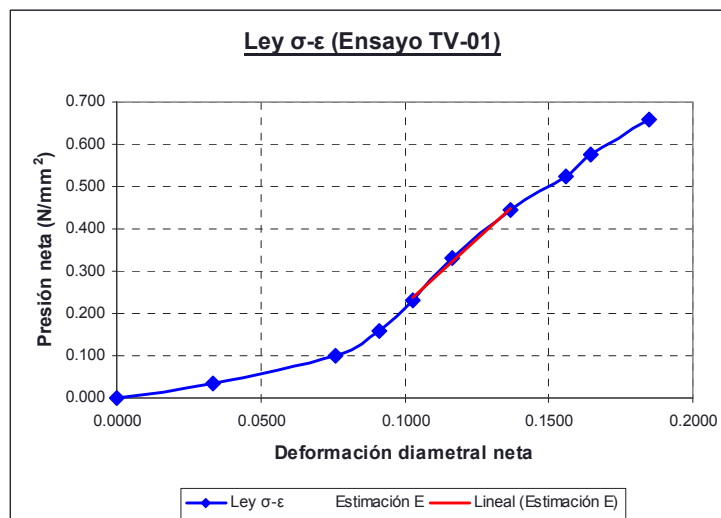
Tabla 2.56: Datos obtenidos en durante el ensayo TV-01 (Griera 2007).

$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	D30" * (mm)	D60" ** (mm)	Desplaz. D60" (mm)	$\epsilon$	$\sigma_{\text{neto}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{\text{neto}}$
0.000	43.8320	43.8320	0.0000	0.0000	0.000	0.0000
0.880	45.2520	45.2900	1.4580	0.0333	0.346	0.0332
2.350	47.1210	47.1710	3.3390	0.0762	0.985	0.0760
3.190	47.7970	47.8310	3.9990	0.0912	1.570	0.0909
4.130	48.3300	48.3590	4.5270	0.1033	2.321	0.1027
5.330	48.9230	48.9730	5.1410	0.1173	3.316	0.1165
6.730	49.8050	49.8640	6.0320	0.1376	4.446	0.1365
7.750	50.6570	50.7200	6.8880	0.1571	5.234	0.1559
8.360	51.0610	51.1030	7.2710	0.1659	5.748	0.1645
9.410	51.9200	52.0110	8.1790	0.1866	6.588	0.1850

\* Variación del diámetro a los 30 segundos de aplicar cada escalón de presión

\*\* Variación del diámetro a los 60 segundos de aplicar cada escalón de presión

Fig. 2.300: Ley tensión deformación obtenida para el ensayo TV-01 realizado sobre un muro de adobe de uno de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Griera 2007). Del mismo puede estimarse un módulo de deformación de 6.29 N/mm<sup>2</sup>.



Por su parte, en la Tabla 2.57 se presentan las tensiones de rotura y los módulos de elasticidad obtenidos para los diferentes ensayos realizados sobre los muros de adobe.

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

Tabla 2.57: Resultados de los ensayos dilatométricos realizados sobre los muros de adobe de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Díaz et al. 2009)

Ensayo	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	E/ $\sigma_u$
TV-01	0.66	6.29	9.53
TV-02	0.60	7.60	12.67
<b>Promedio (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.63</b>	<b>6.95</b>	
Desvest (N/mm <sup>2</sup> )	0.04	0.93	
Coef. Variación	6.73%	13.34%	

### 2.2.3.4.3 Ensayos realizados sobre mampostería.

Este epígrafe se refiere a los ensayos realizados sobre muros de mampostería heterogénea, a base de piedra arenisca y mortero de cal, con presencia de fragmentos cerámicos.

En la Fig. 2.301 se ilustra un detalle de la sonda dentro de un muro de mampostería, mientras que en la Fig. 2.302 puede apreciarse la perforación realizada en el ensayo denominado P1-B.



Fig. 2.301: Detalle de la sonda dentro de un muro de mampostería (Griera 2007).

Fig. 2.302: Perforación realizada en el ensayo denominado P1-B (Griera 2007).

Por su parte en la Tabla 2.58 se relacionan los datos obtenidos del ensayo denominado P-05, los cuáles se representan en la Fig. 2.303 permitiendo obtener el módulo de elasticidad para la mampostería involucrada.

Tabla 2.58: Datos obtenidos en durante el ensayo P-05 (Griera 2007).

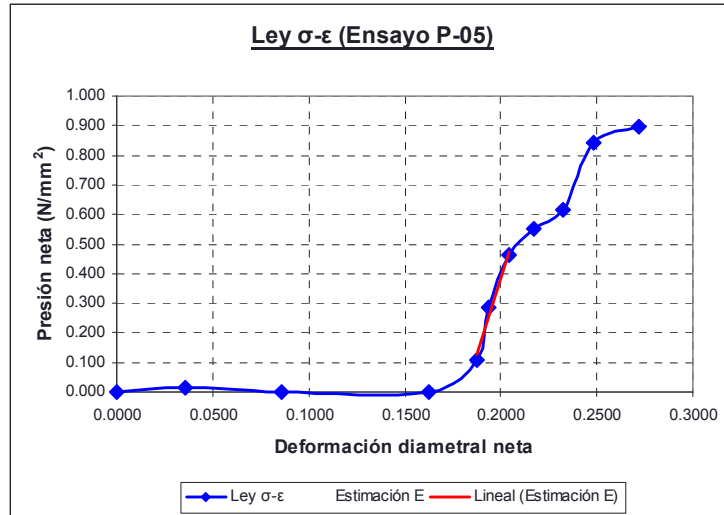
$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	D30" * (mm)	D60" ** (mm)	Desplaz. D60" (mm)	$\epsilon$	$\sigma_{neta}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{neta}$
0.000	44.4561	44.5461	0.0000	0.0000	0.000	0.0000
0.070	45.8710	46.1356	1.5895	0.0357	0.013	0.0356
0.131	48.1161	48.3651	3.8190	0.0857	0.000	0.0857
0.240	51.6616	51.7901	7.2440	0.1626	0.000	0.1626
0.391	52.8710	52.9018	8.3557	0.1876	0.108	0.1873
0.576	53.1651	53.2105	8.6644	0.1945	0.286	0.1937
0.761	53.6681	53.7016	9.1555	0.2055	0.461	0.2043
0.860	54.2381	54.2807	9.7346	0.2185	0.549	0.2171
0.940	54.9281	54.9811	10.4350	0.2343	0.617	0.2327
1.180	55.6451	55.7100	11.1639	0.2506	0.845	0.2486
1.240	56.6281	56.7408	12.1947	0.2738	0.895	0.2717

\* Variación del diámetro a los 30 segundos de aplicar cada escalón de presión

\*\* Variación del diámetro a los 60 segundos de aplicar cada escalón de presión



Fig. 2.303: Ley tensión deformación obtenida para el ensayo P-05 realizado sobre una mampostería de uno de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Griera 2007). Del mismo puede estimarse un módulo de deformación de 20.72 N/mm<sup>2</sup>.



Igualmente, en la Tabla 2.59 se presentan las tensiones de rotura y los módulos de elasticidad obtenidos para los diferentes ensayos realizados sobre las mamposterías.

Tabla 2.59: Resultados de los ensayos dilatométricos realizados sobre los muros de mampostería de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Díaz et al. 2009)

Ensayo	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	E/ $\sigma_u$
P-1B	2.696	32.48	12.05
P-02	1.547	24.14	15.60
P-03	0.720	9.49	13.18
P-04	0.798	16.22	20.33
P-05	0.894	20.72	23.18
P-06	0.978	18.62	19.04
<b>Promedio (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.27</b>	<b>20.28</b>	
Desvest (N/mm <sup>2</sup> )	0.76	7.74	
Coef. Variación	59.47%	38.17%	

### 2.2.3.4.4 Ensayos realizados sobre fábrica de ladrillo.

En las Fig. 2.304 y 2.305 se ilustra tanto un detalle exterior de la zona de ensayo, como un detalle de la perforación ejecutada dentro de la pilastra de ladrillo, para la posterior inserción de la sonda correspondiente al ensayo denominado C-02.



Fig. 2.304 y 2.305: Sonda para la ejecución de un ensayo presiométrico sobre una pilastra de ladrillo (Griera 2007).

Por su parte en la Tabla 2.60 se relacionan los datos obtenidos del ensayo denominado C-01, los cuáles se representan en la Fig. 2.306 permitiendo obtener el módulo de elasticidad para el muro de ladrillo relacionado.

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

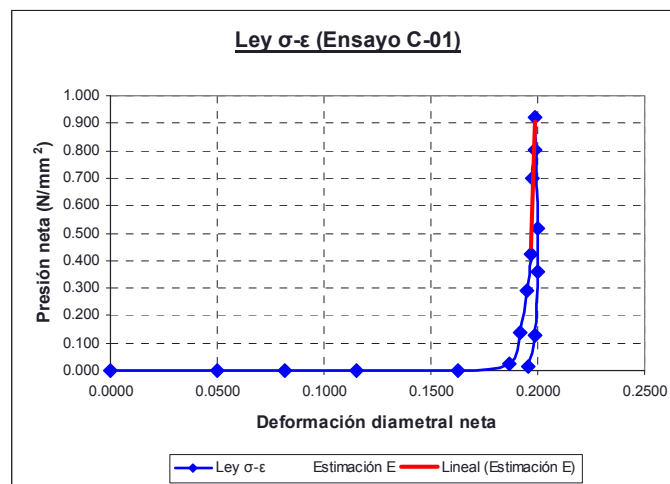
Tabla 2.60: Datos obtenidos en durante el ensayo C-01 (Griera 2007).

$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	D30" * (mm)	D60" ** (mm)	Desplaz. D60" (mm)	$\epsilon$	$\sigma_{neta}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{neta}$
0.000	44.5464	44.5464	0.0000	0.0000	0.000	0.0000
0.044	46.7178	46.7850	2.2386	0.0503	0.000	0.0503
0.107	48.0326	48.1836	3.6372	0.0816	0.000	0.0816
0.166	49.5444	49.6662	5.1198	0.1149	0.000	0.1149
0.225	51.6402	51.8001	7.2537	0.1628	0.000	0.1628
0.307	52.8540	52.8666	8.3202	0.1868	0.025	0.1868
0.423	53.0892	53.1060	8.5596	0.1922	0.136	0.1918
0.579	53.2446	53.2572	8.7108	0.1955	0.288	0.1948
0.717	53.3412	53.3496	8.8032	0.1976	0.425	0.1966
0.992	53.4126	53.4214	8.8750	0.1992	0.698	0.1976
1.100	53.4714	53.4756	8.9292	0.2004	0.805	0.1986
1.215	53.4966	53.5008	8.9544	0.2010	0.919	0.1989
0.814	53.5134	53.5134	8.9670	0.2013	0.518	0.2000
0.654	53.5092	53.5092	8.9628	0.2012	0.358	0.2003
0.420	53.4042	53.4042	8.8578	0.1988	0.126	0.1985
0.340	53.2656	53.2656	8.7192	0.1957	0.013	0.1957

\* Variación del diámetro a los 30 segundos de aplicar cada escalón de presión

\*\* Variación del diámetro a los 60 segundos de aplicar cada escalón de presión

Fig. 2.306: Ley tensión deformación obtenida para el ensayo C-01 realizado sobre una fábrica de ladrillo de uno de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Griera 2007). Del mismo puede estimarse un módulo de deformación de 208.58 N/mm<sup>2</sup>.



Igualmente, en la Tabla 2.61 se presentan las tensiones de rotura y los módulos de elasticidad obtenidos para los diferentes ensayos realizados sobre las fábricas de ladrillo.

Tabla 2.61: Resultados de los ensayos dilatométricos realizados sobre los muros de ladrillo de los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona (Díaz et al. 2009)

Ensayo	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	E/ $\sigma_u$
C-01	0.92	208.58	226.72
C-02*	0.52	29.36	56.46
C-03*	0.58	25.42	43.83
<b>Promedio(N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.92</b>	<b>208.58</b>	

\* Ensayos realizados sobre pilares de ladrillo. En la Fig. 2.307 puede apreciarse como, durante la ejecución del ensayo, fueron desplazados los ladrillos existentes entre la perforación y el borde libre del pilastrón en el que se localizó el ensayo C-03



Fig. 2.307: Desplazamiento de los ladrillos existentes entre la perforación y el borde libre del pilastrón en el que se localizó el ensayo C-03 (Griera 2007).

### **2.2.3.4.5 Conclusiones obtenidas.**

En base a los resultados obtenidos en dichos ensayos, los autores llamaron la atención sobre lo siguiente:

- Las tensiones de rotura o de inicio de fase plástica halladas cabe interpretarlas como las propias de los elementos constructivos ensayados, con las dispersiones habituales típicas de las construcciones históricas, lo cual hace aconsejable que se tienda a realizar lotes de diversos ensayos para cada tipo de elemento, con el fin de conseguir tensiones características fiables.
- La factibilidad de la realización de los ensayos en los muros de mampostería no concertada, con situación aleatoria de las juntas en su sección, hace patente la carencia de huecos interiores y la calidad del mortero de cal de la fábrica. Dichas circunstancias han permitido, con pocas excepciones (Fig. 2.308 y 2.309), el desarrollo de deformaciones diferenciales en la sonda que invaliden el ensayo.



Fig. 2.308: Detalle de la presencia de un hueco interior en uno de los muros analizados.

Fig. 2.309: Deformación diferencial apreciable como consecuencia del hueco presente en el seno del muro.

- Los resultados ligeramente superiores del adobe respecto a los del tapial pueden interpretarse que son debidos a la contribución de las juntas del mortero de cal en la resistencia final.
- La comparación de los gráficos tensión-deformación de los diversos tipos de muro constata la mayor rigidez de los muros de piedra en relación a los de tapial y adobe, al ser, en los primeros, mucho más brusca y pronunciada la pendiente de la curva en la fase anterior a la fractura.
- La carencia de resultados representativos en la fábrica de ladrillo es debida, fundamentalmente, a la localización de dos de los tres ensayos realizados (C-02 y C-03) en pilares de uno de los edificios. Esta circunstancia favorece la libre deformación en el sentido transversal a las cargas gravitatorias, debido a la carencia del confinamiento lateral necesario, lo cual explica la rápida descompresión y fisuración del elemento al recibir la presión proporcionada por la sonda.

En la Tabla 2.62 se resumen los valores promedio de las tensiones de rotura ( $\sigma_u$ ) y los módulos de elasticidad ( $\bar{E}$ ) obtenidos para los diferentes muros ensayados en los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona.

Cabe formular un comentario de los resultados relacionados, dado que tanto los módulos de deformación alcanzan valores bastante más reducidos de lo que suelen estimarse en la práctica habitual, sobre todo en el caso de las mamposterías pétreas y cerámicas, circunstancia que se considera relevante en lo que a la aplicabilidad de los resultados atañe.

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

Tabla 2.62: Valores promedio de las tensiones de rotura y los “módulos de elasticidad” obtenidos para los diferentes muros ensayados en los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona.

Ensayo	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\bar{E}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Tapial	0.52	6.22
Muro de adobe	0.63	6.95
Mampostería arenisca	1.27	20.28
Fábricas de ladrillo *	0.92	208.58

\* Se corresponde a un único ensayo (C-01).

En este sentido, y a la vista de la ecuación (2.5) que rige los ensayos dilatométricos, podría despejarse de la misma el módulo de elasticidad, el cuál podría obtenerse de la siguiente forma

$$\varepsilon = \frac{1+\nu}{E} \cdot D \cdot p \rightarrow E = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} \cdot D \cdot (1+\nu) \quad (2.6)$$

Donde D es el diámetro de la perforación y  $\nu$  el coeficiente de Poisson.

Puede comprobarse como precisamente el factor  $\frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}$  se correspondería con los valores

denotados como E en las tablas (2.55, 2.57, 2.59, 2.61 y 2.62). De esta forma podría determinarse para cada ensayo el módulo de deformación, aplicando la ecuación 2.6 bajo la hipótesis de un coeficiente de Poisson igual a 0.20, tal y como se expone en la Tabla 2.63.

Tabla 2.63: Tensiones de rotura y módulo de elasticidad obtenido para los diferentes muros ensayados en los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona.

Ensayo	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}$	D (mm)	$\nu$	E (N/mm <sup>2</sup> )
T-01	0.81	7.46	73.6	0.2	658.96
T-03	0.54	7.34	71.6	0.2	630.39
T-04	0.39	4.12	74.7	0.2	369.37
T-05	0.60	7.15	74.0	0.2	634.58
T-06	0.31	2.01	74.0	0.2	178.49
T-07	0.48	9.24	75.7	0.2	838.92
TV-01	0.66	6.29	71.3	0.2	538.10
TV-02	0.60	7.6	75.4	0.2	687.56
P-1B	2.70	32.48	82.1	0.2	3201.10
P-02	1.55	24.14	76.9	0.2	2227.93
P-03	0.72	9.49	80.5	0.2	916.96
P-04	0.80	16.22	79.0	0.2	1537.27
P-05	0.89	20.72	77.8	0.2	1934.17
P-06	0.98	18.62	77.8	0.2	1737.25
C-01	0.92	208.58	78.9	0.2	19740.85
C-02	0.52	29.36	79.6	0.2	2804.11
C-03	0.58	25.42	78.4	0.2	2391.51

Finalmente, en la Tabla 2.64 se relacionan los valores promedio de la tensión de rotura y del módulo de elasticidad obtenido para cada tipología de muro ensayada en los edificios de la manzana Escodines de Manresa, a excepción de para las fábricas de ladrillo debido a la carencia de resultados significativos.

Tabla 2.64: Valores promedio de la tensión de rotura y del módulo de elasticidad obtenido para cada tipología de muro ensayada en los edificios de la manzana Escodines de Manresa, Barcelona.

Ensayo	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\bar{E}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{Promedio} / \bar{\sigma}_u$
Tapial	0.52	551.78	1061.12
Muro de adobe	0.63	612.83	972.74
Mampostería arenisca	1.27	1925.78	1516.36
Fábricas de ladrillo *	0.92	-	-



## 2.2.4 Método FreD

Con el objetivo fundamental de obtener un mejor ajuste de las cargas en servicio permitidas para estructuras de fábrica antiguas, actualmente limitadas como consecuencia del desconocimiento del nivel de seguridad existente, muy recientemente se ha desarrollado en Alemania, concretamente en el Institut für Experimentelle Statik (en adelante IFES), Hochschule Bremen, un nuevo método de evaluación ligeramente destructivo, denominado "FreD", al amparo de un proyecto de investigación finalizado en el año 2008 (Gutermann y Knaack 2008).

"FreD" es una técnica que puede realizarse en un área reducida de una estructura de ladrillo con el objetivo de recoger información importante de cara a la evaluación de su estabilidad.

El método trata de responder a las siguientes preguntas básicas: ¿Cuál es el nivel tensional actual real de la estructura? ¿Cuál es el límite adicional para las cargas de servicio?

### 2.2.4.1 Introducción

El análisis de las estructuras con el propósito de la evaluación de la seguridad requiere la introducción de datos sobre las propiedades actuales de la estructura. Estas pre-condiciones no siempre pueden ser satisfechas, sobre todo, para las estructuras existentes. En tales casos, los datos adicionales pueden ser adquiridos mediante el ensayo de los materiales o por la medición de la geometría estructural exacta.

En el caso de que los datos necesarios para obtener la seguridad estructural no pueden ser proporcionadas por medio de análisis calibrados por experimentos, en ciertos casos vale la pena, para determinar la seguridad estructural de manera experimental, llevar a cabo una prueba de carga in situ (Fig. 2.310). Esto, sin embargo, tiene que hacerse sin causar daño a la construcción para evitar afectar la seguridad o la durabilidad de la misma.



Fig. 2.310: Prueba de carga sobre un arco de fábrica empleando BELFA-DB (Gutermann y Knaack 2008).

Un procedimiento de aceptación general es el desarrollo de pruebas de carga en la estructura, controlando de forma simultánea su comportamiento, en especial las deformaciones y la formación de microgrietas (Gutermann et al. 2003). Durante la última década, en Alemania, han sido desarrollados y testeados diferentes métodos y equipos. El desarrollo de este trabajo ha contribuido en la formulación de una guía técnica para las pruebas de carga (DAfStb 2000). Esta guía contiene el concepto de seguridad y las normas técnicas para la realización de pruebas de carga, así como los criterios sobre cuando la aplicación de la carga debe detenerse, por ejemplo ya que se alcanzó un valor máximo permitido  $\varepsilon_{lim}$ .

$$\varepsilon_{lim} \geq \varepsilon_0 + \varepsilon_{exp} \quad (2.7)$$

Donde:

$\varepsilon_{lim}$  : Límite de deformación o máxima deformación permitida.



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

$\varepsilon_0$ : Deformación existente debido a las cargas muertas (usualmente se estima).

$\varepsilon_{exp}$ : Deformación causada por la sobrecarga de uso.

Se utilizan deliberadamente las deformaciones en lugar de las tensiones, ya que son directamente medibles y pueden ser comparadas con los resultados de análisis.

En lo que respecta al Módulo de elasticidad (E) también puede ser determinado de forma fiable.

Si puede estimarse la deformación en rotura  $\varepsilon_u$ , mediante metodologías no destructivas o ligeramente destructivas, podría conocerse el coeficiente de seguridad en rotura  $\gamma_u$ , de la construcción:

$$\gamma_u = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_0 + \varepsilon_{exp}} \quad (2.8)$$

Para aprovechar todo el potencial el planteamiento referido es necesario emplear un método no (ligeramente) destructivo, que cumpla sustancialmente las condiciones siguientes:

- Identificación de la deformación existente debida a las cargas muertas,  $\varepsilon_0$ .
- Medición in situ de la deformación debida a las sobrecargas de uso (por ejemplo el tráfico),  $\varepsilon_{exp}$ .
- Necesidad de llevar a cabo las mediciones para el conjunto de la fábrica (ladrillo y mortero).
- Identificación del módulo de elasticidad medio  $E_m$ .
- Estimación de la deformación en rotura  $\varepsilon_u$  (para permitir valorar la seguridad durante la prueba de carga).
- Desarrollo de un dispositivo práctico y económico, adecuado para las condiciones imperantes en las obras de construcción, que permita deducir  $\varepsilon_{exp}$ ,  $E_m$  y  $\varepsilon_u$  (Fig. 2.311).

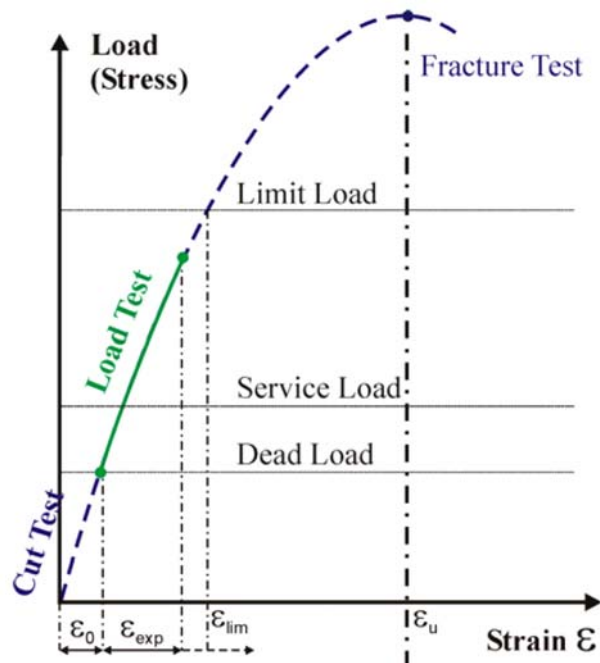


Fig. 2.311: Evaluación experimental de los niveles de deformación (Gutermann y Knaack 2008).

### 2.2.4.2 Método de ensayo

Basado en el procedimiento de gatos planos y en experiencias propias del IFES (*Hochschule Bremen*) fue desarrollado una nueva metodología con modificaciones significativas:

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

- Realización de dos rozas longitudinales paralelas a la dirección de deformación principal (Fig. 2.312a y 2.313)
- Aplicación de la técnica de medición de la deformación en la superficie de la probeta generada.
- Medir la deformación causada por las cargas de servicio habituales (de tráfico, por ejemplo),  $\varepsilon_{exp}$ .
- Practicar dos cortes horizontales uno por encima y otro por debajo de la zona de ensayo; registrar en tiempo real la deformación liberada ( $\varepsilon_0$ ) debida a la relajación de las tensiones de la fábrica motivada por la carga muerta (Fig. 2.312b).
- Realización de dos cortes horizontales adicionales para extraer los ladrillos por encima y por debajo de la zona de ensayo.
- Instalación de la nueva pinza hidráulico-mecánica desarrollada para practicar las pruebas de carga posteriores (Fig. 2.312c).
- Realizar ciclos de carga para obtener la ley  $\sigma$ - $\varepsilon$  y evaluar un módulo medio de elasticidad,  $E_m$ .
- Aumento de la carga mediante el sistema FreD hasta motivar la rotura (Fig. 2.314), obtención de la deformación en rotura,  $\varepsilon_u$ .
- Remoción de las porciones de ladrillo (Fig. 2.312d).
- Reintegración de la zona de ensayo (Fig. 2.312e).

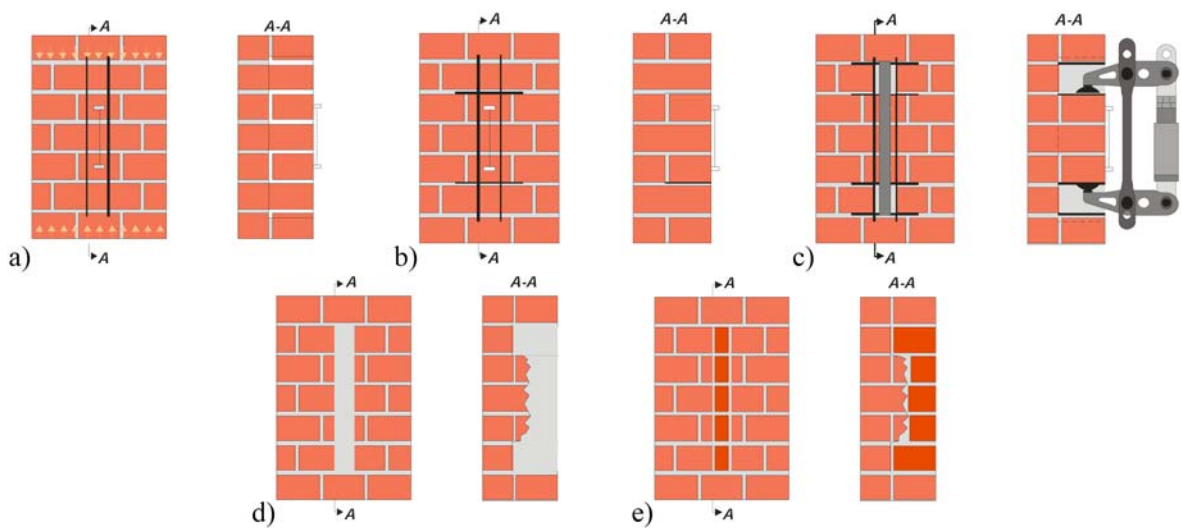


Fig. 2.312: Principio del ensayo FreD, alzados y secciones transversales (Gutermann y Knaack 2008).

Fig. 2.313: Proceso de corte (Gutermann y Knaack 2008)

Fig. 2.314: Ensayo a rotura (Gutermann y Knaack 2008)



### 2.2.4.3 Desarrollo del dispositivo

Debido a la heterogeneidad de los materiales (ladrillo y mortero) y a la necesidad de medir la deformación efectiva en la superficie, es difícil elegir los sensores adecuados y su correcta aplicación. En todo caso, los sensores deben:

- Ser de fácil aplicación
- Tener un tamaño reducido para medir cerca de la superficie y no interferir en el procedimiento de corte.

Durante el proyecto de investigación que sirvió para comenzar con el desarrollo del sistema se hicieron numerosas pruebas con galgas extensométricas y uno o dos transductores de desplazamiento (Fig. 2.315). El objetivo último de estos sensores es determinar la deformación en la superficie del material. Cada método y su aplicación (galgas extensométricas o transductores de desplazamiento) tienen sus ventajas e inconvenientes. De forma que a la finalización del proyecto de investigación relacionado todavía no estaba decidido cuál era el método más adecuado para el objetivo del ensayo.



Fig. 2.315: Medida de la deformación. Se aprecia tanto la disposición de dos transductores de desplazamiento, como la disposición de una galga extensométrica afectando a dos tendeles de mortero (Gutermann y Knaack 2008).

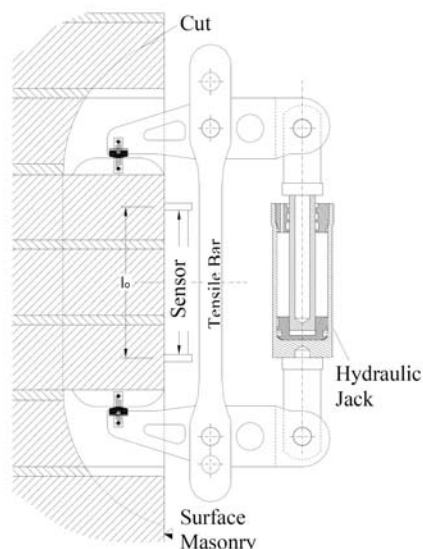


Fig. 2.316: Dispositivo móvil de ensayo, pinza FreD (Gutermann y Knaack 2008).

Para la estimación de los parámetros deformacionales ( $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_{exp}$ ,  $E_m$  y  $\epsilon_u$ ) fue desarrollado un dispositivo hidráulico-mecánico, móvil, para la introducción de la carga (Fig. 2.316), que cumplía las siguientes características:

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

- Susceptible de aplicar carga variable.
- Ajustable a casi cualquier formato de ladrillo para ensayar una porción de fábrica compuesta, como mínimo, por 3 ladrillos y dos juntas de mortero.
- Pequeñas dimensiones y peso ligero.
- Adecuado para las condiciones imperantes en las obras de construcción.

### **2.2.4.4 Campaña experimental**

#### **Ensayos de laboratorio**

Fueron empleadas varias probetas de dimensiones reducidas para llevar a cabo un estudio de viabilidad y para calibrar los modelos analíticos a base de Elementos Finitos. A partir de éstos últimos se obtuvo la correlación teórica entre la profundidad de corte y la medida de la deformación liberada.

Otra investigación analizó la influencia del ángulo de corte: Puesto que es muy laborioso cortar con precisión bajo un determinado ángulo definido, y dado que la influencia de esta variable resultó ser reducida, se decidió cortar sólo en dirección perpendicular.

Mediante el empleo de ladrillos históricos (*Alemán Klosterformat*, Soga x Tizón x Grueso  $\approx 280 \times 140 \times 60$  mm) fueron elaboradas 6 muestras de dimensiones Largo x Ancho x Alto  $\approx 280 \times 280 \times 550$  mm (Fig. 2.317), así como 2 muestras de la dimensiones Largo x Ancho x Alto =  $580 \times 140 \times 650$  mm (Fig. 2.318) con dos diferentes tipos de morteros cada una (K = mortero de cal; V = mortero de cemento). Estos últimos se utilizaron para identificar la carga de rotura de acuerdo a las recomendaciones alemanas (DIN 1053) en colaboración con el MPA Bremen (Instituto de ensayo de materiales de Ingeniería Civil).

Las muestras fueron instrumentadas disponiendo transductores de desplazamiento en sus cuatro caras. El rango de medición incluía 2 ladrillos y 2 tendeles de mortero. La deformación puede calcularse fácilmente empleando la ecuación de  $\epsilon = \Delta L / L$ . Igualmente, fueron dispuestas, adicionalmente, galgas extensométricas en la superficie de los ladrillos para captar la deformación durante el proceso de corte y para comparar la precisión de ambas técnicas de medición (Fig. 2.317 y 2.318).



Fig. 2.317: Disposición de transductores de desplazamiento y galgas extensométricas (Gutermann y Knaack 2008).

Fig. 2.318: Vista general de una de las probetas de dimensiones  $280 \times 280 \times 550$  mm (Largo x Ancho x Alto), una vez dispuestos los sensores, durante el proceso de corte horizontal de la misma (Gutermann y Knaack 2008).



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

La carga fue aplicada hidráulicamente a las muestras utilizando un pórtico de carga, de modo que, en principio, la tensión de compresión era conocida.

La deformación liberada durante el proceso de corte puede medirse en función de la profundidad de corte. La Fig. 2.319 muestra la comparación entre los resultados analíticos obtenidos mediante cálculos (lineales-elásticos) empleando Elementos Finitos 3-D y los resultados experimentales.

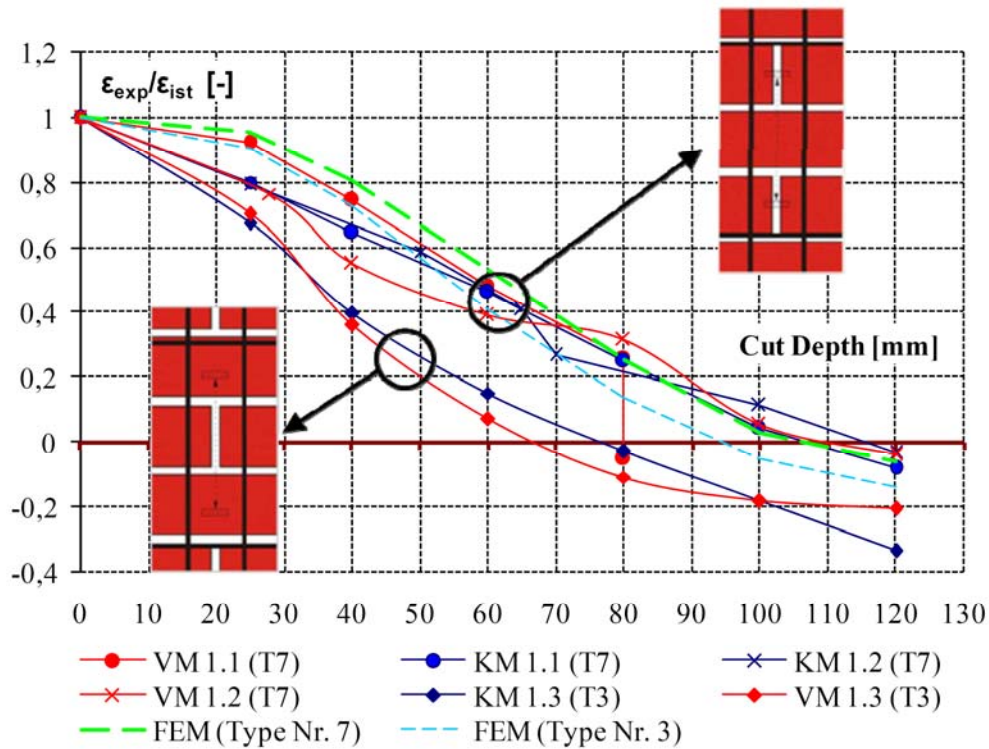


Fig. 2.319: Deformación liberada durante el proceso de corte frente a la profundidad del mismo (experimental/analítica). Puede apreciarse que la evolución de las deformaciones con la profundidad de corte presenta un comportamiento similar tanto en los resultados experimentales como analíticos, si bien se presenta un mejor ajuste en el caso de la probeta denominada como T7 (Gutermann y Knaack 2008).

Dependiendo del aparejo movilizado en la zona de ensayo (Tabla 2.65) la deformación existente es identificada para una profundidad de corte de entre 65 mm y 115 mm. Si el corte se hace más profundo la deformación liberada converge a un valor asintótico.

Tabla 2.65: Posibles tipos de área de ensayo (tipo de aparejo y posición de las juntas)

Nº	1	2	3	4	5	6	7	8
Aparejo	Outbond Header Outbond	Outbond Header Outbond	Outbond Header Outbond	Outbond Header Outbond	Outbond Header Outbond	Header Outbond Header	Header Outbond Header	Header Outbond Header
Nº de llagas	1 (arriba)	1 (abajo)	1 (medio)	2 (arr & ab)	Ninguna	1 (arriba)	2 (arr & ab)	Ninguna
Esquema								

Una vez llevado a cabo el proceso de corte, todas las muestras fueron preparadas para encajar la pinza hidráulica FreD (Fig. 2.316). Las oquedades necesarias para alojar la pinza, tanto en la parte superior como en la parte inferior de la zona de ensayo, fueron realizadas por extracción de una porción de ladrillo. La ley de carga introducida se compone de ciclos de carga variable hasta rotura (Fig. 2.320). Los resultados obtenidos fueron comparados con las cargas de rotura recomendadas por los códigos alemanes (DIN 1053, Tablas 2.66 y 2.67). Como conclusión se obtuvo que la resistencia a rotura obtenida empleando FreD fue del orden del 10-20% superior. A



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

juicio de los investigadores la causa principal de este hecho se debió a que el mecanismo de rotura movilizado en ambos ensayos es diferente. Cabe referir que las probetas empleadas en la realización de los ensayos fueron diferentes, dado que en el caso del ensayo DIN 1053 se emplearon probetas de dimensiones 580 x 140 x 650 mm (Largo x Ancho x Alto), mientras que en los ensayos FreD las probetas eran de 280 x 280 x 550 mm (Largo x Ancho x Alto).

Con la finalidad de recopilar información sobre el mecanismo de rotura se empleó tanto el método de emisión acústica, como modelos de Elementos Finitos. En este sentido, en un futuro, se alberga la intención de desarrollar un algoritmo que transfiera los resultados obtenidos mediante FreD a los que se hubieran alcanzado mediante los procedimientos normativos.

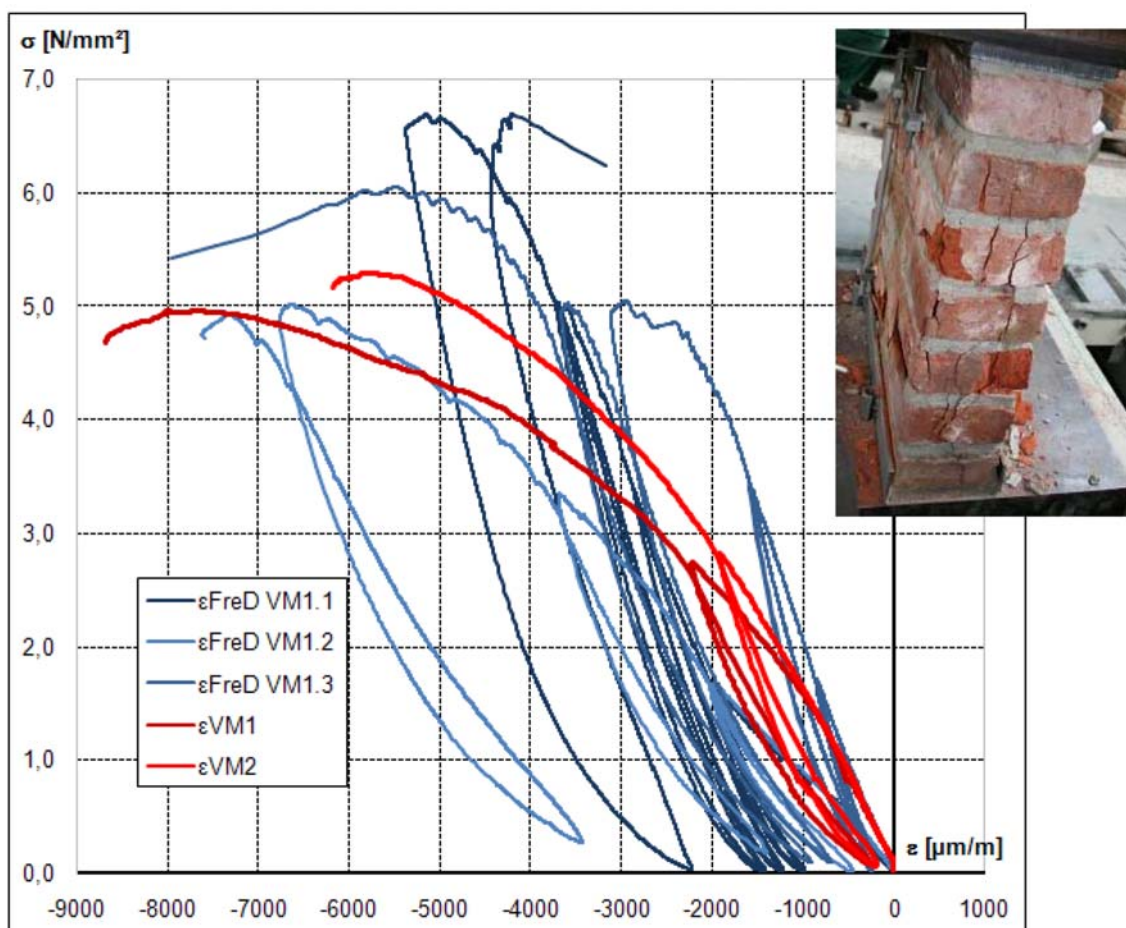


Fig. 2.320: Ensayos de rotura (FreD: línea azul; DIN: línea roja), (Gutermann y Knaack 2008).

Tabla 2.66: Deformación  $\epsilon_u$  ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) en rotura de acuerdo con la DIN 1053

Probeta N°	VM 1.1	VM 1.2	KM 1.1	KM 1.2
$\epsilon_u$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	7600	5800	6500	5100
	Media: 6700		Media: 5800	

Tabla 2.67: Deformación  $\epsilon_u$  ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) en rotura con FreD

Probeta N°	VM 1.1	VM 1.2	VM 1.3	KM 1.1	KM 1.2	KM 1.3
Diseño del área de ensayo (Tabla 2.65)	7	7	3	7	7	3
$\epsilon_u$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	5000	6600	5500	4500	3000	4300
	Media: 5700			Media: 3933		

**Ensayos de campo**

En colaboración con la oficina estatal para la preservación de monumentos y edificios históricos de Bremen, se desarrolló una primera aplicación en el *Bremer Wollkämmerei AG*. Se trata de

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

edificio histórico de naturaleza industrial, erigido en 1900, que forma parte de un conjunto de edificios bajo protección patrimonial (Fig. 2.321).

Esta aplicación in situ fue utilizada para probar por un lado la manipulación de los dispositivos de medición, corte y de carga, y por otra para obtener experiencia sobre la forma de interpretar las curvas sin conocer previamente el nivel tensional existente (Fig. 2.322 y 2.323).

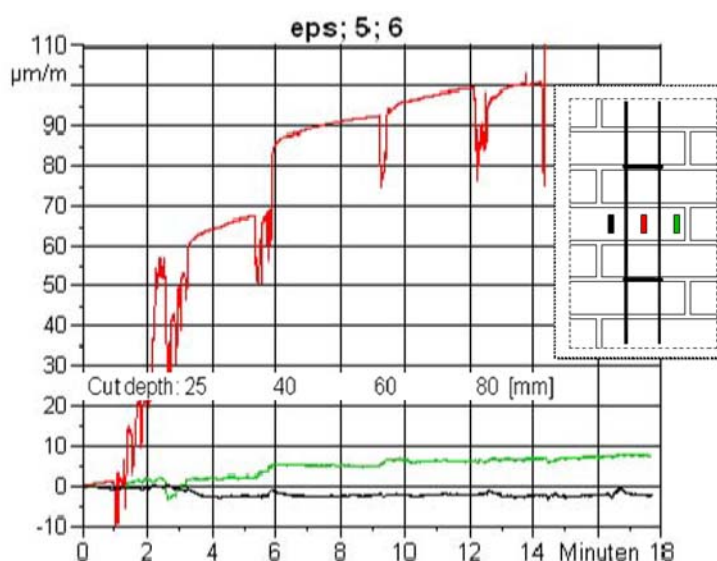


Fig. 2.321: Evaluación in situ (Bremen, Alemania), (Gutermann y Knaack 2008).



Fig. 2.322: Ensayo FreD en el Bremer Wollkammerei AG (Bremen, Alemania), (Gutermann y Knaack 2008).

Fig. 2.323. Deformación liberada durante el corte (deformación frente a tiempo). Puede comprobarse una mayor liberación deformacional en la zona relajada tensionalmente mediante los cortes practicados (curva en rojo) frente a la registrada por las zonas adyacentes de la fábrica (curvas en verde y negro). Como puede comprobarse los cortes practicados, con profundidad creciente, se localizan fácilmente en el registro (Gutermann y Knaack 2008).



### **2.2.4.5 Resultados y perspectivas de futuro**

En principio, los dispositivos y las técnicas empleadas han demostrado su potencialidad.

La combinación de galgas extensométricas y transductores de desplazamiento permite obtener información valiosa sobre las condiciones de deformación en ladrillos individuales así como la deformación integral del conjunto constituido por los ladrillos y el mortero. Estas mediciones fueron empleadas para comparar su precisión y para calibrar los modelos de Elementos Finitos. Sin embargo, como ya se ha referido, su aplicación, así como su adecuación in situ debe ser motivo de nuevas investigaciones y mejoras.

Según los investigadores, las pruebas de campo que realizaron han demostrado que la deformación liberada no converge a un valor límite, en tanto que una profundidad de corte de 120 mm es todavía demasiado baja. Por lo tanto, estudiaron una aproximación analítica para extrapolar la curva de medida. El objetivo fundamental consistió en que la función debía de

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

ajustarse a la curva de medida y que debía de converger. Hasta el momento ha sido identificada la siguiente función:

$$f(x) = y_w + \frac{a_0}{\pi} \cdot \arctan(a_1 \cdot (x - x_w)) \quad (2.9)$$

Donde:

$a_0$ : Distancia entre las líneas de convergencia de la función (paralelas al eje x)

$a_1$ : Gradiente de la función ( $0 < a_1 < 1 \rightarrow 0$  plano;  $a_1 > 1 \rightarrow$  abrupto)

$(x_w, y_w)$ : Coordenadas del punto de inflexión.

La Fig. 2.324 muestra que esta función se puede utilizar para ajustar los resultados medidos en campo y ofrece el valor de la asíntota ( $\epsilon_0 = 164 \mu\text{m/m}$ ), aunque las variables han sido elegidas por iteración. Deben desarrollarse más investigaciones para determinar la función matemática de extrapolación que mejor se ajuste a los datos y para generar directamente las variables, desconocidas a priori, de los resultados medidos.

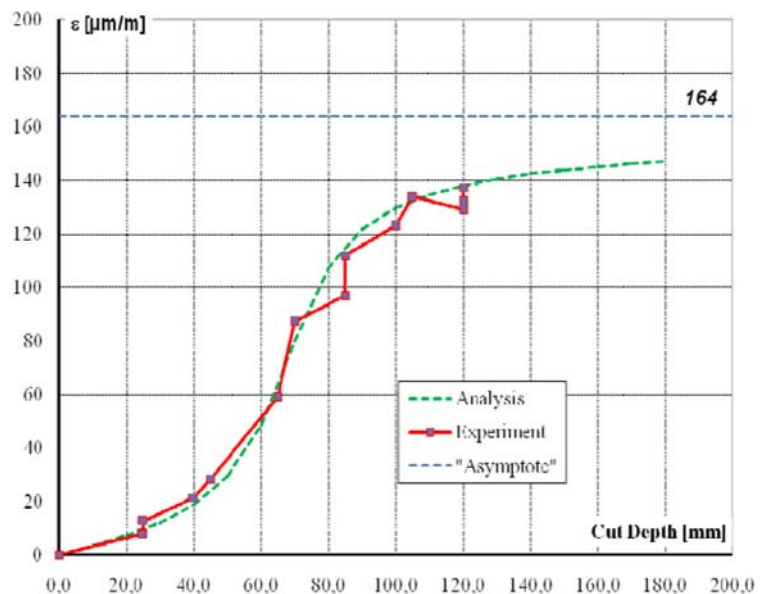


Fig. 2.324: Deformación frente a profundidad de corte (Experimental y analítica), (Gutermann y Knaack 2008).

Además, queda todavía trabajo que hacer en el campo de los factores de corrección. La primera comparativa con resultados obtenidos por Elementos Finitos muestra la necesidad de buscar y definir factores de corrección. Tanto el proceso de corte como el de carga de la zona de ensayo proporciona resultados que dependen de la geometría del prisma (relación de la altura y la profundidad) y del aparejo. Entre otros factores de corrección a definir en un futuro pueden mentarse los relacionados con los necesarios para asegurar la conversión de la carga de rotura experimental obtenida mediante FreD, respecto de la que se obtendría empleando los códigos (DIN 1053).

En lo que respecta a la experiencia práctica, puede demostrarse que el método descrito FreD es una poderosa herramienta para identificar las propiedades del material y el estado tensional de las estructuras de fábrica.

## 2.2.5 Ensayo UIC

El método UIC (Union Internationale des Chemins de Fer - International Union of Railways) propone la realización de ensayos de compresión sobre probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro nominal (UIC code 778-3R 1995), 140 – 145 mm real, obtenidas mediante perforación de la fábrica de ladrillo (Fig. 2.325 y 2.326).

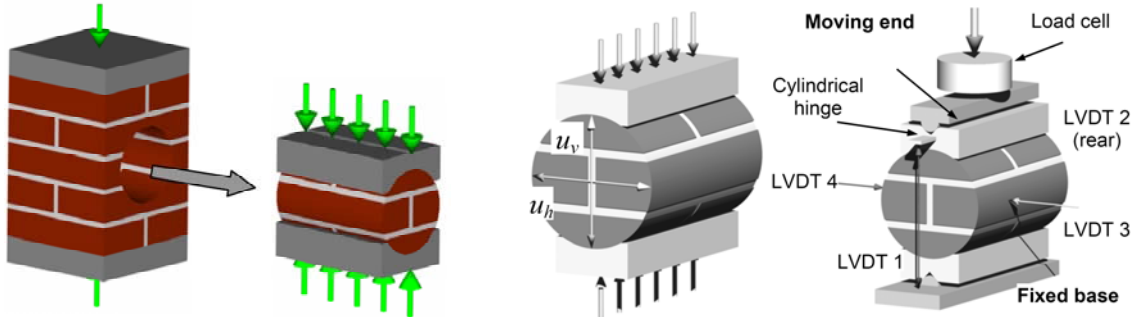


Fig. 2.325: UIC (1995) test (Bilello et al. 2007)

Fig. 2.326: Detalle de la configuración del ensayo (Brencich y Sterpi 2006).

La configuración de la probeta debe ser tal que presente una llaga y dos tendeles en el centro de la sección, Fig. 2.326. Dicha probeta es cargada longitudinalmente, registrando tanto el desplazamiento vertical, como el horizontal. La resistencia a compresión de la fábrica de ladrillo es simplemente asumida como la relación entre la carga de rotura y la sección horizontal.

$$f_c = \frac{F_{rotura}}{\Phi \cdot l} \quad (2.10)$$

Siendo,  $f_c$  la resistencia a compresión;  $F_{rotura}$  la carga que genera la rotura de la probeta;  $\Phi$  y  $l$  el diámetro y la longitud de la misma.

Para la evaluación del módulo de elasticidad secante y de las deformaciones en la dirección de la carga y en la dirección transversal, la sección de referencia se asume como  $0.75 \cdot \Phi \cdot l$  y la carga de referencia como la registrada a la décima parte ( $F^{0.1}$ ) y a la mitad de la carga de rotura ( $F^{0.5}$ ).

$$\varepsilon_h = \frac{u_h}{\Phi}; \quad \varepsilon_v = \frac{u_v}{\Phi} \quad (2.11)$$

$$\Delta\varepsilon_h^{0.1-0.5} = \frac{u_h^{0.5} - u_h^{0.1}}{\Phi}; \quad \Delta\varepsilon_v^{0.1-0.5} = \frac{u_v^{0.5} - u_v^{0.1}}{\Phi} \quad (2.12)$$

$$E = \frac{4}{3} \cdot \frac{F^{0.5} - F^{0.1}}{(u_v^{0.5} - u_v^{0.1}) \cdot l}; \quad \nu = \frac{u_h^{0.5} - u_h^{0.1}}{u_v^{0.5} - u_v^{0.1}} \quad (2.13)$$

$\varepsilon_h$  y  $\varepsilon_v$  : son las deformaciones horizontales y verticales

$u_h$  y  $u_v$  : son los desplazamientos horizontales y verticales

Brencich et al. (2004), Brencich y Sterpi (2006) y Biello et al. (2006 y 2007) estudiaron mediante esta metodología una fábrica de ladrillo macizo de un puente ferroviario de 150 años de antigüedad. Los resultados obtenidos, junto con los mecanismos de fallo observados, fueron comparados con los datos obtenidos mediante ensayos de gato plano doble, ejecutados igualmente en la fábrica in situ, análisis de elementos finitos, y con las aproximaciones clásicas y otros datos experimentales, mostrando que el ensayo UIC estima a la baja la resistencia a compresión de las fábricas. Fue llevada a cabo una discusión sobre la concentración tensional local debida a la configuración del ensayo y a la no simetría del cilindro, y sobre el mecanismo de colapso reproducido por el ensayo UIC.



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

En este sentido, las probetas cilíndricas fueron extraídas de dos pilas de un puente ferroviario sito en Alessandria, Italia. La fábrica estudiada es típica de los puentes construidos en la segunda mitad del s. XIX, tanto por los materiales, ladrillos macizos de arcilla y morteros de cal, como por el aparejo empleado. La Fig. 2.327 muestra la posición de las perforaciones y la localización de los gatos planos realizados.

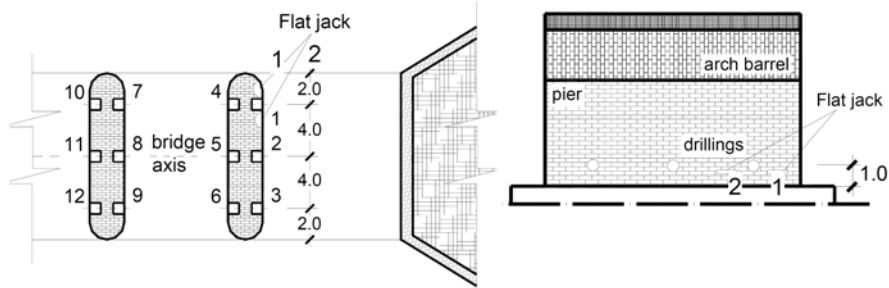


Fig. 2.327: Planta y alzado con la localización de las perforaciones y de los gatos planos (Brencich et al. 2004).

Por su parte la Fig. 2.328 representa la respuesta carga-desplazamiento vertical de las 12 probetas ensayadas: puede apreciarse la dispersión de los resultados debido a la heterogeneidad de la fábrica.

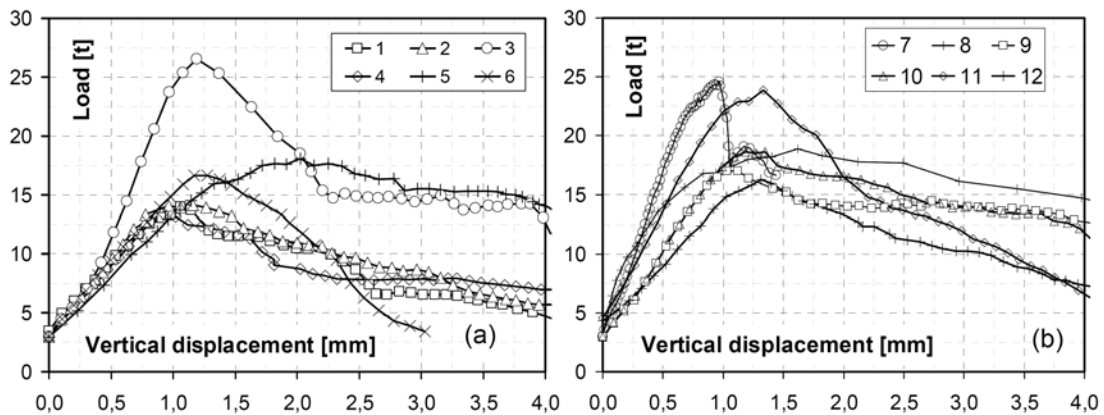


Fig. 2.328: Relación carga-desplazamiento registrada en las 12 probetas ensayadas (Brencich et al. 2004).

La Fig. 2.329 muestra el patrón de agrietamiento: la carga parece ser transferida solamente por la parte central de la probeta y no por la sección entera como sugiere la ecuación 2.10.

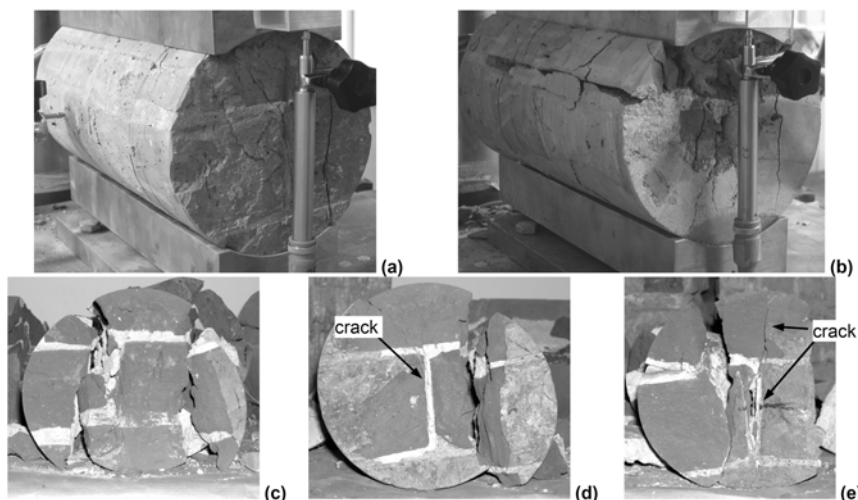


Fig. 2.329: Patrones de agrietamiento típicos obtenidos durante los ensayos al: (a) 80% de la carga de rotura; (b) final del ensayo; (c), (d) y (e) mecanismo de fallo: apertura de grietas verticales y desplazamiento de la parte lateral de la probeta (Bilello et al. 2006).



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

A su vez, la Fig. 2.330 presenta los resultados de los ensayos de gato plano realizados. Los diagramas se refieren solamente a los valores máximos de las cargas cíclicas; en ambos casos la resistencia a compresión se alcanzó a 7.4 Mpa, a pesar de que las curvas tensión-deformación parecen indicar una resistencia algo mayor.

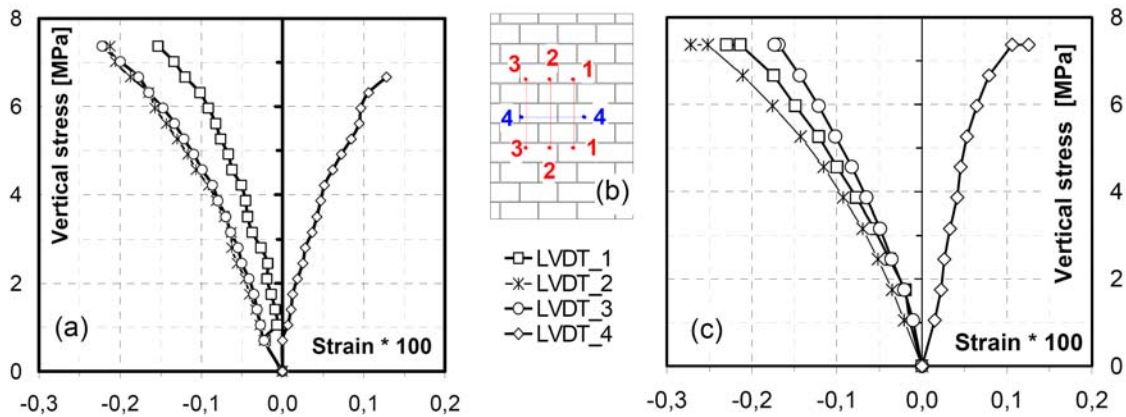


Fig. 2.330: Curvas tensión deformación para los dos gatos planos dobles (Brencich et al. 2004).

Con posterioridad, también desarrollaron modelos numéricos para reforzar las conclusiones obtenidas mediante los ensayos experimentales (Fig. 2.331).

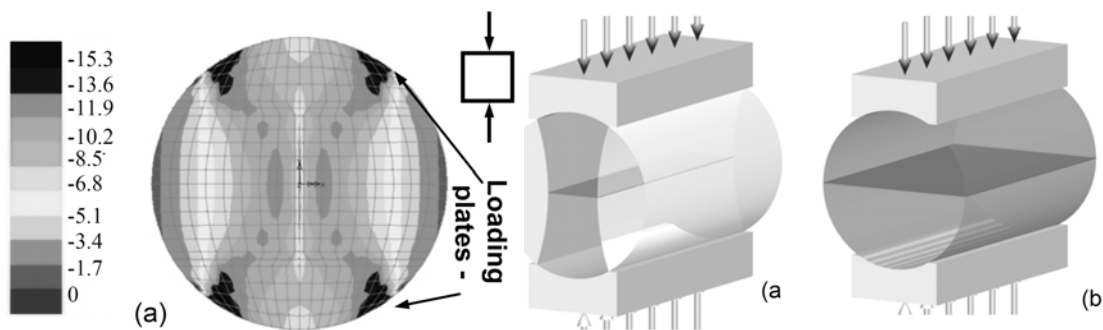


Fig. 2.331: Distribución de tensiones verticales (MPa), al 80% de la carga de rotura (Bilello et al. 2007).

Fig. 2.332: Sección de carga: (a) en base a la evidencia experimental; (b) en base a la ecuación 2.10 (Brencich et al. 2004).

Las referencias aludidas exponen que los resultados experimentales obtenidos mediante el ensayo UIC arrojaron un valor medio de la resistencia a compresión de la fábrica de ladrillo de 4.5 MPa (una vez descartados los valores extremos). La Fig. 2.332 muestra que la zona en que se concentra la carga es aproximadamente la mitad de la sección nominal (Fig. 2.329 y 2.331). Teniendo en cuenta esta evidencia experimental la ecuación 2.10, propuesta por la UIC, minusvalora la resistencia a compresión, debiendo de multiplicar el valor resultante por un coeficiente aproximado de 1.7 para obtener la resistencia considerando el efecto de concentración de tensiones en la zona central. Introduciendo este coeficiente, el valor experimental de la resistencia a compresión alcanzaba un valor medio de 7.6 MPa, que se ajusta mejor a los obtenidos en base a la aplicación de los códigos y con los resultados alcanzados mediante gato plano doble (Brencich et al. 2004).

Por su parte, en lo que respecta al módulo de elasticidad, comprobaron (Brencich et al. 2004) como las estimaciones teóricas obtenidas mediante varios códigos y autores, y las obtenidas experimentalmente, adolecen de bastante dispersión, mostrando que la definición fiable del módulo de elasticidad no es fácil para el caso de las estructuras de fábrica.

Por todo ello concluyeron que el ensayo UIC estima a la baja la resistencia a compresión, aproximadamente en un 40%, probablemente debido a que el mecanismo de colapso está afectado por fenómenos locales. La corrección de la fórmula proporcionada podría dar, al menos en el caso de estudio, una mejor estimación de la resistencia a compresión de la fábrica.

## 2.2.6 Método Doorstopper.

Otra posible técnica que puede exportarse desde el campo de la mecánica de las rocas es la denominada método Doorstopper (Rossi 1990b). Concretamente, esta técnica puede resultar de interés si lo que se pretende es estudiar el nivel tensional existente en un muro a cierta profundidad (no se tiene constancia de la aplicación de la técnica con la finalidad referida).

Al igual que otras técnicas empleadas para la determinación del estado de sollicitación en un elemento estructural de fábrica (gato plano simple, hole drilling o FreD), el método Doorstopper se basa en la medida de la deformación conseguida al relajar las tensiones como consecuencia, en este caso, de una operación de perforación. Además, partiendo de la deformación mensurada puede determinarse el nivel tensional existente empleando las constantes elásticas  $E$  y  $\nu$  del material movilizado en el ensayo.

El método, puesto a punto por el CSIR (South Africa Council of Scientific and Industrial Research), proporciona la medida de la deformación que se produce en la zona central del fondo de una perforación de diámetro 65 mm como consecuencia de una liberación de las tensiones generada por perforación (overcoring). Dicha medida se obtiene por medio de una roseta extensométrica (provista de 4 extensómetros eléctricos dispuestos a 45° el uno del otro) previamente adherida en el fondo de la perforación (Fig. 2.333).

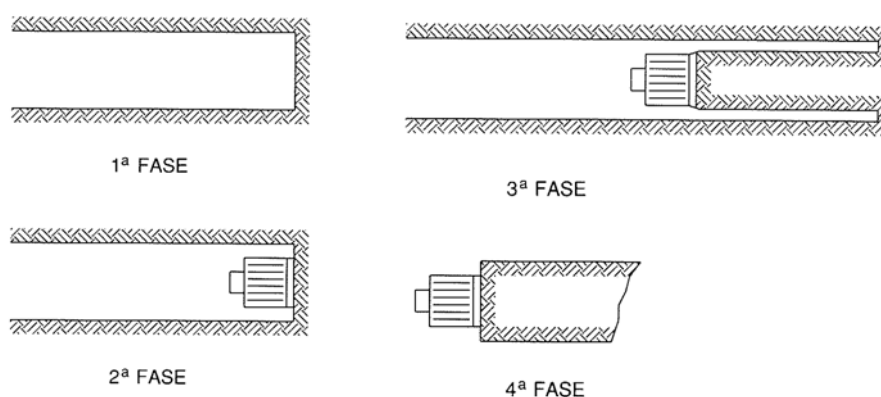


Fig. 2.333: Fases para la medida del estado tensional mediante la técnica “doorstopper” (Rossi 1990b).

El procedimiento del ensayo es como sigue:

- En primer lugar se produce una perforación hasta la profundidad en la que se desea obtener el nivel tensional (Fig. 2.333-1ª Fase).
- A continuación, se procede a adherir la roseta extensométrica en la parte central de la perforación ejecutada (Fig. 2.333-2ª Fase).
- Una vez fijada la roseta se procede a liberar las tensiones mediante la perforación con corona hueca (Fig. 2.333-3ª Fase).
- Con posterioridad, para obtener el estado tensional partiendo de las deformaciones registradas por las cuatro galgas dispuestas a 45°, deben de obtenerse las constantes elásticas del material movilizado en el ensayo ( $E$  y  $\nu$ ). Estas propiedades pueden ser determinadas directamente de la probeta cilíndrica obtenida (Fig. 2.333-4ª Fase) mediante el empleo de una prensa radial y utilizando para la medida de la deformación la roseta previamente adherida en el fondo de la perforación.

Las tensiones determinadas están influenciadas por la presencia del propio agujero. Para depurar la medida es necesario introducir unos coeficientes correctores denominados “coeficiente de concentración de los esfuerzos”. Estos coeficientes, dependientes del valor del coeficiente de Poisson, son determinados con técnicas de análisis numérico mediante modelos tridimensionales de elementos finitos.

### 2.3 Sobre la deformabilidad de las estructuras de fábrica.

En **Cassinello** (1964) se relacionan los ensayos realizados sobre una serie de **muros de ladrillo** de esbelteces variables entre 5 y 25, de espesores comprendidos entre 12 y 38 cm, y longitudes próximas al metro.

A los 28 días fueron sometidos a compresión centrada y hasta rotura todos los muros ensayados. A modo de ejemplo en las Fig. 2.334 y 2.335 se reseñan unos diagramas tensión-deformación para los distintos tipos de ladrillo empleados. En estos diagramas se evidencia la gran dispersión de resultados, si bien las resistencias finales acusan valores muy próximos.

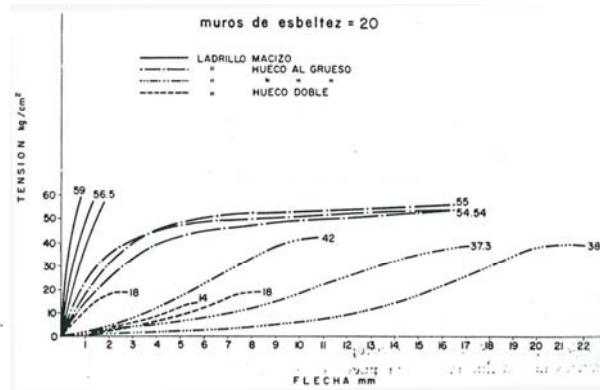
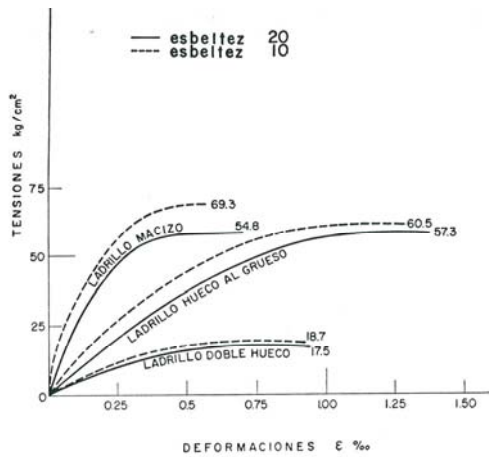


Fig. 2.334: Diagrama tensión-deformación para alguna de las fábricas de ladrillo ensayadas (Cassinello 1964).

Fig. 2.335: Diagrama tensión-desplazamiento para alguna de las fábricas de ladrillo ensayadas (Cassinello 1964).

Las curvas tensión-deformación obtenidas permitieron fijar, con gran aproximación, el valor del módulo de elasticidad cuya variabilidad, en función de la tensión aplicada, sigue una ley lineal de acuerdo con los datos reseñados en la Fig. 2.336. Donde  $R_M$  es la resistencia característica del muro definida como la media aritmética de las 2 resistencias más bajas obtenidas en el ensayo de 3 probetas-muro, rotas a los 28 días.

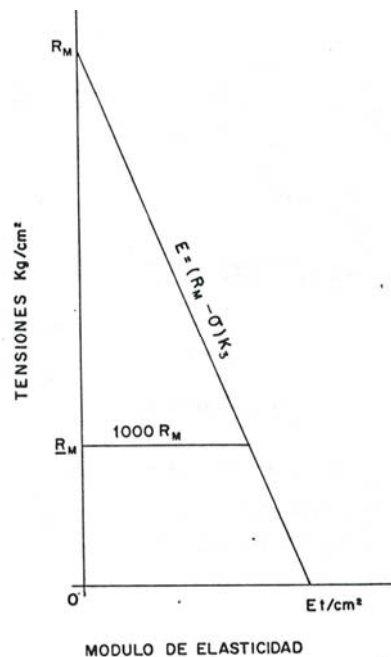


Fig. 2.336: Variación del módulo de elasticidad (E) en función de la resistencia característica del muro (Cassinello 1964).

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

En **Cassinello (1964)** también puede consultarse un estado del arte, a nivel internacional, de gran parte de la normativa existente en los años 60 para fábricas de ladrillo. En lo que se refiere a la deformabilidad, puede obtenerse información de la normativa de Hungría y de la entonces U.R.S.S.

La **Norma Nacional de la República Popular Húngara MSZ-15023-58** propone que para valorar el módulo de elasticidad de la fábrica de ladrillo, cuando no se tengan datos experimentales sobre el mismo, se tomasen los valores de la Tabla 2.68.

Tabla 2.68: Valores del módulo de elasticidad para **fábricas de ladrillo** según MSZ-15023-58.

<b>Tipo de mortero empelado en el muro *</b>	<b>Módulo de elasticidad (MPa)</b>
Mortero de cal H-4	1,500
Morteros H-10 y H-25	2,000
Morteros de cemento H-25 y H-90	5,000

\* Las cifras de los morteros expresan su resistencia en  $\text{kp/cm}^2$  a los 28 días.

Por su parte la norma de la **NITU-II B. 2.62 (antigua U.R.S.S.)** alude a que el módulo de elasticidad de muros de fábrica de ladrillo se fijará de acuerdo con los siguientes criterios:

- En el cálculo de la estructura por el método de rotura, según la fórmula:  $E = 0.5 \cdot E_0$
- Para determinar las deformaciones que se producen en el muro como consecuencia de la acción de esfuerzos longitudinales o transversales, o esfuerzos sobre pórticos hiperestáticos sobre los que apoya la fábrica:  $E = 0.8 \cdot E_0$

En ambas expresiones  $E_0$  es el módulo de elasticidad inicial de la fábrica de ladrillo, y que se determina mediante la siguiente fórmula:

$$E_0 = \alpha \cdot f_{ck} \quad (2.14)$$

Siendo  $\alpha$  un parámetro relacionado con la característica elástica de la albañilería (Tabla 2.69) y  $f_{ck}$  la resistencia característica a compresión, que se obtiene multiplicando por 2.5 las resistencias de cálculo ( $f_{cd}$ ) tabuladas en Cassinello (1964).

Tabla 2.69: Valores de la característica elástica de muros de **fábrica de ladrillo** sin armar (NITU-II B. 2.62).

<b>Tipo de fábrica</b>	<b>Característica elástica, <math>\alpha</math></b>				
	<b>Resistencia del mortero (en <math>\text{kp/cm}^2</math>)</b>				
	<b>200-25</b>	<b>10</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>0</b>
De ladrillo macizo y prensado	1,000	750	500	350	200
Ladrillo silicocalcáreo	750	500	350	350	200
Ladrillos huecos	500	500	350	350	200

Para fábricas ejecutadas con morteros ligeros, los valores de la característica elástica reseñados deberán multiplicarse por un coeficiente igual a 0.70.

En la **PIET 70** se menciona que el módulo de deformación E de una obra de fábrica, que se precisa para conocer el cálculo de las deformaciones de la misma o de las rigideces de los elementos construidos con ella, podrá obtenerse experimentalmente mediante ensayos. Pero teniendo en cuenta el carácter elasto-plástico de los materiales, los ensayos deberán realizarse durante un tiempo suficiente para cada escalón de carga con el fin de que pueda evaluarse la deformación reológica final estabilizada.

A partir de los valores obtenidos en dichos ensayos, puede determinarse la curva tensión-deformación representativa de la variación del módulo de deformación E, desde el instante inicial de la puesta en carga hasta la rotura.

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

Para cada valor de tensión  $\sigma$  quedará determinado el valor del módulo E por el de la pendiente de la tangente a esta curva en el punto correspondiente.

Si no se realizan ensayos, puede obtenerse el valor inicial  $E_0$  en función de la resistencia a compresión  $\sigma_r$  (de la lectura de la PIET 70 parece interpretarse que es una tensión característica), mediante la siguiente fórmula experimental:

$$E_0 = \alpha \cdot \sigma_r$$

En la cuál  $\alpha$  es el coeficiente de deformabilidad de la fábrica, cuyo valor puede tomarse de la Tabla 2.70, en función de la clase de obra de fábrica y del tipo de mortero.

Tabla 2.70: Coeficiente de deformabilidad,  $\alpha$  (PIET 70)

	Tipo de mortero			
	M-160 a M-40	M-20 y M-10	M-5	En seco
Sillería de piedra natural				
Bloques macizos de hormigón, $P_e > 2,000kp/cm^2$	3,000	2,500	2,000	1,500
Mampostería de piedra natural	2,500	1,500	1,125	500
Bloques huecos cerámicos o conglomerados				
Bloques macizos de hormigón ligero, $P_e \leq 2,000kp/cm^2$	2,500	2,000	1,500	750
Ladrillos macizos	2,500	2,000	1,500	-
Ladrillos perforados y huecos	2,000	1,500	1,125	-

$P_e$  es el peso específico aparente del material

Los números representativos de cada mortero hacen referencia a su resistencia a compresión en  $kp/cm^2$ .

El modulo de deformación tangente correspondiente a otros valores de tensión de trabajo, podrá determinarse a partir del valor  $E_0$  referido, considerando que dicho módulo se anula para un valor convencional de la tensión de trabajo que pueda tomarse igual a  $1.1 \cdot \sigma_r$ , admitiendo una ley lineal de variación de dicho módulo, según se indica en la Fig. 2.337.

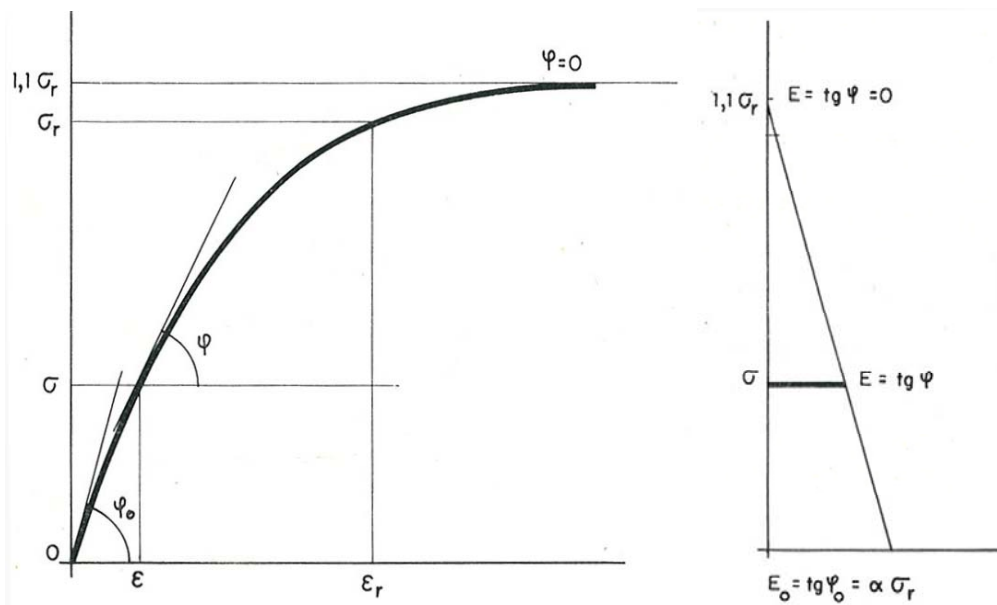


Fig. 2.337: Diagrama tensión-deformación.  $\sigma_r$  es la resistencia a compresión de la fábrica, y  $1.1 \cdot \sigma_r$  el valor convencional de la tensión de trabajo para el que se anula el módulo E (tangente horizontal).

Fig. 2.338: Variación del módulo E según una ley lineal.



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

Para cálculos de estabilidad de obras de fábrica ante sollicitaciones repetidas y alteradas o vibraciones, puede tomarse como valor del módulo de deformación E el inicial ( $E_0$ ).

Para cálculos en el límite de la capacidad resistente, puede tomarse como valor de E el dado por la expresión:  $E = 0.5 \cdot E_0 = 0.5 \cdot \alpha \cdot \sigma_r$

Para cálculos de las deformaciones en sistemas hiperestáticos bajo la carga de servicio o para la determinación de las rigideces de los elementos de obra de fábrica, puede tomarse el siguiente valor:  $E = 0.8 \cdot E_0 = 0.8 \cdot \alpha \cdot \sigma_r$

**Powell y Hodgkinson** (Hendry 1998 y 1981) realizaron una campaña de ensayos sobre **fábrica de ladrillo** donde se caracterizó la ecuación tenso-deformacional de la fábrica para carga rápida, sin confinamiento y para cuatro tipos diferentes de ladrillos (Tabla 2.71). Los ensayos se realizaron bajo carga controlada. En la Fig. 2.339 se muestran los resultados de los ensayos realizados y en la Fig. 2.340 la propuesta de curva tenso-deformacional adimensional extrapolada de los mismos, comparada con la propuesta por Turnsek y Cacovic.

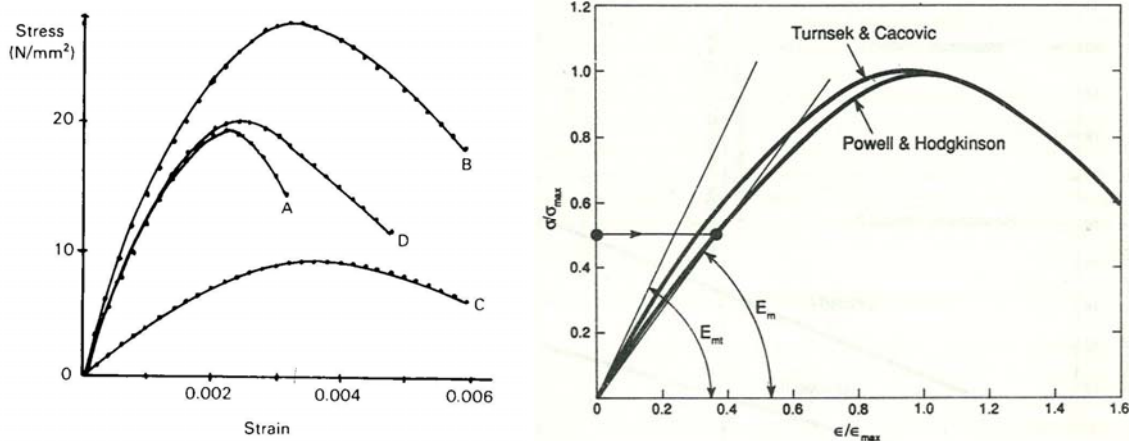


Fig. 2.339: Curva tensodeformacional resultante de los ensayos de Powell y Hodgkinson para 4 tipos de ladrillo (Martínez et al 2001).

Fig. 2.340: Diagrama normalizado tensión ( $\sigma$ ) - deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para el ensayo de compresión de prismas de fábrica (Hendry 1981).

Las curvas de los ladrillos A, B y D presentan un comportamiento parecido, similar a su vez al hormigón; un tramo ascendente y rama de descarga. El valor de la deformación elástica oscila entre 0.002 y 0.003, mientras que el valor de la deformación última está sujeta a mayor variación, variable entre 0.0035 el más frágil (perforado A) y 0.006 el más dúctil (ladrillo B). La forma de la curva del ladrillo C es más suave, presentando una resistencia notoriamente menor pero una alta ductilidad.

Tabla 2.71: Resultados de los ensayos de Powell y Hodgkinson para **fábrica de ladrillo** (Hendry 1998)

Clase de ladrillo	Resistencia a la compresión de la pieza, $f_b$ (MPa)	Resistencia a la compresión de la fábrica, $f$	$\frac{f}{f_b}$ (%)	Módulo tangente (MPa)	Módulo secante (MPa)
A perforado	69.6	19.93	28.6	18,230	11,900
B Clase A	71.7	27.65	38.6	17,370	12,930
C Fletton	25.5	9.33	36.6	4,960	3,740
D Double frogged	45.3	20.1	44.4	16,830	11,610

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

Dichos experimentos realizados por Powell y Hodgkinson y otros de Turnsek y Cacovic (Hendry 1981) permitieron determinar el gráfico normalizado de deformación para la fábrica (Fig. 2.340) el que se puede representar con bastante aproximación por la parábola:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{\max}} = 2 \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\max}} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\max}} \right)^2 \quad (2.15)$$

Donde  $\sigma_{\max}$  y  $\varepsilon_{\max}$  son, respectivamente, la tensión y la deformación unitaria en el punto máximo de la curva.

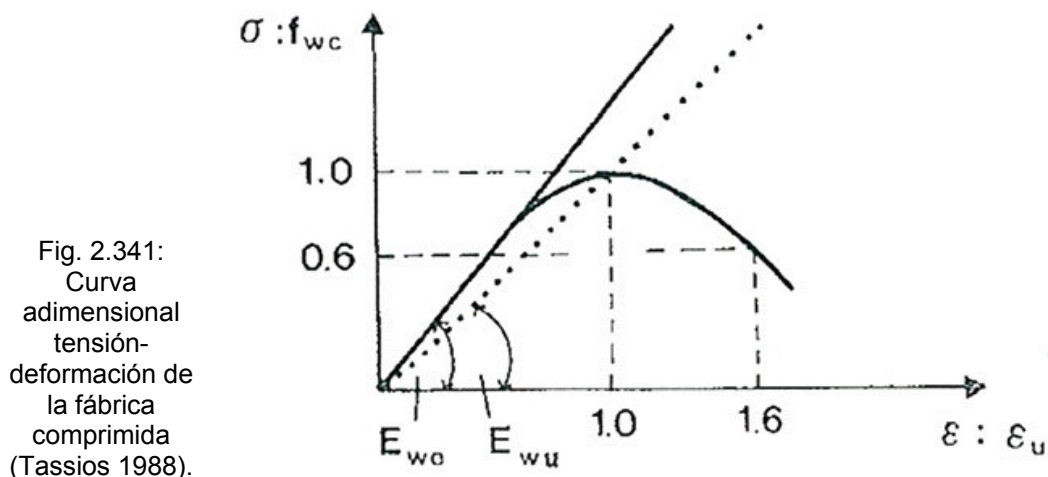
El módulo tangente en el inicio ( $E_t$ ) está dado por la ecuación:

$$E_t = 2 \cdot \frac{\sigma_{\max}}{\varepsilon_{\max}} \quad (2.16)$$

La determinación del módulo de elasticidad de la fábrica se hace, normalmente, al 50% del valor de la resistencia última, para tener en cuenta el comportamiento no lineal del material. En este caso E está representado por:

$$E = 1.25 \cdot \frac{\sigma_{\max}}{\varepsilon_{\max}} \quad (2.17)$$

Las mismas conclusiones son expuestas por **Tassios (1988)**, el cuál presenta la Fig. 2.341, deducida elaborando los resultados experimentales de Hendry (1981) y asumiendo  $\varepsilon_u = 2.5-3.5\%$ .



**Gallegos (1989)** observó varias características en los ensayos a compresión de prismas de **fábrica de ladrillo**:

- A partir de aproximadamente 70% de la carga última comienzan a aparecer grietas verticales en los ladrillos. Las primeras se ubican alejadas de las restricciones impuestas por el cabezal de carga y se orientan hacia dentro del prisma, y van acompañadas de ruidos crujientes.
- La carga máxima, o última, ocurre cuando el avance y multiplicación de esas grietas verticales son sustantivos.
- El esfuerzo y la deformación unitaria en rotura (Fig. 2.342) del prisma corresponde a valores intermedios de los que corresponden al ladrillo y al mortero que conforman el prisma.

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

El conocimiento del gráfico tensión-deformación unitaria en compresión posibilita determinar el módulo de elasticidad.

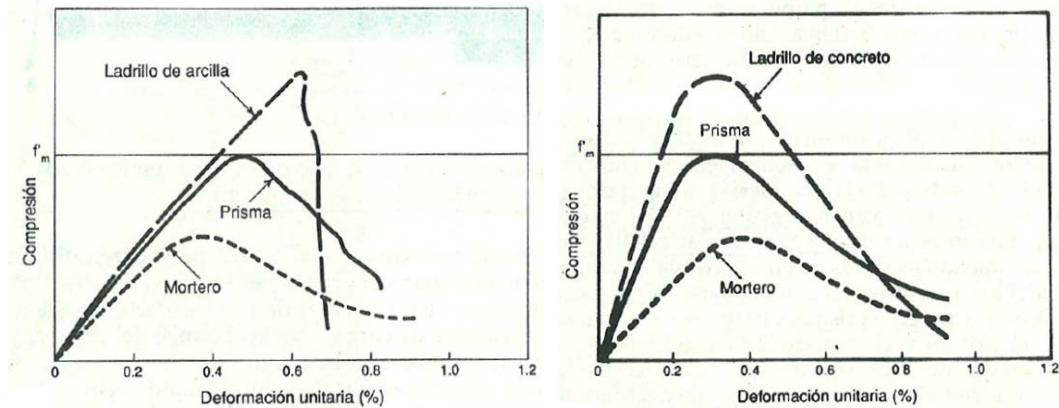


Fig. 2.342: Gráfico normalizado tensión-deformación. Deformación unitaria para prismas ensayados a compresión (Gallegos 1989). (a) Para ladrillos de arcilla, se aprecia una deformación máxima del 4.5%. (b) Para ladrillos de hormigón, se aprecia una deformación máxima del 3.0%. En los gráficos  $f'_m$  es la resistencia característica a la compresión de la fábrica.

Como ya se ha referido, el comportamiento de la fábrica es fuertemente no lineal desde estados tempranos de carga. Esta no linealidad queda plasmada en las curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  al comparar los valores del módulo de elasticidad tangente y del secante a 2/3 del valor de la resistencia a compresión (Martínez et al. 2001).

Existen tres variables importantes en el comportamiento uniaxial de la fábrica:

- El nivel de confinamiento de la misma.
- El ángulo de incidencia del esfuerzo de compresión con respecto a los tendeles.
- El tiempo de actuación de la carga, con menor incidencia.

Priestley y Elder (Molins 1996) estudiaron la primera de las variables indicadas, el nivel de confinamiento de la fábrica. Realizaron ensayos sobre prismas de fábrica compuesta por **bloques de hormigón rellenos de mortero**. La influencia del confinamiento transversal (materializado por medio de armadura transversal en los tendeles) en la curva  $\sigma$ - $\epsilon$  se representa en la Fig. 2.343. Los resultados demostraron que era posible contar con un leve aumento en la resistencia y un gran aumento (del orden del doble) en la ductilidad en los casos de fábrica confinada.

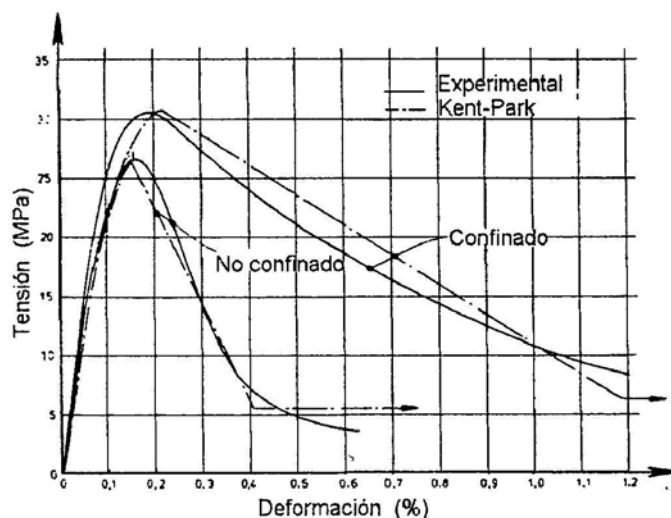


Fig. 2.343: Curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidas en los ensayos de prismas de fábrica de bloques de hormigón relleno de mortero, y el ajuste de las mismas por Priestley y Elder, en base a las propuestas por Kent-Park (Priestley y Elder, Martínez et al. 2001)

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

Estos autores también estudiaron la influencia de la velocidad de carga en el valor de la máxima resistencia y en la deformación última. Para los prismas confinados, un aumento de 0.05%/s a 0.5%/s en la velocidad de deformación suponía un incremento del 17% en la carga de rotura.

La fábrica, al igual que otros materiales cuasi frágiles (hormigón), presenta un comportamiento “post-pico” con ablandamiento, a diferencia de los materiales plásticos, como el acero dulce, que presenta una meseta de fluencia o incluso endurecimiento al plastificar (Martínez et al. 2001).

Antes de la aplicación de la primera carga es posible que existan microfisuras en la fábrica, debidas a la propia retracción en el mortero o a la cocción en las piezas. Estas microfisuras experimentarán un crecimiento progresivo bajo la aplicación de una carga. El crecimiento de las fisuras será estable cuando se produzca sólo al aumentar la carga. Una vez se alcanza la resistencia de pico se produce un crecimiento acelerado formándose las primeras macrofisuras que dejan ya de ser estables, al necesitar un decrecimiento en la carga para controlar la fisuración.

La fábrica presenta este comportamiento, en mayor o en menor medida, tanto en tracción, compresión y corte. La variable que califica y cuantifica este comportamiento es la energía de fractura.

Por su parte **Samarashinge** (Samarasinghe y Hendry 1980; Samarasinghe et al. 1982) realizó una campaña de ensayos de **paneles de ladrillo** a compresión simple en los que estudió la influencia de la orientación relativa del esfuerzo de compresión con respecto a los tendeles. Los resultados señalan al ángulo de desviación del esfuerzo de compresión con respecto a la perpendicular a los tendeles como una variable condicionante en el comportamiento de la fábrica (Fig. 2.344).

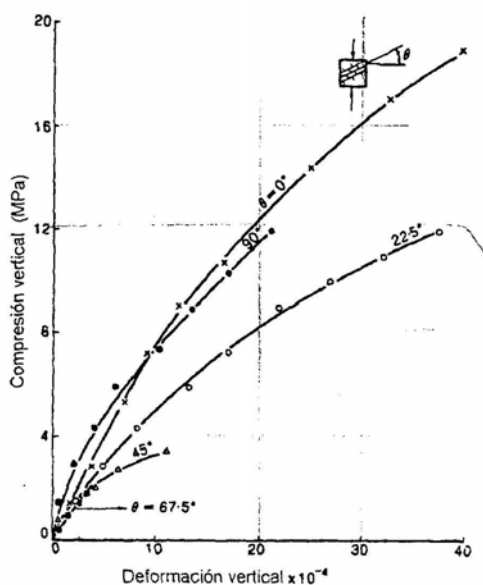


Fig. 2.344: Influencia de la orientación de los tendeles en el comportamiento tensodeformacional (Page, Martínez et al. 2001).

Cuando el esfuerzo de compresión no es perpendicular a los tendeles se produce una drástica disminución en el valor de la resistencia a compresión y en el valor de la deformación última. Esto ocurre porque el mecanismo de rotura no es el referido, siendo necesaria una caracterización biaxial de la fábrica. Una compresión que no es perpendicular a los tendeles puede interpretarse como una compresión perpendicular más un cortante. Este fenómeno, que pone de manifiesto el carácter anisótropo del material, ha sido registrado también por Page (1983, 1981 y 1980), entre otros.

### 2.3.1 Modulo de deformación longitudinal, E.

**Wesche (1974)** expone que el módulo de elasticidad puede obtenerse en función del módulo de elasticidad de las piezas,  $E_b$ , de la forma siguiente:

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

Módulo de elasticidad:  $E = k \cdot E_b$

Donde:

- $k$  : Factor que puede ser obtenido de la Tabla 2.72.
- $E_b = (300 - 400) \cdot f_b$

Tabla 2.72: Valores del parámetro k y del coeficiente de fluencia  $\phi$  (Wesche 1974; Tassios 1988)

Mortero	k	$\phi$	k	$\phi$
M1	0.4	0.75	0.4	1.50
M2, M3	0.7		0.6	
M4	0.9		0.7	
Piezas	Ladrillo		Bloque de hormigón	

**Hendry (1981)** alude a que el módulo de elasticidad tangencial puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$E_0 = 2 \cdot \frac{f_{wc}}{\varepsilon_u} \quad (2.18)$$

Donde  $f_{wc}$  y  $\varepsilon_u$  son la tensión y la deformación en el punto máximo de la curva.

Por su parte también refiere que el módulo de elasticidad secante puede obtenerse a partir del tangente mediante la siguiente relación:

$$E = 0.75 \cdot E_0 \approx (400 - 1000) \cdot f_{wc} \quad (2.19)$$

De las ecuaciones 2.28 y 2.19 puede obtenerse  $\varepsilon_u = \frac{0.75 \cdot 2}{E} \cdot f_{wc}$ , por lo que  $\varepsilon_u \approx 1.5 - 3.75\%$ .

**Schubert (1982)**, en base al análisis estadístico de los resultados de ensayos de varios tipos de fábricas propone que el módulo de elasticidad alcance un valor de:

$$E = 2116 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.24)$$

Por su parte **Sinha y Pedreschi (1983)**, consideran que el módulo de elasticidad en fábricas de ladrillo puede estimarse como.

$$E = 1180 \cdot f_{ck}^{0.83} \quad (2.25)$$

**Chuxian (1984)**, en base a la normativa China para fábrica de ladrillo, aporta que la ley  $\sigma$ - $\varepsilon$  viene dada por la siguiente ley logarítmica:

$$\varepsilon = -\frac{1}{145 \sqrt{f_{wc}}} \cdot \ln \left( 1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}} \right) \quad (2.20)$$

Y el módulo de elasticidad secante para  $0.43 \cdot f_{wc}$  tiene un valor:

$$E = 115 \cdot f_{wc}^{\frac{3}{2}} \quad (2.21)$$



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

Igualmente, el **CIB (1985)** propone:

- Módulo de elasticidad secante:  $E = 1,000 \cdot f_{ck}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Coeficiente de fluencia:
  - Fábrica de ladrillo:  $\varphi = 1.0$
  - Fábrica de bloque de hormigón:  $\varphi = 2.0$

Por su parte, **Mauerwerk-Kalender (Tassios 1988)** refieren que:

- Módulo de elasticidad tangente:  $E_0 = (550 - 800) \cdot f_{wc}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = (0.1 - 0.2)$
- Coeficiente de fluencia:  $\varphi = (1.0 - 2.0)$

El módulo de elasticidad de una fábrica puede determinarse basándose en resultados empíricos (**Gallegos 1989**). Esta evaluación ha resultado en valores del módulo de elasticidad ( $E$ ) entre un límite inferior de  $E = 400 \cdot f_{ck}$  y un límite superior de  $E = 1,000 \cdot f_{ck}$  (Fig. 2.345) para fábricas de ladrillos de arcilla y sílice-cal asentadas con mortero. Del mismo modo, los valores límite correspondientes a fábricas de bloques de hormigón con y sin hormigón líquido son  $E = 400 \cdot f_{ck}$  y  $E = 1,290 \cdot f_{ck}$  (Fig. 2.346).

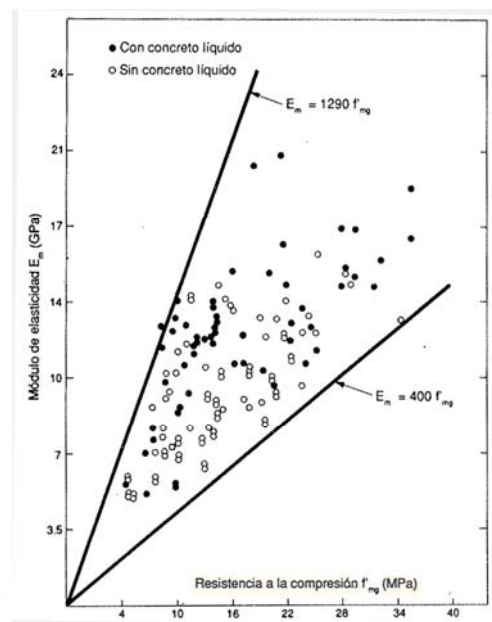
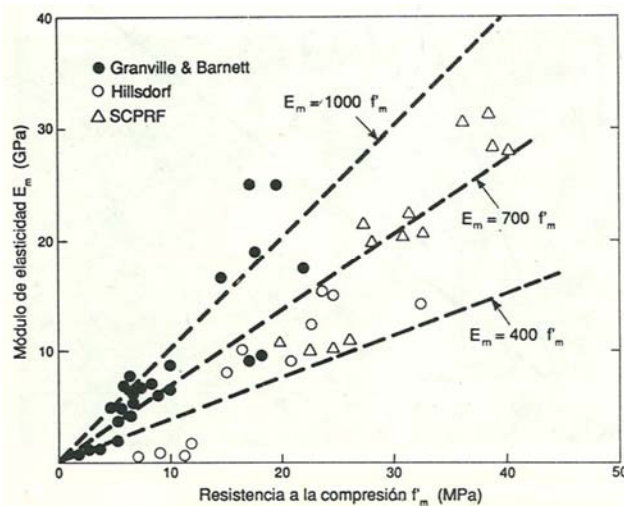


Fig. 2.345: Determinación del módulo de elasticidad ( $E_m$ ) de las fábricas en función de resultados de ensayos a compresión ( $f_m'$ ) experimentales para albañilería de ladrillos asentados con mortero (Mayes y Clough 1975). En el gráfico  $f_m'$  es la resistencia característica a la compresión de la fábrica ( $f_{ck}$ ).

Fig. 2.346: Determinación del módulo de elasticidad ( $E_m$ ) de las fábricas de en función de resultados de ensayos a compresión ( $f_{mg}'$ ) experimentales para fábricas de bloques con y sin hormigón líquido (Gallegos 1989). En el gráfico  $f_{mg}'$  es la resistencia característica a la compresión de la fábrica ( $f_{ck}$ ).

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

La **NBE FL-90 (1990)** refiere que el módulo de deformación de una fábrica de ladrillo, que se precisa para el cálculo de las deformaciones de la fábrica y de las rigideces de los elementos construidos con ella, puede determinarse experimentalmente mediante ensayos. Es necesario que los ensayos se realicen a lo largo de un plazo suficiente, para que tenga lugar una deformación reológica que permita evaluar su valor final estabilizado.

Si no se realizan ensayos, el módulo de deformación  $E$  puede estimarse mediante la fórmula:

$$E = \frac{f_{cd}}{e} = \frac{f_{ck}}{2.5 \cdot e} = w \cdot f_{ck} \quad (2.22)$$

Donde:

- $f_{cd}$ : Es la resistencia de cálculo,  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{2.5}$ .
- $e$ : Deformación unitaria de la fábrica, a largo plazo, cuyos valores en función del tipo de ladrillo y del mortero se dan en la Tabla 2.73.
- $w = \frac{1}{2.5 \cdot e}$

Tabla 2.73: Deformabilidad,  $e$  (‰), y relación,  $w$ , entre el módulo de elasticidad,  $E$ , y la resistencia característica a compresión,  $f_{ck}$ .

Tipo de ladrillo	Tipo de mortero (el número refiere la resistencia en $\text{kp/cm}^2$ )			
	Deformabilidad $e$ (‰)		$w$	
	M-160 a M-40	M-20	M-160 a M-40	M-20
Macizo	0.63	0.80	635	500
Perforado y hueco	0.80	1.00	500	400

El **UIC code 778-3 (1995)** recomienda la siguiente expresión para la estimación de  $E$ :

$$E = E_b \cdot \frac{1+a}{1+ab} \quad (2.23)$$

Este valor del módulo puede ser tangente o secante dependiendo de qué módulos se consideren para el material componente de las piezas,  $E_b$ , y del mortero,  $E_m$ .

Si para ladrillo se consideran unos valores típicos  $a=0.25$  y  $b=10$  y para sillería  $a=0.02$  y  $b=50$  se tienen para la fábrica valores orientativos del módulo de deformación longitudinal (Martínez et al. 2001):

- Fábrica de ladrillo  $E \approx 0.35 \cdot E_b$
- Fábrica de sillería  $E \approx 0.50 \cdot E_b$

El UIC code 778-3 (1995) recomienda utilizar unos valores efectivos de  $E$  ante distintas sollicitaciones para tener en cuenta fenómenos no lineales como la fluencia y la respuesta ante estados avanzados de carga en zonas localizadas:

- $0.5 \cdot E$ , para cargas térmicas y deformaciones impuestas por partes de la estructura constituidas por otro material.
- $0.8 \cdot E$ , para la determinación de deformaciones y movimientos a partir de esfuerzos longitudinales y transversales y para la determinación de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.

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

La norma alemana **DIN 1053 (1996)** recoge que el módulo de elasticidad, a falta de resultados de ensayos, puede considerarse que tiene un valor  $400 \cdot f_{ck} < E < 1000 \cdot f_{ck}$ , valor más conservador que el que propugna el EC-6).

El “European Committee for Standardization”-CEN, **Eurocode 6 (1997)**, y por ende el **CTE DB SE-F (2006)**, propone para el diagrama tensión-deformación de la fábrica la forma general de la Fig. 2.347. Proponiendo que el diagrama tensión-deformación de cálculo puede adoptarse parabólico (Fig. 2.347-a), parábola-rectángulo (Fig. 2.348) o rectangular (Fig. 2.347-c).

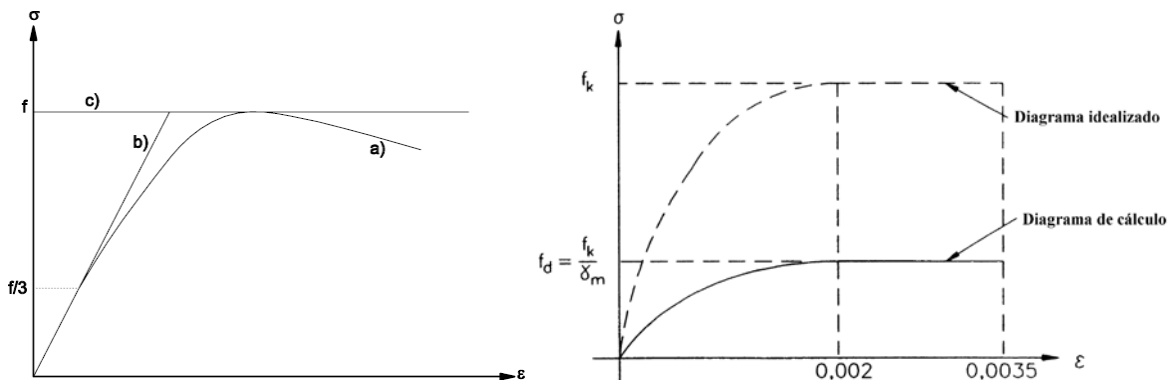


Fig. 2.347: Diagrama tensión-deformación general de una fábrica (CTE DB SE-F 2006).

Fig. 2.348: Diagrama tensión-deformación para el cálculo de una fábrica a flexión y compresión. Este diagrama es una aproximación y puede no ser adecuado para todos los tipos de piezas (CEN, Eurocode 6 1997).

El módulo de elasticidad secante instantáneo,  $E$ , de una fábrica se determinará mediante ensayos según la Norma En 1052-1, con la carga de servicio, por ejemplo, con un tercio de la carga máxima según la Norma EN 1052-1.

A falta de un valor determinado mediante ensayos, el módulo de elasticidad secante instantáneo de una fábrica,  $E$ , para el análisis estructural puede tomarse igual a:

$$E = 1,000 \cdot f_{ck} \quad (2.26)$$

Si el módulo de elasticidad se emplea para cálculos en estados límites de utilización, se recomienda multiplicar el valor  $E$  por el factor 0.6.

El “**Masonry Standards Joint Comité Code**” (**MSJC 2005**) establece  $E_m = 700 \cdot f_{m,ck}'$  para fábricas de ladrillo (Wo y Schuller 2008).

La sección 7.3.2 del **FEMA 356**, “**Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**”, establece la siguiente relación  $E_m = 550 \cdot f_{ck}$ . Este valor es menor que el especificado por el MSJC para acomodarse a los menores valores de resistencia de las fábricas históricas frente a las de nueva construcción (Wo y Schuller 2008).

**Wolde-Tinsae et al. (1993)** mostraron que para fábricas de ladrillo, el coeficiente disminuye a 500 o 550 para ladrillos macizos ( $E_m = 500 \cdot f_{ck}$ ) o huecos ( $E_m = 550 \cdot f_{ck}$ ), respectivamente, cuando se emplea la resistencia a compresión determinada a partir de ensayos sobre prismas de fábrica (Wo y Schuller 2008).

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

La comprensión de la forma de la curva tensión-deformación para una fábrica histórica es útil de cara a relacionar el módulo elástico con la resistencia a compresión. Dicha curva para fábricas compuestas por morteros con alto contenido de cal es lineal hasta la aparición de la primera fisura (Binda et al. 1998c). A partir de ahí la fábrica puede ser cargada más intensamente, de forma que la deformación registrada puede doblar la existente antes de la primera fisura. La curva, en este caso, puede caracterizarse mediante una relación lineal para la primera parte y, a partir de ahí, la curva puede describirse mediante una ecuación parabólica. Al modelar sólo la segunda mitad de la curva tensión deformación con una parábola, la tensión no disminuye de forma significativa después de alcanzarse la tensión máxima.

La curva tensión deformación también puede caracterizarse de forma adecuada mediante una ecuación polinómica de tercer o cuarto grado, o mediante aproximaciones logarítmicas, la curva de Ritter, (Kubica 1996). La aproximación logarítmica, obviamente, difiere de la ecuación parabólica en que no hay caída de tensión después de que se alcance la tensión máxima.

Finalmente, como ya se ha referido en el presente capítulo, los ensayos no destructivos in situ como los de gato plano doble son empleados a menudo para estimar la respuesta frente a mecanismos de compresión de las estructuras de fábrica, en lugar de extraer probetas para realizar ensayos en laboratorio. En algunas situaciones no es deseable o no es posible cargar la fábrica hasta obtener su resistencia a compresión. En estas circunstancias puede estimarse la resistencia última de la fábrica en base al módulo de elasticidad o en base a la forma de la curva tensión-deformación.

Atkinson-Noland & Associates (Wo y Schuller 2008) generaron una base de datos que incluía ensayos de laboratorio e in situ mediante gatos planos dobles, realizados durante los últimos veinte años. También implementaron otra información existente en la bibliografía, de forma que tras análisis estadísticos determinaron, para fábricas históricas de ladrillo, la relación entre el módulo de elasticidad, frente a mecanismos de compresión, y la resistencia de las mismas.

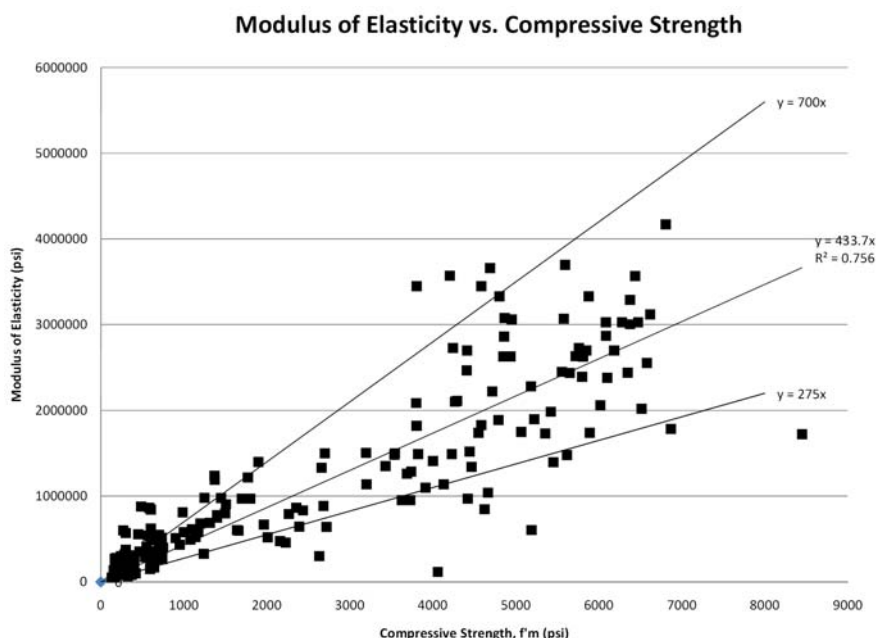


Fig. 2.349: Comparativa entre los módulos de elasticidad y la resistencia a compresión en fábricas de ladrillo (Wo y Schuller 2008). En el gráfico  $f'_m$  es la resistencia característica a la compresión de la fábrica ( $f'_{ck}$ ).

De las 204 entradas de la base de datos, 179 fueron facilitadas por Atkinson-Noland & Associates. 95 de las 179 entradas provienen de ensayos en laboratorio sobre prismas de ladrillo macizo, mientras que el resto de las entradas fueron obtenidas de ensayos de doble gato plano ejecutados

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

en Norte América en edificios de entre mediados del s. XIX y principios del XX. En los datos referentes a los ensayos sobre prismas, la mayor parte de los módulos de elasticidad fueron secantes ( $E_{33\%}$ ) entre los niveles tensionales correspondientes al 5% y al 33% de la carga última,  $f_{ck}$ .

La Fig. 2.349 representa la relación, para fábricas de ladrillo, entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad para los datos relacionados, igualmente, a partir de los mismos, fueron encajadas unas líneas de tendencia tanto para el valor promedio, como para los límites superior e inferior de la relación referida. La relación promedio se caracteriza mediante una línea de tendencia  $E_m = 435 \cdot f_{ck}$ , por su parte el límite superior se describe mediante la ecuación  $E_m = 700 \cdot f_{ck}$ , mientras que el límite inferior mediante  $E_m = 275 \cdot f_{ck}$ .

Las curvas tensión deformación obtenidas fueron de difícil caracterización. La mayor parte de los datos pudieron agruparse en dos familias de curvas, una de ellas más rígida y, por tanto, con módulos de elasticidad más elevados que la otra (Fig. 2.350).

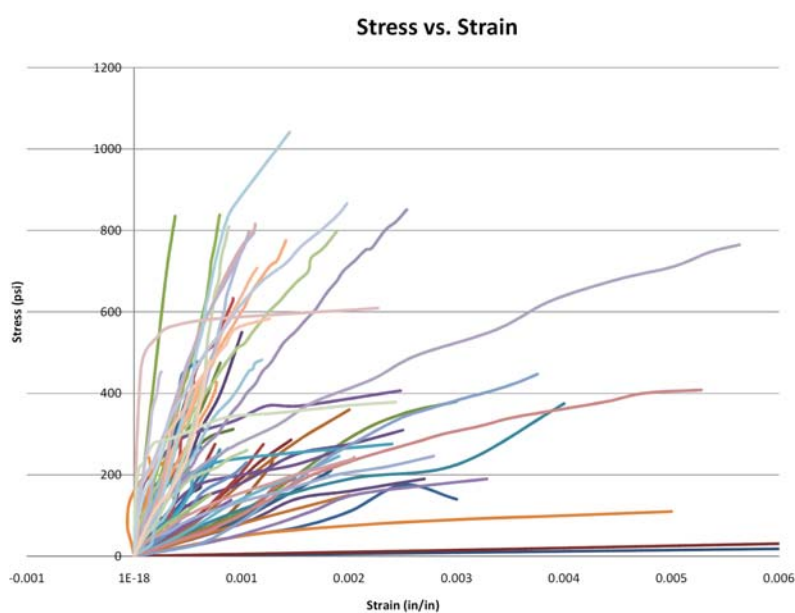


Fig. 2.350: Curvas tensión deformación de la base de datos (Wo y Schuller 2008).

Como puede comprobarse, la determinación del módulo de elasticidad del material de ensayo es bastante variable. La especialización de la mano de obra, la calidad del mortero, la existencia de grietas y el deterioro debido a los efectos ambientales pueden afectar a la rigidez.

Como conclusión. Wo y Schuller (2008) refieren que cuando se trata de estimar la resistencia a la compresión en función de la rigidez, la mejor aproximación sería proporcionar un intervalo de posibles valores y dejar que el responsable final del diseño decida, dentro de la gama de posibilidades propuesta, el valor a utilizar dependiendo de finalidad en cuestión. Igualmente, proponen que la persona que realiza las pruebas de gato plano debería tomar nota de los factores que pueden afectar a la rigidez dentro de la zona de ensayo.

### 2.3.2 Módulo equivalente para cargas de larga duración

Para determinar las deformaciones producidas por cargas permanentes debe tenerse en cuenta las deformaciones diferidas (Gallegos 1989). Las investigaciones realizadas por **Turnsek y Cacovic** y por **Powell y Hodgkinson** (Hendry 1981) han mostrado que la relación entre las deformaciones finales y las instantáneas alcanza valores de 2 a 3 para fábricas de unidades de arcilla y de 3 a 4 para fábricas de unidades de hormigón y sílice-cal.



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

En este sentido, **Gallegos (1989a)** alude que con un coeficiente de deformación diferida de 3, el módulo de elasticidad diferido será  $E_d = 133 \cdot f_k$ . Por su parte, indica que el módulo de corte es  $G = 0.40 \cdot E$ .

El **UIC code 778-3 (1995)**, en lo que respecta al módulo equivalente para cargas de larga duración, recomienda la siguiente expresión:

$$E_{dif} = E_b \cdot \frac{1+a}{1+a \cdot b \cdot (1+\varphi)} \quad (2.27)$$

Donde se ha llamado  $E_{dif}$  al módulo equivalente de la fábrica a tiempo infinito.

Considerando los mismos valores de  $a$  y  $b$  que antes y suponiendo un coeficiente de fluencia, a tiempo infinito, para el mortero  $\varphi=2$ , se tienen para la fábrica valores orientativos del módulo de deformación ante cargas de larga duración aproximadamente la mitad, o menos, que los módulos instantáneos:

- Fábrica de ladrillo  $E \approx 0.15 \cdot E_b$
- Fábrica de sillería  $E \approx 0.25 \cdot E_b$

Sin embargo, hay que tener en cuenta que la construcción de obras históricas era lenta y una gran parte de la deformación por fluencia tenía lugar durante el proceso constructivo, no afectando a la estructura. Ello sugiere que el valor de  $\varphi$  que se debe emplear es menor, quizás del orden de 1 con lo que resultan valores del módulo de deformación longitudinal para cargas diferidas del orden del 60 al 70% del módulo para cargas instantáneas (**Martínez et al. 2001**). La incertidumbre que existe sobre el valor de la fluencia del mortero y la duración de la construcción aconseja utilizar la expresión referida con prudencia.

Tabla 2.74: Propiedades de deformación de la fábrica con mortero ordinario (EC-6).

Tipo de pieza	Coeficiente final de fluencia, (nota 1) $\Phi_\infty$		Retracción o expansión final por humedad, (nota 2) mm/m		Coeficiente de dilatación térmica $10^{-6}/K$	
	Intervalo	Valor de cálculo	Intervalo	Valor de cálculo	Intervalo	Valor de cálculo
Arcilla	0,5 a 1,5	1,0	-0,2 a + 1,0	(nota 3)	4 a 8	6
Silico-calcreas	1,0 a 2,0	1,5	-0,4 a -1,0	-0,2	7 a 11	9
Hormigón ordinario y piedra artificial	1,0 a 2,0	1,5	-0,6 a -0,1	-0,2	6 a 12	10
Hormigón de árido ligero	1,0 a 3,0	2,0	-1,0 a -0,2	-0,4 (nota 4) -0,2 (nota 5)	8 a 12	10
Hormigón celular de autoclave	1,0 a 2,5	1,5	-0,4 a + 0,2	-0,2	7 a 9	8
Piedra natural	(nota 6)	0	-0,4 a + 0,7	+ 0,1	3 a 12	7

NOTAS

- 1 Coeficiente final de fluencia  $\Phi_\infty = \epsilon_{c_\infty} / \epsilon_{el}$ , siendo  $\epsilon_{c_\infty}$  la dilatación final por fluencia y  $\epsilon_{el} = \sigma/E$ .
- 2 Valor final de la retracción o expansión por humedad. Acortamiento negativo y alargamiento positivo.
- 3 Los valores dependen del tipo de material y no puede darse un solo valor de cálculo.
- 4 Para áridos ligeros de pómez y de arcilla expandida.
- 5 Para áridos ligeros excepto pómez y arcilla expandida.
- 6 Los valores son generalmente muy bajos.

**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 al módulo diferido, el **Eurocode 6 (1997)** refiere que puede basarse en el módulo instantáneo, reducido por el efecto de la fluencia. A este respecto se indica que las propiedades de deformación de la fábrica con mortero ordinario se determinarán preferentemente mediante ensayos, pero en ausencia de dichos valores, pueden emplearse los valores de cálculo dados en la Tabla 2.74 para piezas de diversos materiales.

Además aluden a que el módulo de rigidez a corte es  $G = 0.4E$  y el coeficiente de Poisson  $\nu = 0.25$ .

### 2.3.3 Resumen de la revisión bibliográfica.

En primer lugar hay que referir que los códigos, normalmente, dan valores característicos de resistencia. Por esta razón, se asume que los valores característicos de compresión podrían obtenerse a partir de los medios multiplicando éstos por un factor  $k$ :

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot k$$

Donde:

- $f_{ck}$ : Valor característico.
- $f_{cm}$ : Valor medio.
- $k = 0.7$ , según las recomendaciones del CEN, Eurocode 8, Part 1-4.
- $k = \frac{1}{1.2} = 0.833$ , según EN 1052-1 (1998) y UNE-EN 1052-1 (1999).

En la Tabla 2.75 se resumen los valores propuestos por varios autores para diferentes tipos de fábrica, entre el módulo de elasticidad y la resistencia característica a compresión de la fábrica.

Tabla 2.75: Parámetro  $\alpha$ . Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia característica a compresión de la fábrica ( $E = \alpha \cdot f_{ck}$ ), según diversos autores, para diferentes tipos de fábrica.

Referencia	Ladrillo macizo	Ladrillos perforados y huecos	Sillería	Mampostería	Bloques de hormigón	Bloques de hormigón ligero
NITU-II B. 2.62 (U.R.S.S.)	200-1,000	200-500*				
PIET 70 (1970)	1,500-2,500	1,125-2,000	1,500-3,000	500-2,500	1,500-3,000	750-2,500
Hendry (1981)	400-1000					
Mauerwerk-Kalender (Tassios 1988)	550-800					
CIB (1985)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Gallegos (1989)	400-1,000				400-1,290	
NBE FL-90 (1990)	500-635	400-500				
Wolde-Tinsae et al. (1993)	500	550				
DIN 1053 (1996)	400-1,000	400-1,000	400-1,000	400-1,000	400-1,000	400-1,000
Eurocódigo 6 (1997)	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
MSJC (2005)	700					
FEMA 356 (2000)	550					
Wo y Schuller (2008)	275-700					

\* Sólo para ladrillos huecos

**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 Tabla 2.76 se relacionan otras expresiones propuestas por otros autores, aplicables a diferentes tipos de fábrica.

Tabla 2.76: Otras expresiones para estimar el módulo de deformación longitudinal de las fábricas.

Referencia	Fábrica de ladrillo	Fábrica de sillería	Fábrica de bloques
Wesche (1974)	$E = (120 - 360) \cdot f_b$		$E = (120 - 280) \cdot f_b$
Schubert (1982)	$E = 2116 \cdot \sqrt{f_{ck}}$		
Sinha y Pedreschi (1983)	$E = 1180 \cdot f_{ck}^{0.83}$	-	-
Chuxian (1984)	$E = 115 \cdot f_{wc}^{3/2}$	-	-
UIC code 778-3 (1995)	$E \approx 0.35 \cdot E_b$	$E \approx 0.50 \cdot E_b$	-

Como puede comprobarse, el Eurocódigo 6 y otras referencias permiten estimar aproximadamente E a partir del valor de  $f_{ck}$ , como  $E = 1,000 \cdot f_{ck}$ . Esta forma de estimación conlleva el error de no considerar distintos tipos de fábrica, en todo caso parece que 1,000 podría ser un valor excesivo para construcciones antiguas. En caso de no disponerse de datos fiables, Martínez et al. (2001) consideran preferible estimar  $a$ ,  $b$  y  $E_b$ , con las recomendaciones apuntadas en los apartados precedentes y utilizar las expresiones (2.23 y 2.27), antes que aceptar una estimación de E a partir de  $f_{ck}$  aceptando un factor de proporcionalidad muy incierto.

Charry (2010) observa que los valores obtenidos experimentalmente de la deformación longitudinal E en comparación con las formulaciones de las diferentes normativas difiere notablemente. En su tesis doctoral alcanzó una relación aproximada de  $E = 200 \cdot f_{ck}$  en los muros de ladrillo ensayados en tres campañas experimentales a diferentes escalas.

En la Tabla 2.77 se resume la relación obtenida experimentalmente, por diversos autores, entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión de la fábrica, para diferentes tipos de fábrica.

Puede apreciarse como para fábricas de ladrillo dicha relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión de la fábrica, oscila entre 275-1,176. Por su parte para sillerías está del orden de 1000. Mientras que para mamposterías la relación varía entre 170-3,620.

En la Tabla 2.78 se relacionan los valores obtenidos experimentalmente, mediante ensayos de gato plano doble, para el módulo de elasticidad en fábricas de ladrillo. Dicha magnitud oscila entre 462-4,500 MPa.

En la Tabla 2.79 se relacionan los valores obtenidos experimentalmente, mediante ensayos de gato plano doble, para el módulo de elasticidad en sillerías pétreas. Dicha magnitud oscila entre 800-50,000 MPa, obviamente tiene muchísima influencia la tipología de piedra empleada en la fábrica, así como el espesor de la junta de mortero.

En la Tabla 2.80 se relacionan los valores obtenidos experimentalmente, mediante ensayos de gato plano doble, para el módulo de elasticidad en mamposterías pétreas. Dicha magnitud oscila, habitualmente, entre 90-4,000 MPa.

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

Tabla 2.77: Parámetro  $\alpha$ . Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión de la fábrica ( $E = \alpha \cdot f$ ), según diversos autores, para diferentes tipos de fábrica.

Referencia	Construcción	Tensión de última	Ladrillo macizo	Sillería	Mampostería
Binda et al. (1983)	S. Eustorgio, Milán (Italia), s. XIII	Rotura	609	-	-
Gelmi et al. (1993)	Fábricas de la provincia de Trento (Italia)	Rotura	-	-	210-490
(Binda et al. 2000a)	Catedral de Monza (Italia)	Característica	296-874	-	-
(Binda et al. 2000b)	“Torrazzo” de Cremona (Italia)	-	758	-	-
(Binda 2003)	Construcciones de Campi y Castellucio, Umbria (Italia)	Rotura	-	-	537-2,308
(Binda et al. 2003c)	Catedral de Noto, Sicilia (Italia)	Rotura	-	936-1021	250
Roque (2002) Roque y Lourenço (2003)	Edificio en Bragança (Portugal), s. XII	Característica	-	-	857-2,936
Pagaimo (2004) Lourenço et al. (2005)	Tentúgal (Portugal)	Característica	-	-	170-671
(Indirli et al. 2004)	Castillo Marchesale, San Giuliano di Puglia (Italia)	Rotura	-	-	1,000-2,333
Vicente (2008)	Coimbra (Portugal)	Rotura	-	-	301-3,620
Aidico (2006)	Antigua Tabacalera de San Sebastián (España)	Rotura	-	-	429-750
Aidico (2007)	Valencia (España)	Rotura	722-1,176	-	-
Aidico (2008)	Antigua cárcel modelo de Valencia (España)	Rotura	1,111	-	1,000
Wo y Schuller (2008)	Varias	Característica	275-700	-	-

Tabla 2.78: Valores estimados del **módulo de deformación en componentes estructurales de fábrica de ladrillo** ensayados in situ o en laboratorio, mediante **gato plano doble**.

Referencia	Laboratorio/In situ	$E_{\text{experimental}}$ (MPa)
Rossi (1982a)	Laboratorio (Italia)	2,400-3,750
Noland et al. (1990)	Laboratorio (EEUU)	3,068.17
	Mt. St. Gertrude’s Academy, Boulder, Colorado (EEUU), 1892	2,640.67
	Raybon House, Colonial Williamsburg, Virginia (EEUU), Finales s. XVIII	2,611.99
	Edificio Castle Green, Pasadera, California (EEUU), 1900	689.47
	Catedral de la Inmaculada Concepción de Los Ángeles, California (EEUU)	461.94
Frassoni y Rossi 1988.	Templo de Rómulo, Roma (Italia), 309 A.C.	3,000-4,500
(Binda et al. 2000b)	“Torrazzo” de Cremona (Italia)	2,000
(Balduzzi et al. 2006)	Iglesia de S. Sixto, Bérgamo (Italia), s. XVI	3,870
	Campanario de la Iglesia de S. Sixto, Bérgamo (Italia), construido en 1903	7,200
Roca (2007) (Astudillo y García 1998)	Palacio de Botines, León (España)	2,000
Aidico (2006)	Burjassot, Valencia (España)	4,200
Aidico (2007)	Valencia (España)	2,600-4,000
Aidico (2008)	Antigua cárcel modelo de Valencia (España)	3,000

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

Tabla 2.79: Valores estimados del **módulo de deformación en componentes estructurales de sillería pétreo, mediante gato plano doble.**

Referencias	Laboratorio/In situ	Fábrica	$E_{experimental}$ (MPa)
Rossi (1985 y 1988)	Iglesia de Madonna del Prato, Gubbio (Italia), 1662	Sillarejo pétreo	3,500
Astori et al. 1988	Catedral de Orvieto (Italia), 1290-1330	Sillería de “basaltina” y “travertino”	13,000
		Sillería de tufa	1,800
Giani et al. 1988	Iglesia de la Consolación de Todi (Italia), 1508-1606	Sillería de caliza	22,000-28,000
Rossi 1995 Rossi 1996c Rossi et al. 1996b	Basilica de San Marcos de Venecia (Italia), s. V	Fábrica original, sin consolidar	800-2,000
		Fábrica consolidada mediante inyecciones	1,600-4,000
		Fábrica reconstruida en los 60's (s. XX)	5,000
Macchi et al. (1993a)	Torre de Pisa (Italia)	Sillería de mármol	50,000
Binda et al. (2003c)	Catedral de Noto, Sicilia (Italia)	Sillería externa de travertino	1,205-1,760
Casarin et al. (2004a y 2007)	Basílica de S <sup>a</sup> M <sup>a</sup> Gloriosa de Frari, Venecia (Italia), s. XIV-s. XV	-	3,300
Balduzzi et al. (2006)	Iglesia de S. Sixto, Bérgamo (Italia), s. XVI	Sillería pétreo	16,670
	Campanario de la Iglesia de S. Sixto, Bérgamo (Italia), construido en 1903	Pilares de arenisca	20,340
Roca (2007) Astudillo y García (1998)	Palacio de Botines, León (España)	Sillarejo pétreo	5,200
Aidico (2006)	Nuestra S <sup>a</sup> de los Ángeles de Tuéjar, Valencia (España)	Sillería pétreo	22,000
Aidico (2008)	Iglesia de Santa Catalina de Alcira, Valencia (España)	Sillería pétreo	10,600

Tabla 2.80: Valores estimados del **módulo de deformación en componentes estructurales de mampostería pétreo, mediante gato plano doble.**

Referencias	Laboratorio/In situ	$E_{experimental}$ (MPa)
Binda (2003)	Campi y Castellucio, Umbria (Italia)	435-3,116
Roque (2002) Roque y Lourenço (2003)	Bragança (Portugal), s. XII	300-2,200
Pagaimo (2004) Lourenço et al. (2005)	Tentúgal (Portugal)	90-470
Indirli et al. (2004)	Castillo Marchesale, San Giuliano di Puglia (Italia)	2,000-3,500
Tomasi et al. (2007)	Teatro municipal “Ricardo Zandonai”, Rovereto (Italia), 1783	72-8,650
Binda et al. (2008) Bosiljkov et al. (2008) Binda et al. (2004a)	Castillo de Pisece (Eslovenia)	1,490-1,700
	Castillo de Avio (Italia)	2,307-6,524
Vicente (2008)	Coimbra (Portugal)	261-4,061
Miranda et al. (2009)	Oporto (Portugal)	1,300
Roca (2007) Astudillo y García (1998)	Palacio de Botines, León (España)	3,400
Aidico (2006)	Antigua Tabacalera de San Sebastián (España)	1,500-3,000
Aidico (2006)	Nuestra S <sup>a</sup> de los Ángeles de Tuéjar, Valencia (España)	16,000
Aidico (2008)	Antigua cárcel modelo de Valencia (España)	2,300