

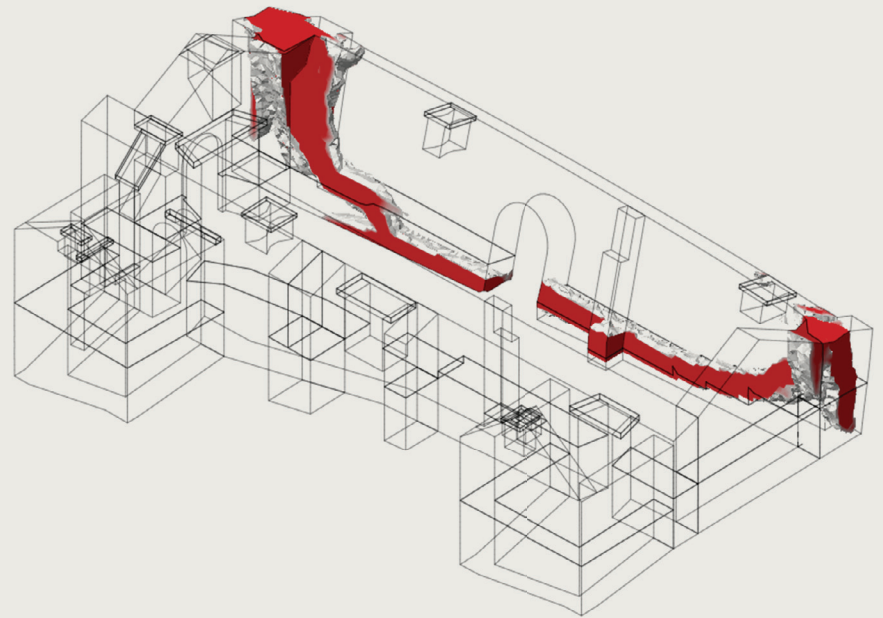
# Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Recomendaciones para el modelado  
avanzado de sitios históricos de tierra

## Informe de investigación

Paulo B. Lourenço y João M. Pereira

En colaboración con Giorgos Karanikoloudis,  
Federica Greco y Claudia Cancino



# Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Recomendaciones para el modelado avanzado  
de sitios históricos de tierra

Paulo B. Lourenço y João M. Pereira

En colaboración con Giorgos Karanikoloudis,  
Federica Greco y Claudia Cancino

GETTY CONSERVATION INSTITUTE  
LOS ÁNGELES  
TECMINHO – UNIVERSIDADE DO MINHO  
GUIMARÃES, PORTUGAL

© 2020 J. Paul Getty Trust y TecMinho – Universidade do Minho

The Getty Conservation Institute  
1200 Getty Center Drive, Suite 700  
Los Angeles, CA 90049-1684  
Estados Unidos  
Teléfono (+1) 310 440-7325  
Fax (+1) 310 440-7702  
Correo electrónico: [gciweb@getty.edu](mailto:gciweb@getty.edu)  
[www.getty.edu/conservation](http://www.getty.edu/conservation)

TecMinho – Universidade do Minho  
Campus de Azurém  
Alameda da Universidade  
P-4800-058 Guimarães Portugal  
Teléfono (+351) 253 510-590  
Fax (+351) 253 510-591  
Correo electrónico: [tecm@tecminho.uminho.pt](mailto:tecm@tecminho.uminho.pt)  
[www.tecminho.uminho.pt](http://www.tecminho.uminho.pt)

El Getty Conservation Institute (GCI) trabaja internacionalmente para avanzar la práctica en la conservación de las artes visuales – incluyendo objetos, colecciones, arquitectura y sitios patrimoniales. El Instituto asiste a la comunidad de conservadores a través del desarrollo de investigaciones científicas, programas de educación y capacitación, proyectos de campo modelos, y la difusión de información. En todas sus iniciativas, el GCI crea y transfiere conocimientos que contribuyen a la conservación del patrimonio cultural mundial.

Fundada en 1990, TecMinho es una asociación privada sin fines de lucro financiada por la Universidade do Minho y la Associação de Municípios do Vale do Ave, Portugal. Su misión es conectar la Universidade do Minho con la sociedad, especialmente en las áreas de ciencia y tecnología, y contribuir con el desarrollo regional mediante el mejoramiento de la competitividad de las organizaciones y de las habilidades de los individuos.

ISBN: 978-1-937433-67-3 (recurso en línea)

ISBN: 978-1-937433-68-0 (impresión)

Imagen de portada: © J. Paul Getty Trust, 2017. Modelo: Giorgos Karanikoloudis



**The Getty Conservation Institute**



Universidade do Minho



# Índice

Participantes del proyecto	v
Grupo de revisión de pares del SRP	vii
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>Introducción</b>	
El Proyecto de Estabilización Sismorresistente	9
Contenido	10
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>Métodos de análisis estructural</b>	
Análisis estático	13
<i>Análisis lineal elástico</i>	13
<i>Análisis límite</i>	14
<i>Análisis no lineal</i>	15
<i>Análisis pushover</i>	17
<i>Comparación de los métodos de análisis estático</i>	19
Análisis dinámico	22
<i>Análisis de espectro de respuesta</i>	22
<i>Análisis de tiempo historia</i>	23
<b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>Guía del usuario sobre el método de elementos finitos</b>	
Planificación del análisis	27
Geometría del modelo	28
<i>Tipo de elemento</i>	28
<i>2D versus 2.5D versus 3D</i>	30
<i>Mallado</i>	32
Materiales	33
<i>Soportes y cargas</i>	34
<i>Calibración/Verificación del modelo</i>	34
<i>Interpretación de los resultados</i>	35

**CAPÍTULO 4****Modelos constitutivos**

Comportamiento no lineal	37
Micro y macromodelos	37
Modelos constitutivos en softwares comerciales	41
<i>DIANA</i>	41
<i>ABAQUS</i>	42
<i>Comparación de softwares comerciales</i>	45

**CAPÍTULO 5****Propiedades recomendadas para el modelado numérico**

Estructuras de mampostería en general	49
Estructuras de tierra	51

**CAPÍTULO 6****Ejemplo de aplicación: Casa de adobe**

Descripción general de los modelos	53
Resultados experimentales para la calibración de modelos numéricos	54
Análisis numérico	55
<i>Definición del modelo de elementos finitos</i>	55
<i>Análisis estático no lineal</i>	57
Conclusiones de la comparación	59

**CAPÍTULO 7****Ejemplo de aplicación: Templo de Kuñotambo, Perú**

Descripción general del edificio	61
<i>Definición del modelo de elementos finitos</i>	62
<i>Modelo de materiales y propiedades mecánicas</i>	65
Resultados numéricos y conclusiones observadas	65

**CAPÍTULO 8****Conclusiones**

Referencias	71
-------------	----

# Participantes del proyecto

## **Proyecto de Estabilización Sismorresistente: Fase de modelado**

### **DIRECTORES DEL PROYECTO**

Paulo B. Lourenço

Profesor, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Claudia Cancino

Especialista Senior de Proyectos, Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

### **PARTICIPANTES**

Alberto Barontini

Asistente de Investigación, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Maria Pia Ciocci

Asistente de Investigación, Ingeniera, Universidad del Minho, Portugal

Nicole Declat

Residente Postgraduada (2017–18), Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Giorgos Karanikoloudis

Asistente de Investigación, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Federica Greco

Asistente de Investigación (2015–16), Arquitecta Ingeniera, Universidad del Minho, Portugal

Residente Postgraduada (2016–17), Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Susan Macdonald

Directora del Departamento de Edificios y Sitios, Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

João M. Pereira

Investigador Asociado de Posgrado, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Kelly Wong

Especialista de Proyectos (2015–17), Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles



# Grupo de revisión de pares del SRP

Los siguientes profesionales, bajo la organización del Getty Conservation Institute (GCI, por sus siglas en inglés) como parte del Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés), participaron en reuniones de revisión de pares en Lima del 18 al 21 de julio del 2011 y en Cusco del 23 al 27 de enero del 2017. El grupo de revisión de pares del SRP está compuesto por profesionales experimentados en estabilización sismorresistente, modelado analítico de estructuras de mampostería histórica y conservación de la arquitectura de tierra. Las reuniones, que incluyeron charlas formales y visitas al sitio, se diseñaron para proporcionar la máxima oportunidad de un debate informal entre un grupo selecto de expertos.

El objetivo de la primera reunión fue revisar la evaluación de la construcción de los edificios tipo seleccionados del SRP. La reunión también incluyó una revisión de la propuesta del SRP para la fase de ensayos y modelado, que fue desarrollada en colaboración con el GCI por la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP, socia del SRP) y por el Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la University of Bath (socio del SRP del 2011 al 2014), respectivamente. El objetivo de la segunda reunión fue revisar los resultados de los ensayos llevados a cabo por la PUCP y los resultados del modelado de los edificios tipo del SRP reforzados y no reforzados, diseñados y elaborados por TecMinho, de la Universidad del Minho (asesora de GCI del 2015 al 2018).

Antes de ambas reuniones, los revisores recibieron una amplia documentación del trabajo realizado por el equipo del SRP. Los comentarios de los revisores fueron altamente valiosos para el equipo del SRP y enriquecieron la metodología y los resultados del proyecto. Esta publicación sirve como legado de su voz e influencia.

Ing. Rafael Aguilar \*\*

Profesor Asociado, Pontificia Universidad Católica del Perú

Arq. Andrés Aninat Jolly \*\*

Director, Taller del Proyecto de Conservación Sustentable, Fundación Altiplano Msv, Chile

Ing. Carlos Casabonne \*\*

Director, Gallegos, Casabonne, Arango, Ingenieros Civiles SAC

Arq. Mariana Correia \*\*

Presidente, ESG/Escuela Superior Gallaecia, Portugal y Expresidente, PROTERRA Iberian-American Network

Ing. Matthew DeJong \*\*\*

Profesor Titular, University of Cambridge

Ing. Carmen Kuroiwa \*

Gerente de Investigación y Normalización, Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO)

Arq. Philippe Garnier \*\*\*

Director, Asentamientos Humanos, CRAterre-ENSAG



Arq. Ing. Stephen J. Kelly \*\*\*

Secretario General, Comité Científico Internacional de Análisis y Restauración de Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (ISCARSAH, por sus siglas en inglés)

Ing. Terrence Paret \*\*

Director Senior, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.

Ing. Pere Roca \*\*

Profesor, Universidad Politécnica de Cataluña

Ing. Nicola Tarque \*\*

Profesor Asociado, Pontificia Universidad Católica del Perú

Ing. Julio Vargas Neumann \*\*\*

Miembro, Comité Científico Internacional de Patrimonio Arquitectónico de Tierra (ISCEAH, por sus siglas en inglés) y Programa del Patrimonio Mundial de Arquitectura de Tierra (WHEAP, por sus siglas en inglés)

Ing. Humberto Varum \*

Profesor, Universidad de Porto, Miembro de ISCEAH

Ing. Fred Webster \*

Exmiembro, Proyecto de Adobe Sísmico del Getty (GSAP, por sus siglas en inglés)

\* = Asistió a la primera reunión (julio del 2011)

\*\* = Asistió a la segunda reunión (enero del 2017)

\*\*\* = Asistió a ambas reuniones

# Introducción

El ladrillo de barro secado al sol, o adobe, como es comúnmente conocido en América Latina y en otras regiones del mundo, es uno de los materiales de construcción más antiguos y más ampliamente utilizados. El adobe aún se utiliza en muchos países en desarrollo porque la tierra es un material de fácil acceso y la autoconstrucción es simple y económica. Además, las viviendas de adobe tienen características térmicas y acústicas adecuadas. No obstante, estos edificios son extremadamente vulnerables a los terremotos. Los muros son los elementos estructurales principales de los edificios de tierra y su vulnerabilidad sísmica es el resultado de las grandes fuerzas inerciales producidas por su masa considerable y de su resistencia a la tracción extremadamente baja, que produce fallas de tipo quebradizo y que puede resultar en un colapso repentino (Torrealva 2012).

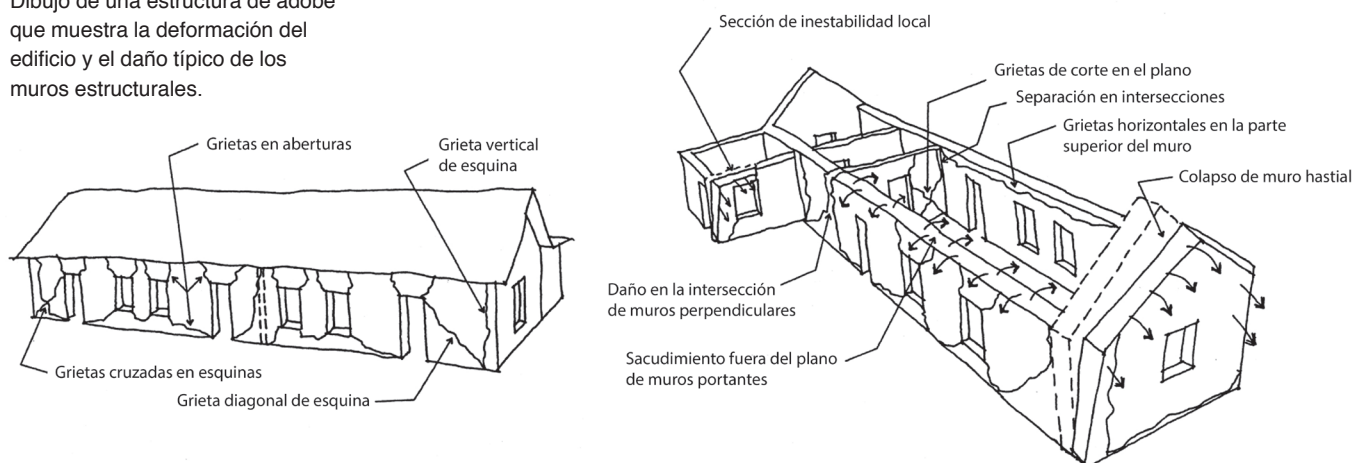
El modo de falla en las construcciones de adobe bajo carga sísmica depende de las propiedades mecánicas de los bloques y del mortero, además de la configuración geométrica general del edificio (Varum et al. 2014). En consideración de la magnitud y de la dirección de las fuerzas inerciales, el daño estructural correspondiente incluye fallas en el plano en partes del edificio (fallas por sacudimiento, deslizamiento, agrietamiento diagonal y aplastamiento de la base), así como fallas fuera del plano, debajo de las líneas de rótulas de flexión, que suelen aparecer en la base o a alturas intermedias (Lourenço et al. 2011; Tolles et al. 1996) (fig. 1.1).

## El Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Durante la década de 1990, el Getty Conservation Institute (GCI, por sus siglas en inglés) realizó el Proyecto de Adobe Sísmico del Getty (GSAP, por sus siglas en inglés), un importante programa de ensayos de laboratorio e investigación que estudió el desempeño de estructuras históricas de adobe durante terremotos y desarrolló métodos de estabilización económicamente viables que preservan, en gran medida, la autenticidad de estos edificios.

FIGURA 1.1.

Dibujo de una estructura de adobe que muestra la deformación del edificio y el daño típico de los muros estructurales.



Los resultados de esta investigación se han diseminado en una serie de publicaciones, tanto en inglés como en español (Tolles, Kimbro y Ginell 2002).

En 2006, la Iniciativa de Arquitectura de Tierra del GCI convocó el Coloquio del Proyecto de Adobe Sísmico del Getty y la reunión Nuevos Conceptos de Reforzamiento Antisísmico para Estructuras Históricas de Adobe. Ambos encuentros se realizaron en el Getty Center y se centraron en la implementación del GSAP. Los trabajos presentados en el coloquio, así como las conclusiones principales de los debates de la mesa redonda, se publicaron como parte de las actas del mismo (Hardy, Cancino y Ostergren 2009). Los participantes del coloquio concluyeron que la metodología del GSAP era excelente y efectiva. Sin embargo, su dependencia de materiales de alta tecnología y experiencia profesional fue un factor que evitó que se implementara más ampliamente.

El 15 de agosto de 2007 un terremoto de magnitud 8.0 e intensidad local máxima de VII–VIII en la escala modificada de Mercalli, tuvo lugar con epicentro cerca de la costa de Pisco, Perú, y dejó un saldo de 519 muertos y 1366 heridos. Un total de 650000 personas se vieron afectadas y 80000 viviendas resultaron dañadas. Del 28 de octubre al 2 de noviembre del 2007, un equipo multidisciplinario de expertos nacionales e internacionales convocados por el GCI realizó una evaluación rápida de los daños ocurridos en quince edificios históricos de tierra para comprender mejor sus fallas. Los resultados de la evaluación, organizada en respuesta a una solicitud de asistencia del ex-Instituto Nacional de Cultura del Perú (INC, actualmente Ministerio de Cultura del Perú), también fueron publicados (Cancino 2011).

Después de las conclusiones del GSAP y los hallazgos de la evaluación del terremoto de Pisco, en 2009 el GCI inició el Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés), con el objetivo de adaptar mejor las técnicas del GSAP a los equipos, materiales y conocimientos técnicos que están disponibles en muchos países con construcciones de tierra. Mediante cuatro edificios históricos de tierra peruanos, representativos de tipologías características de América Latina, el GCI, en colaboración con el Ministerio de Cultura del Perú, la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad del Minho, está diseñando, probando e implementando técnicas de estabilización sismorresistente y programas de mantenimiento con materiales disponibles localmente para mejorar el desempeño estructural y la seguridad de los edificios de tierra y, a la vez, minimizar la pérdida de materia histórica. El Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la University of Bath y el Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Geomática del University College London también estuvieron asociados al SRP del 2010 al 2012 y del 2013 al 2014, respectivamente.

Del 2015 al 2017, la Universidad del Minho usó el modelado como método para entender el comportamiento estructural de los edificios tipo del SRP y validar las técnicas de estabilización diseñadas para estas construcciones. La forma en la que se ha utilizado el modelado es bastante innovadora, ha fomentado avance en el campo del análisis estructural de las construcciones de tierra y merece ser publicada.

## Contenido

Esta publicación es la primera de una serie del SRP, con el auspicio del GCI. La publicación tiene por objeto ayudar a los profesionales e investigadores en el campo de la ingeniería estructural con la evaluación de las estructuras históricas de tierra mediante el uso de técnicas de modelado numérico avanzado. Los otros informes de la serie son “Modelado de edificios tipo” (informe núm. 2) y “Cálculos simplificados para el análisis estructural de sitios históricos de tierra” (informe núm. 3).

Además de esta introducción, esta publicación está conformada por siete capítulos. El capítulo 2 presenta los principales métodos de análisis estructural disponibles, tanto estáticos como dinámicos, para ayudar al lector a entender las distintas técnicas usadas para evaluar estructuras en diferentes condiciones de carga. El capítulo 3 proporciona una guía del usuario sobre el método de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés). El FEM es la técnica más ampliamente empleada para evaluar el comportamiento estructural de los edificios y este capítulo también ofrece una perspectiva general y una orientación sobre el uso de esta herramienta numérica, desde la planificación del análisis hasta la interpretación de los resultados.

El capítulo 4 trata sobre el comportamiento no lineal de los materiales, centrándose en la mampostería en general, y proporciona datos relevantes para modelar construcciones de mampostería de tierra. De aquí en adelante, el término mampostería se utilizará para representar cualquier clase de ensamblaje de bloques (por ej., ladrillos de arcilla, bloques de piedra o adobe). Además, el comportamiento de la tierra apisonada es similar al de la mampostería de adobe y los modelos descritos también se pueden aplicar, ya que todos se basan en la suposición de una baja resistencia a la tracción. Se presentan diferentes técnicas de modelado o de homogeneización, incluidos los distintos modelos constitutivos disponibles en softwares comerciales, comparados mediante el uso de un ejemplo simple.

El capítulo 5 reúne la información disponible sobre las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe. Debido a la naturaleza de los materiales, la dispersión en términos de propiedades mecánicas es considerable. Este capítulo proporciona al lector un resumen de las propiedades mecánicas reportadas y estandarizadas disponibles para la mampostería de adobe.

Finalmente, los capítulos 6 y 7 presentan ejemplos de aplicación del uso de técnicas de modelado numérico para evaluar las estructuras de adobe. El capítulo 6 proporciona un ejemplo de una casa de adobe sometida a un ensayo experimental en la mesa vibratoria de la PUCP. Este ejemplo muestra cómo las técnicas avanzadas de modelado numérico pueden replicar el comportamiento estructural de estos elementos. El capítulo 7 brinda un ejemplo de una estructura de adobe real (el Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo, Perú) para resaltar algunos de los puntos críticos y de las dificultades a la hora de realizar modelos de edificios históricos de tierra. El informe núm. 2 de esta serie (“Modelado de edificios tipo”), ofrece ejemplos más detallados de aplicaciones. El capítulo 8 recopila las principales conclusiones y recomendaciones sobre el modelado de estructuras históricas de tierra.



## CAPÍTULO 2

# Métodos de análisis estructural

El análisis estructural es la determinación de los efectos de las cargas sobre las estructuras físicas y sus componentes. El análisis estructural utiliza los campos de la mecánica aplicada, las ciencias de los materiales y las matemáticas para determinar la respuesta de una estructura cuando se somete a una carga específica, en términos de deformaciones, fuerzas internas, reacciones en los soportes y esfuerzos, entre otros.

En las décadas pasadas, ha habido un desarrollo considerable en los métodos numéricos de análisis estructural. Ahora es posible, con la ayuda de una computadora, analizar las estructuras con un alto nivel de precisión. Los nuevos métodos numéricos y las nuevas capacidades de análisis han sido, hasta cierto punto, incorporados en la práctica de la ingeniería estructural, aunque no siempre de la mejor manera posible (Lourenço 1998).

Este capítulo brinda una descripción general de los métodos de análisis estructural disponibles, mostrando sus potenciales y limitaciones, así como comparaciones de los diferentes métodos. Se hace una distinción entre los métodos estático y dinámico, ya que sus consideraciones y suposiciones son diferentes.

## Análisis estático

### Análisis lineal elástico

La teoría de la elasticidad introducida por Robert Hooke estableció que todos los materiales y estructuras se deforman cuando se someten a una carga. Esta teoría definió la rigidez como la relación entre esfuerzos y deformaciones. El análisis lineal elástico asume que el material obedece la ley de Hooke (ec. 1):

$$E = \sigma / \varepsilon \quad (1)$$

Aquí,  $E$  es el módulo de elasticidad,  $\sigma$  es el esfuerzo y  $\varepsilon$  es la deformación.

Generalmente, este es el caso en la mayoría de las estructuras de ingeniería civil que tienen niveles de esfuerzo bajos, como los que se experimentan en condiciones de carga diarias. No obstante, se debe señalar que los materiales pueden soportar un esfuerzo máximo bajo una condición de carga específica. Esto no se considera en el análisis estructural lineal elástico, lo que significa que la ley de Hooke se aplica para determinar la respuesta de la estructura independientemente del nivel de esfuerzo alcanzado.

La elasticidad lineal es bastante problemática en el caso de las estructuras de mampostería bajo tensión, ya que el material se agrieta con niveles de esfuerzo muy bajos. Cuando se utiliza este tipo de enfoque para evaluar las estructuras de mampostería, una posibilidad es definir un “esfuerzo máximo permitido”, que permite al usuario identificar en el modelo las áreas en las que una concentración de esfuerzos sería lo suficientemente alta como para producir grietas. Incluso existen algunas técnicas que, mediante este método, permiten al usuario tener en cuenta el daño inducido por las grietas en una estructura. El usuario puede definir una rigidez diferente para un conjunto específico

de elementos (áreas) en los que ya existen grietas, o en áreas en las que un análisis elástico previo predice esfuerzos de tracción altos. El usuario puede elegir simplemente reducir la rigidez, lo que significa que se tiene en cuenta cierto “daño” en el área seleccionada, o puede suponer una rigidez igual a cero, lo que significa que el área seleccionada no es capaz de transferir ningún esfuerzo (simulando así una grieta totalmente desarrollada).

La principal ventaja de usar este método de análisis estructural es el bajo tiempo requerido para ejecutar las simulaciones. No obstante, con los avances informáticos, las técnicas que tomaban más tiempo ahora se pueden ejecutar más rápidamente. Además, el proceso de una definición *ad hoc* de la ubicación del daño requiere múltiples iteraciones, con un mayor número de cálculos, y es muy poco objetivo.

El uso del análisis lineal elástico, especialmente en el caso de la mampostería, es cuestionable y se debe evitar (Lourenço 2001). Hay tres aspectos diferentes que hacen que el análisis lineal elástico sea inadecuado para las estructuras de mampostería y tierra. En primer lugar, la mampostería posee una resistencia a la tracción muy baja y generalmente no es posible hacer provisiones para cubrir todas las zonas en las que pueden aparecer esfuerzos de tracción. En segundo lugar, la pregunta “¿cuál es el esfuerzo de tracción máximo admitido?” no se puede responder con un análisis lineal elástico, dado que el valor máximo admisible depende de la distribución de los esfuerzos. Si el área de la estructura relacionada con la propagación de la grieta es grande, la energía almacenada relevante podría ser demasiado alta y el comportamiento estructural termina siendo algo quebradizo. Si la energía almacenada relevante es baja, el comportamiento puede ser bastante dúctil. Además, los esfuerzos máximos lineales elásticos en una estructura suelen ser cantidades insignificantes. Debido a la aplicación de cargas concentradas y a importantes discontinuidades geométricas, como las aberturas en los muros, el esfuerzo elástico máximo es, en teoría, infinito, y el valor obtenido en el análisis con elementos finitos solo depende de la discretización de la malla, como del tamaño del elemento. En tercer lugar, el acto de preparar un modelo de elementos finitos suele requerir mucho tiempo. En consideración del esfuerzo y de los costos involucrados en la preparación del modelo, los requisitos de tiempo adicional para llevar a cabo un análisis estático no lineal suelen ser marginales y, sin embargo, los beneficios para comprender el comportamiento de la estructura son altos (Lourenço 2001).

### **Análisis límite**

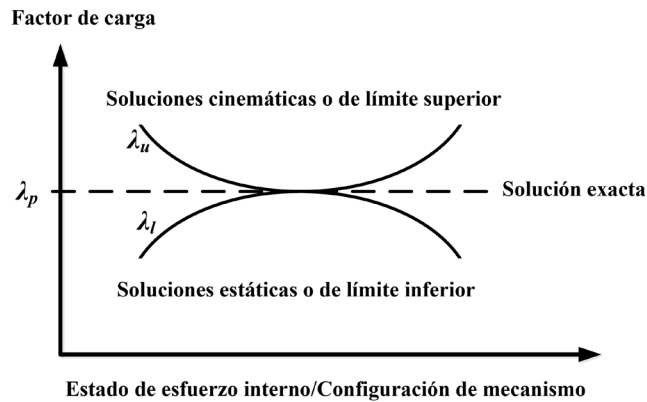
El análisis límite es un método de análisis estructural para estimar la carga de colapso de un modelo estructural determinado. Este método se funda en un conjunto de teoremas de análisis límite, con base en la conservación de la energía.

Johansen (1930) usó las técnicas de límite superior del análisis límite y desarrolló la teoría de la línea de fluencia para el diseño de losas de hormigón armado. La aplicación de campos de esfuerzo al diseño de vigas de hormigón armado, basada en el concepto del teorema de límite inferior del análisis límite, fue propuesta por primera vez por Drucker (1961). Este enfoque ha sido extendido y expandido al diseño de estructuras de hormigón por Muttoni, Schwartz y Thurlimann (1997). De manera similar, los conceptos de límite superior e inferior del análisis límite fueron usados por Heyman (1969) para explicar la visión moderna del diseño tradicional y la evaluación de los arcos de mampostería.

En el estado límite, la estructura está al borde del colapso. En este caso, existe un mecanismo de colapso admisible tanto estática como cinéticamente (Roca, Cervera y Gariup 2010). Gilbert (2007) proporciona una descripción gráfica de la relación entre los teoremas en la fig. 2.1. Aquí,  $\lambda$  es el factor de carga, un escalar sin unidades que multiplica el conjunto de cargas aplicadas a la estructura. Para el análisis del estado límite de las estructuras, Heyman (1969) básicamente proporciona el teorema de límite inferior, mientras que Kooharian (1952) establece el teorema de límite superior.

FIGURA 2.1.

Diagrama que muestra la relación entre el teorema de límite superior e inferior en el análisis de estado límite (Gilbert 2007).



El análisis límite puede suponerse como adecuado para el análisis de las estructuras históricas de mampostería si se supone un esfuerzo de tracción igual a cero y se anticipa una respuesta dúctil (Lourenço 2001). El análisis límite se basa en el teorema de límite inferior (estático) o de límite superior (cinemático). El análisis de línea de fuerza o empuje es un ejemplo del método estático y el análisis de las líneas de empuje para los arcos es un ejemplo del método cinemático. En general, se podrían ignorar los efectos de aplicaciones de carga previas y se podría suponer un incremento monótonico de la intensidad de las acciones.

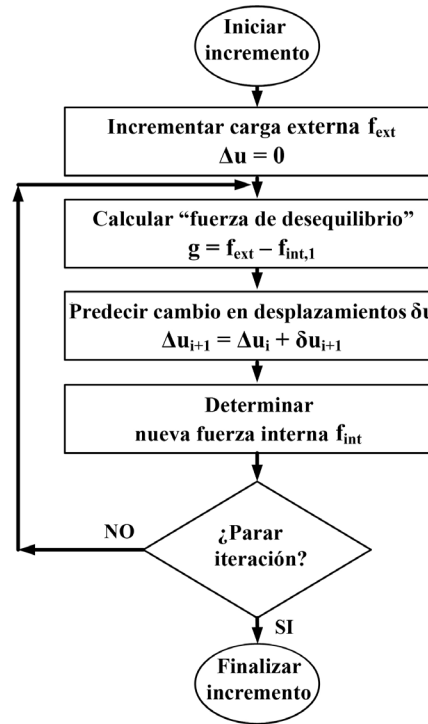
Con respecto al análisis de la línea de fuerza o empuje, es necesario recalcar que su aplicación en estructuras más grandes es bastante complicada y el problema de la seguridad estructural es difícil de resolver adecuadamente. Este método resulta de interés como herramienta pedagógica para los estudiantes de ingeniería ya que demuestra claramente el flujo de fuerzas en un material sin tensión como la mampostería, aunque su aplicación en estructuras reales no suele ser simple (Lourenço 2001). Por el contrario, el análisis del mecanismo de colapso es una herramienta útil para las aplicaciones de ingeniería. La dificultad intrínseca de su uso es la selección del mecanismo de colapso adecuado para una combinación de carga determinada. Para las construcciones de mampostería tradicionales, como los edificios en los centros históricos, el método se puede aplicar fácilmente para el análisis y el reforzamiento (Lourenço 2002). En las estructuras monumentales más complejas y únicas, este método también es de interés para calcular el reforzamiento, una vez que se identifiquen los mecanismos de colapso relevantes y se comprenda el comportamiento estructural recurriendo a un análisis no lineal (Nielsen 1998).

### Análisis no lineal

En el análisis no lineal, la relación entre la fuerza y el desplazamiento deja de ser lineal. La relación se convierte en no lineal y los desplazamientos actuales a menudo dependen de los desplazamientos de etapas anteriores. En este tipo de análisis, el objetivo es calcular un vector de desplazamiento que equilibre las fuerzas internas y externas, teniendo en cuenta los diferentes efectos no lineales. Así, el problema se vuelve discreto en el espacio (elementos finitos), pero también en el tiempo (incrementos), lo que significa que, para alcanzar el equilibrio al final de cada incremento, se utiliza en la mayoría de los casos un algoritmo de solución iterativo, es decir un procedimiento de solución incremental-iterativo (TNO DIANA 2009). En el análisis no lineal, el vector de fuerza interna suele depender no linealmente de los desplazamientos, debido al comportamiento mecánico no lineal de los materiales (análisis no lineal físico o material). No obstante, el vector de fuerza externa también puede depender de los desplazamientos, ya que la magnitud o la dirección de la carga dependen del desplazamiento (análisis no lineal geométrico). También es posible tener ambos tipos de no linealidad en el mismo análisis.



FIGURA 2.2.  
Cuadro que muestra el  
proceso general de iteración  
incremental (TNO DIANA  
2009).



La solución para el problema de no linealidad puede ser implícita o explícita. El enfoque implícito resulta útil en los problemas en los que la dependencia del tiempo de la solución no es un factor importante (también conocidos como estáticos), mientras que el enfoque explícito es más útil para resolver problemas de alta deformación que dependen del tiempo, como un choque o una explosión (o dinámicos). De todas maneras, el enfoque explícito también se puede utilizar para los problemas estáticos, por ejemplo, mediante el uso de un amortiguamiento grande.

El procedimiento general para el proceso incremental-iterativo (implícito) se puede ver en la fig. 2.2. El incremento total del desplazamiento ( $\Delta u$ ) se adapta iterativamente mediante incrementos iterativos ( $\delta u$ ) hasta que se alcanza el equilibrio, con una tolerancia prescrita. El desplazamiento incremental en la iteración  $i + 1$  se calcula como se indica a continuación:

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1} \quad (2)$$

Existen varios procedimientos iterativos diferentes; no obstante, la única diferencia entre ellos es la forma en la que se determina  $\delta u$ . Los incrementos iterativos se calculan mediante una “matriz de rigidez” ( $K_i$ ), que representa la relación entre del vector de fuerza y el vector de desplazamiento:

$$\delta u_i = K_i^{-1} g_i \quad (3)$$

Aquí,  $g_i$  es el vector de fuerza de desequilibrio al inicio de la iteración  $i$ .

Por lo general, el software comercial permite al usuario seleccionar entre diferentes métodos de iteración posibles. Como ejemplo, el software DIANA (Displacement method ANALyser), permite al usuario escoger entre tres procedimientos iterativos: (a) el método de Newton-Raphson, (b) el método cuasi-Newton y (c) el método de rigidez lineal y constante. Además de estos procedimientos iterativos, hay variaciones del algoritmo de iteración, como el método de longitud de arco, que adapta el tamaño del incremento.

El método de Newton-Raphson incluye dos clases diferentes: Newton-Raphson regular y Newton-Raphson modificado. Ambos métodos utilizan la ecuación 3 para determinar el incremento iterativo del vector de desplazamiento. La diferencia entre ambas subclases es el momento en el que se evalúa

la matriz de rigidez. En el método de Newton-Raphson regular, la relación de rigidez se evalúa en cada iteración (fig. 2.3a), lo que significa que el cálculo de la ecuación 3 se basa en la última situación conocida, aunque no sea un estado de equilibrio. El método de Newton-Raphson modificado solo evalúa la rigidez al inicio del incremento (fig. 2.3b), lo que significa que el cálculo siempre se basa en un estado de equilibrio convergente (TNO DIANA 2009). Generalmente estas diferencias resultan en una menor necesidad de iteraciones en el caso del método de Newton-Raphson regular, aunque cada iteración requiere bastante tiempo, mientras que en el caso del método Newton-Raphson modificado ocurre lo contrario.

El método cuasi-Newton, o método secante, utiliza la información de los vectores de la solución anterior y de los vectores de la fuerza de disequilibrio durante el incremento para alcanzar una mejor aproximación (fig. 2.3c). A diferencia de los métodos anteriores, el método secante no evalúa una matriz de rigidez completamente nueva en cada iteración. En este caso, la rigidez de la estructura se determina a partir de las posiciones conocidas en la ruta de equilibrio. El método secante se puede utilizar de manera eficiente porque la inversa de la nueva matriz de rigidez se puede derivar directamente de la rigidez de la secante anterior y de los vectores de actualización, mediante la fórmula de Sherman-Morrison (TNO DIANA 2009).

El método de rigidez lineal utiliza una matriz de rigidez lineal durante el análisis (fig. 2.3d). Este método posee la tasa de convergencia más baja, pero cuesta el menor tiempo por iteración ya que la matriz de rigidez requiere ser evaluada una sola vez. El método de rigidez constante utiliza la matriz de rigidez evaluada en el incremento anterior.

FIGURAS 2.3A-D.  
Métodos de iteración: (a) método regular de Newton-Raphson; (b) método de Newton-Raphson modificado; (c) método secante, o método de cuasi-Newton; (d) método de rigidez lineal (TNO DIANA 2009).

### Análisis pushover

El análisis pushover es un método de análisis no lineal para la evaluación sísmica en el que una estructura está sujeta a la carga de gravedad y a un patrón de carga lateral monótonica que representa las fuerzas inerciales relacionadas con la masa de la estructura, las cuales se incrementan continuamente a través del comportamiento elástico e inelástico hasta que se alcanza una condición máxima

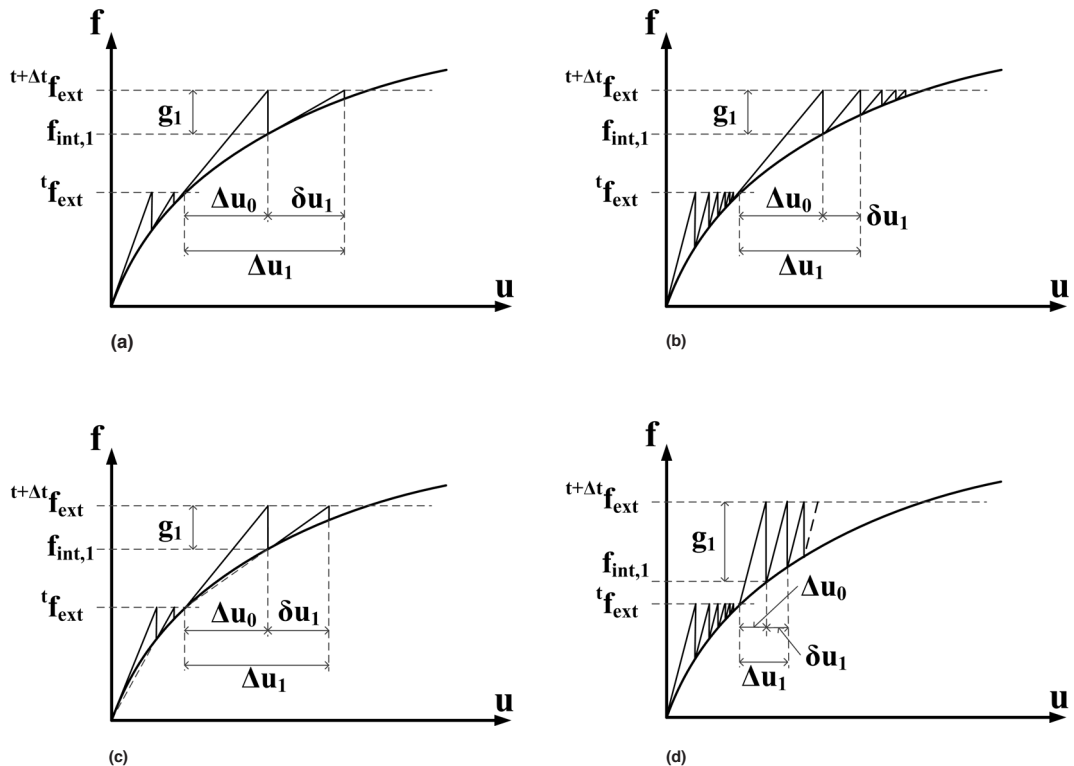
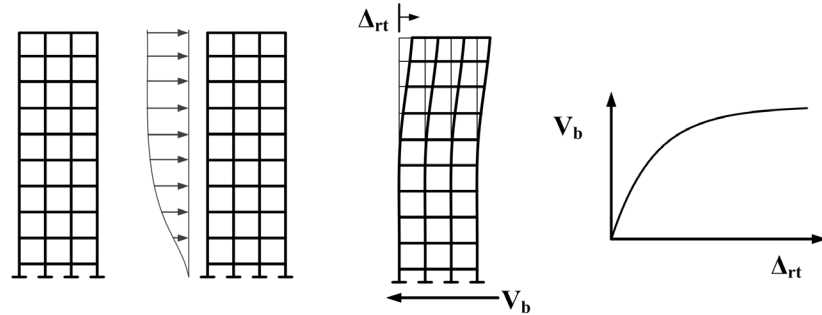


FIGURA 2.4.

Diagrama y gráfico que muestran el procedimiento y resultado típicos del análisis pushover.



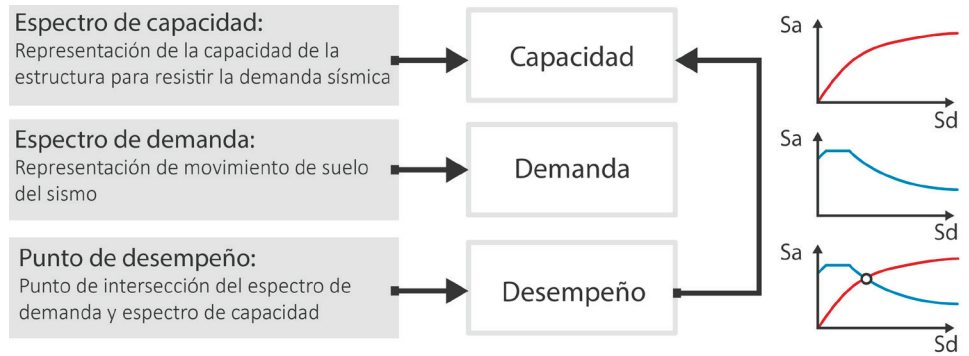
(fig. 2.4). Este patrón de carga lateral representa el rango de cortante en la base inducido por la carga del sismo y su configuración varía según el tipo de análisis pushover utilizado, generalmente uniforme, triangular invertido o proporcional al modo.

El resultado genera una curva estática-pushover que grafica un parámetro basado en la resistencia versus la deformación en un punto representativo, que suele ser el nivel del techo o el nivel con el mayor desplazamiento (fig. 2.4). Los resultados proporcionan información sobre la capacidad dúctil del sistema estructural e indican el mecanismo, el nivel de carga y la deformación en los que se produce la falla. Algunos documentos normativos, como ASCE 41-06 (2007), definen diferentes criterios de desempeño sobre la base de la curva estática pushover.

Para realizar un análisis pushover a fin de evaluar la seguridad sísmica, el usuario debe definir un patrón de carga que realice una aproximación de la distribución de las fuerzas inerciales. Existen varias posibilidades a la hora de elegir el patrón de carga que actúa en la estructura. En las distribuciones de fuerza lateral invariante, la distribución de la carga es constante durante todo el análisis. Aquí, las distribuciones usadas más frecuentemente son las proporcionales a la masa de la estructura (Betti y Vignoli 2011; Roca et al. 2013; Ivancic et al. 2014) y las proporcionales a la primera forma modal (Lourenço et al. 2012). El último caso debe utilizarse con precaución en las estructuras históricas, ya que los primeros modos suelen ser complejos y con una baja participación de la masa. Aunque son usados con frecuencia, estos tipos de análisis pushover tienen algunas limitaciones, como la incapacidad para detectar cambios en las características dinámicas no lineales debido a la evolución del daño en la estructura (Krawinkler 1995). Se han formulado análisis pushover más avanzados, como el análisis pushover modal y el análisis pushover adaptivo (FEMA 440 2004; Aydinoğlu 2003; Papanikolaou y Elnashai 2005).

El patrón de distribución lateral de la carga sísmica equivalente tiene una influencia en los resultados del análisis. Se han desarrollado varios estudios para comparar los diferentes patrones de distribución de carga lateral. Se ha demostrado que la distribución de la carga proporcional a la masa suele inducir un mayor daño, mientras que el primer modo de vibración proporcional a la distribución de la masa induce más daños en las partes superiores de la estructura (Galasco, Lagomarsino y Penna 2006). Por lo general, la estimación de la resistencia a corte máxima de la estructura es menor cuando se utiliza el patrón de carga proporcional al primer modo de vibración (Saloustros et al. 2015; Simões et al. 2014; Endo, Pelà y Roca 2016). Cuando se comparan los resultados del análisis pushover con aquellos del análisis dinámico no lineal, parece que las distribuciones proporcionales a la masa son capaces de predecir una resistencia a corte máxima cercana a aquella predicha con el análisis dinámico no lineal (Endo et al. 2015; Endo, Pelà y Roca 2016). No obstante, se han reportado algunos casos de edificios de mampostería sin comportamiento de caja en los que la distribución proporcional al primer modo de vibración es cercana al análisis dinámico no lineal (Lourenço et al. 2011). En términos de capacidad de desplazamiento, parece que el análisis pushover, independientemente del patrón de distribución de carga, subestima la capacidad de desplazamiento de la estructura comparado con el análisis dinámico no lineal (Pelà, Aprile y Benedetti 2013; Endo et al. 2015; Endo, Pelà y Roca 2016).

**FIGURA 2.5.**  
Cuadro y gráficos que muestran el procedimiento de evaluación sísmica.

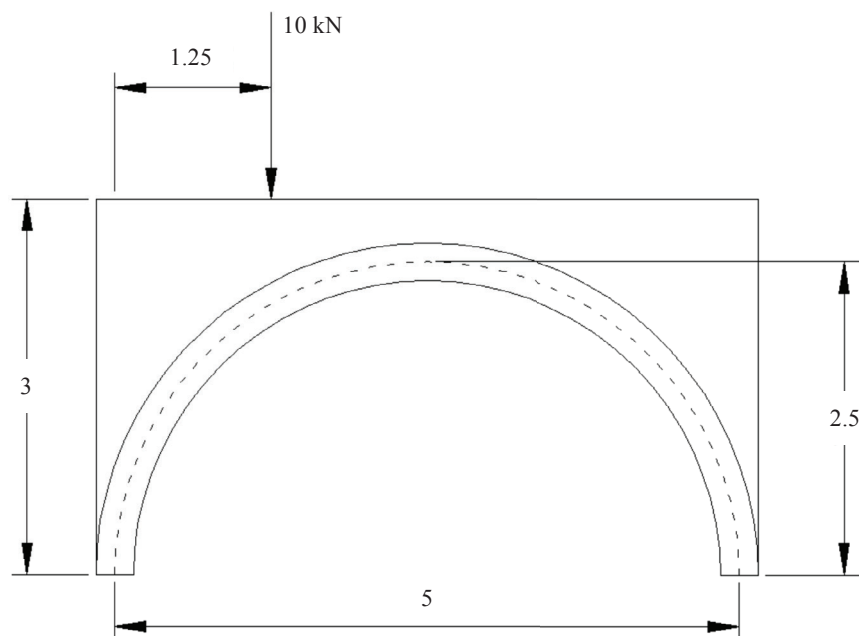


El análisis pushover es uno de los análisis más sólidos para la evaluación sísmica. De hecho, la normativa europea sugiere la aplicación del método N2 propuesto por Fajfar (2000), basado en la combinación del análisis pushover con el enfoque de espectro de capacidad (relacionando la capacidad de desplazamiento de la estructura con la demanda de desplazamiento del sismo previsto) (fig. 2.5). Comparado con los tipos de análisis más avanzados, como el análisis dinámico no lineal, el análisis pushover ha demostrado ser un enfoque adecuado y práctico para la evaluación sísmica (Lourenço 2001; Lourenço et al. 2011; Endo et al. 2015; Endo, Pelà y Roca 2016). De todos los patrones de distribución de carga disponibles, el proporcional a la masa parecería ser el método pushover más confiable para las estructuras de mampostería (Saloustros et al. 2015; Endo, Pelà y Roca 2016).

### Comparación de los métodos de análisis estático

El siguiente ejercicio ilustra los diferentes métodos de análisis estáticos descritos anteriormente; para obtener información detallada consulte Lourenço (2001). Estos métodos se aplican a un arco semicircular (fig. 2.6) con luz de 5.0 m, elevación de 2.5 m, espesor de 0.3 m y ancho de 1.0 m. En el análisis se considera un relleno no estructural hasta una altura de 3.0 m. Las cargas consideradas incluyen el peso del arco (peso volumétrico  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ) y el relleno ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ) como carga muerta, además de una carga puntual de 10 kN en un cuarto de la luz como carga viva.

**FIGURA 2.6.**  
Geometría del arco adoptada para el análisis estático (Lourenço 2001).

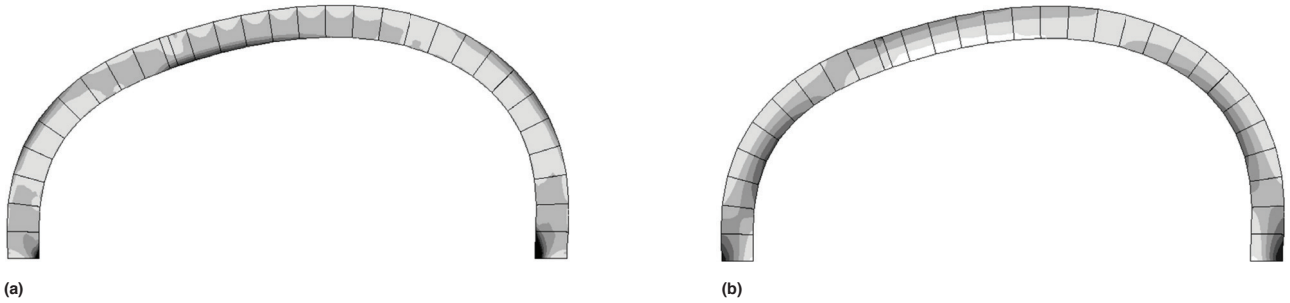


Se llevaron a cabo los siguientes análisis estructurales: (a) análisis lineal elástico con elementos finitos; (b) análisis límite cinemático (o análisis de las líneas de empuje); (c) análisis límite estático (o análisis de línea de fuerza o empuje), con cálculos del denominado factor de seguridad geométrica; (d) análisis físico no lineal con elementos finitos; y (e) análisis físico-geométrico no lineal con elementos finitos. En todos los casos, la carga muerta se aplica primero, seguida de la aplicación monotónica de la carga viva hasta la falla.

Para el análisis lineal elástico, se adoptaron elementos de esfuerzo plano de ocho nodos para las unidades, combinados con elementos de interfaz de línea de seis nodos para la interfaz (consulte el capítulo 3 para obtener información sobre los tipos de elementos y el capítulo 5 para obtener información sobre las estrategias de modelado para los edificios de mampostería y de tierra). Se asumieron las siguientes propiedades elásticas: (a) unidades, módulo de elasticidad de 10000 MPa y coeficiente de Poisson de 0.2; e (b) interfaz, rigidez normal de 2400 N/mm<sup>3</sup> y rigidez transversal de 1000 N/mm<sup>3</sup> (consulte el capítulo 5 para obtener información sobre las propiedades del material recomendado para estructuras históricas). Los resultados del análisis de elasticidad lineal se muestran en las figuras 2.7a y 2.7b en términos de esfuerzos principales máximos y mínimos. Para establecer la seguridad de la estructura que se está examinando, es común definir un esfuerzo máximo permitido en el caso del análisis estático lineal. Si el esfuerzo máximo permitido es cero, no se puede aplicar ninguna carga en los arcos para este tipo de análisis. Por lo tanto, se debería considerar un valor bajo tal como suele exhibir la mampostería. Aquí, se asumieron un esfuerzo de tracción máximo permitido, o  $f_{ta}$ , de 0.2 MPa y un esfuerzo de compresión ilimitado. Para la discretización de la malla (ya que los valores máximos dependen de la discretización de la malla), el factor de seguridad obtenido fue de 0.3.

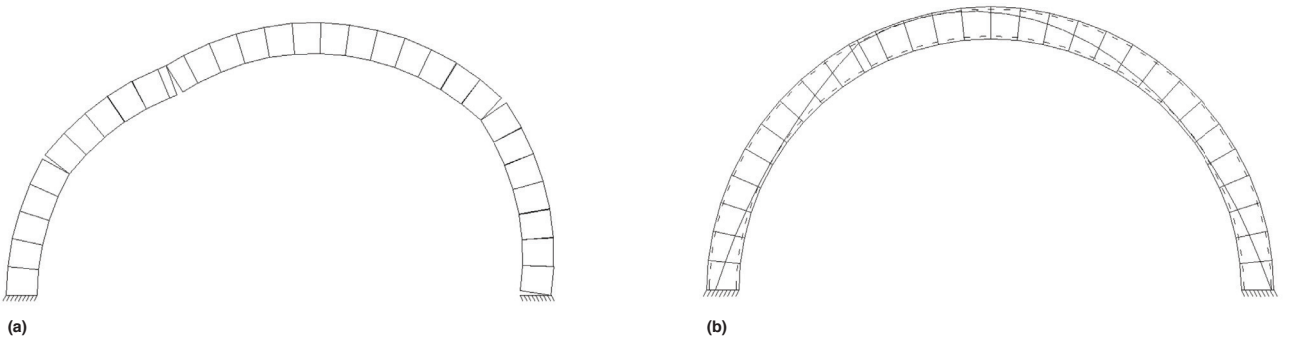
Para el análisis límite, se adoptó una implementación de programación no lineal del análisis límite (Orduña y Lourenço 2001). Existen softwares comerciales disponibles para este fin, como RING de LimitState Ltd. Para este tipo de análisis, es necesario conocer las propiedades de resistencia última de los materiales, ya que las propiedades elásticas de los materiales no son relevantes. Se asumió que la falla solo podía ocurrir en las juntas del modelo y que las propiedades fueran las siguientes: (a) resistencia a la tracción igual a cero y resistencia a compresión ilimitada; (b) ángulo de fricción de 37 grados o coeficiente de fricción de 0.75; y (c) dilatación igual a cero. Las figuras 2.8a y 2.8b muestran el mecanismo de colapso y la línea de fuerza o empuje obtenidos. Cuando se utiliza este tipo de análisis se puede evaluar el factor de seguridad de la estructura. El factor de seguridad cinemático es de 1.8. El factor de seguridad geométrico (Heyman 1969), que representa la relación entre el espesor real del arco y el espesor mínimo de un arco límite que tiene igual luz libre y es capaz de soportar las mismas cargas originales, es 1.2.

La malla de elementos finitos utilizada para el análisis lineal elástico también se adoptó para el análisis no lineal. En este caso, se requieren tanto las propiedades elásticas de los materiales como inelásticas. Las propiedades elásticas utilizadas para los análisis lineales y las propiedades inelásticas empleadas para los análisis de límite se volvieron a usar, ahora juntas, para este análisis no lineal. Se tuvieron en cuenta tanto el comportamiento físico no lineal como el comportamiento físico-geométrico no lineal. Las figuras 2.9a y 2.9b muestran los resultados del análisis físico no lineal, en términos de esfuerzos principales mínimos y mallas deformadas, correspondientes a la carga máxima. Los resultados de los análisis físicos-geométricos no lineales fueron bastante similares a los resultados mostrados en las figuras 2.9a y 2.9b. Se llevó a cabo un segundo análisis no lineal, usando un esfuerzo limitado, pero sin llegar a cero. Para este fin, se asumieron una resistencia a la tracción, o  $f_t$ , de 0.2 MPa, una cohesión de 0.3 MPa y una energía de fractura de 0.1 N/mm en las juntas. Se debe tener en cuenta que esta resistencia a la tracción se degradará a cero y no es un valor constante asumido como la resistencia a la tracción admisible, o  $f_{ta}$ , anterior. Nuevamente, se analizaron tanto el comportamiento físico no lineal como el comportamiento físico-geométrico no lineal. La seguridad de la estructura también se puede evaluar cuando se utiliza el análisis no lineal. Para una resistencia a la tracción de cero y un análisis físico no lineal, el factor de carga máximo (es decir, el escalar que multiplica la carga puntual) es de 1.8, al igual que para el análisis de límite cinemático.



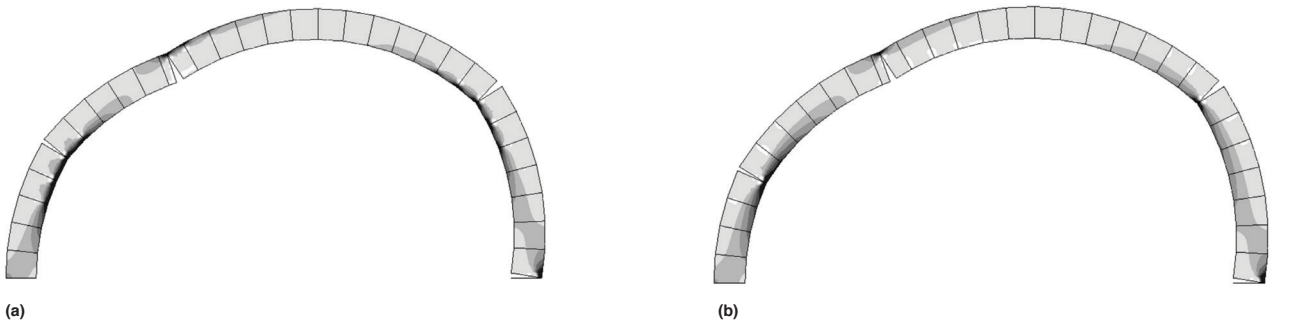
FIGURAS 2.7A, 2.7B.

Diagramas que muestran los resultados del análisis lineal elástico con elementos finitos en un arco semicircular de mampostería sometido a una carga puntual (Lourenço 2001): (a) valor máximo de los esfuerzos principales (valor máximo:  $0.64 \text{ N/mm}^2$ ); (b) valor mínimo de los esfuerzos principales (valor máximo:  $-1.0 \text{ N/mm}^2$ ).



FIGURAS 2.8A, 2.8B.

Diagramas que muestran los resultados del análisis límite en un arco semicircular de mampostería sujeto a carga puntual (Lourenço 2001): (a) mecanismo de falla (factor de carga cinemático: 1.8); (b) línea de empuje y espesor mínimo de arco límite indicado por líneas punteadas (factor de carga geométrico: 1.2).



FIGURAS 2.9A, 2.9B.

Diagramas que muestran el mecanismo de falla y los esfuerzos principales mínimos en la carga última en el análisis físico no lineal para un arco semicircular de mampostería (Lourenço 2001): (a) resistencia a la tracción igual a cero (valor máximo:  $-5.4 \text{ N/mm}^2$ ); (b) resistencia a la tracción diferente de cero, baja y en disminución (valor máximo:  $-5.4 \text{ N/mm}^2$ ).

La figura 2.10 muestra los diagramas de carga-desplazamiento para los cálculos de los análisis no lineales y el factor de carga máximo para el análisis de límite cinemático, mientras que la tabla 2.1 muestra los factores de carga máximos obtenidos en los diferentes análisis.

El análisis lineal elástico brinda información sobre el comportamiento de deformación y la distribución del esfuerzo de la estructura. El análisis límite proporciona información sobre el mecanismo de falla de la estructura. El análisis no lineal brinda información completa. Para el arco simple que se presenta aquí, el análisis físico no lineal y el análisis límite cinemático proporcionan el mismo mecanismo de falla y el factor de carga máximo (si se asume una resistencia a la tracción de cero). Además, si se incluye en el análisis un comportamiento geométrico no lineal, el factor de carga máximo para esta estructura se reduce en aproximadamente un 10%.

La consideración de una resistencia a la tracción diferente de cero, aunque baja y en disminución, incrementó considerablemente el factor de carga máximo (aproximadamente un 40%). Por lo tanto, cuando se utiliza una resistencia a la tracción diferente de cero, podría ser necesario un cuidado especial en las aplicaciones de casos reales considerando que: (a) la resistencia a la tracción es difícil

FIGURA 2.10.

Gráfico de carga-desplazamiento que muestra los diferentes análisis no lineales y los factores de seguridad del análisis de límite para un arco semicircular de mampostería ( $f_t$  es la resistencia a la tracción de la mampostería, que disminuye) (Lourenço 2001).

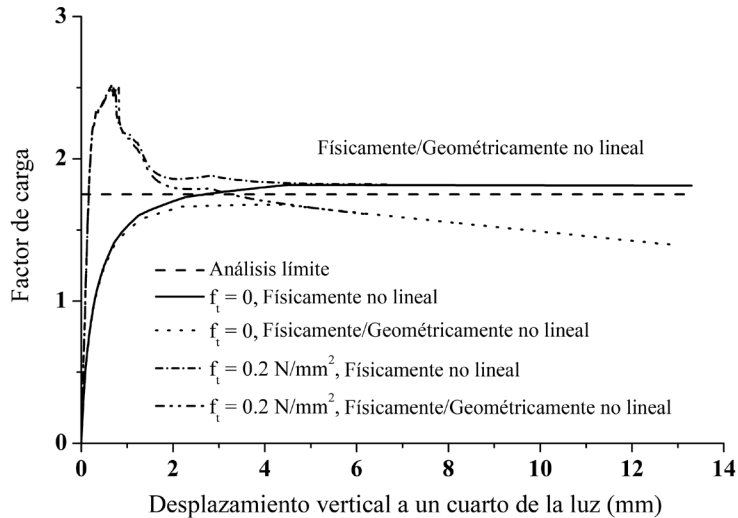


TABLA 2.1.

Factores de carga máximos para los diferentes análisis considerados (Lourenço 2001).

Enfoque/Tipo de análisis	Factor de carga máxima
Esfuerzos permitidos ( $f_{ta} = 0.2$ MPa)	0.3
Análisis límite cinemático	1.8
$f_t = 0$ , físico no lineal	1.8
$f_t = 0$ , físico y geométrico no lineal	1.7
$f_t = 0.2$ MPa, físico no lineal	2.5
$f_t = 0.2$ MPa, físico y geométrico no lineal	2.5

de evaluar y (b) la resistencia a la tracción podría verse severamente reducida en ubicaciones críticas. Además, la respuesta subsiguiente al valor máximo obtenido en un análisis no lineal es una cuestión importante a la hora de abordar la seguridad estructural. Las respuestas frágiles ofrecen escasa advertencia y deberían requerir una mayor seguridad para proporcionar niveles de riesgo similares. En el caso presente, la capacidad residual de una estructura con una resistencia a la tracción diferente de cero es similar a la capacidad de la resistencia a la tracción igual a cero y este factor de carga residual parece ser el que se debería adoptar para los fines de ingeniería.

En conclusión, los diferentes métodos no lineales y el método de análisis límite proporcionan resultados bastante similares en términos de capacidad de la estructura (con un factor de carga máximo de aproximadamente 1.8). Por el contrario, el análisis lineal elástico no se puede utilizar y proporciona un valor bajo poco realista, que corresponde al inicio de la primera grieta (en este caso, aproximadamente 1/6 de la carga máxima). Los arcos de mampostería (y la mayoría de las estructuras históricas) se agrietan fácilmente, pero la estructura no es necesariamente insegura. Por lo tanto, el análisis lineal elástico no se debería utilizar. El factor de seguridad geométrica (equivalente a 1.2) no se puede relacionar con el factor de carga máximo, lo que significa que no se debería utilizar para definir niveles de seguridad, al menos de acuerdo con el enfoque moderno basado en los códigos.

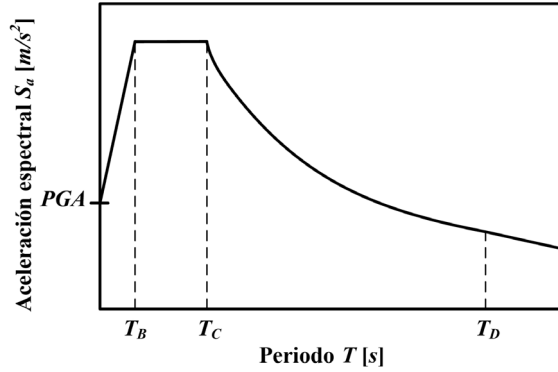
## Análisis dinámico

### Análisis de espectro de respuesta

El análisis de espectro de respuesta es un método de análisis dinámico lineal que mide la contribución de cada modo natural de vibración para indicar la respuesta sísmica máxima posible de una estructura esencialmente elástica. Los resultados de un análisis de espectro de respuesta se proporcionan en

FIGURA 2.11.

Ejemplo de un diagrama de aceleración espectral de un sismo. PGA son las siglas en inglés para la aceleración máxima del suelo que ocurre durante un sismo.



términos de fuerzas modales individuales y combinadas (Gupta 1992). Un análisis de espectro de respuesta requiere la especificación de un espectro de excitación (fig. 2.11), también conocido como espectro de período-aceleración. El espectro de excitación se especifica mediante una excitación base, nodal o de carga de elemento, y un diagrama con coeficientes de multiplicación de carga que dependen del período.

El análisis de espectro de respuesta se basa en el principio de superposición modal. La respuesta modal se puede combinar mediante diferentes enfoques, como (a) la suma absoluta (ABS, por sus siglas en inglés); (b) la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés); o (c) la combinación cuadrática completa (CQC, por sus siglas en inglés). El método ABS es simplemente una suma de los valores absolutos de los resultados modales (ec. 4). El método SRSS es una técnica que no tiene en cuenta la amortiguación modal o el acoplamiento cruzado (ec. 5). El método CQC representa la amortiguación modal; no obstante, si la amortiguación es cero, la CQC da el mismo resultado que la SRSS (ec. 6). Estos tres métodos de combinación modal son los más comúnmente utilizados.

$$\text{Método ABS: } F_{max} = \sum_{i=1}^N |F_{i,max}| \quad (4)$$

$$\text{Método SRSS: } F_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N F_{i,max}^2} \quad (5)$$

$$\text{Método CQC: } F_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} |F_{i,max} F_{j,max}|} \quad (6)$$

Aquí,  $\rho_{ij}$  es un coeficiente de correlación, que varía entre cero y la unidad;  $F_{i,max}$  es la respuesta modal máxima para el modo- $i$ ; y  $N$  es el número de modos.

El análisis de espectro de respuesta resulta útil para la evaluación de estructuras, porque relaciona la selección de tipo estructural con el desempeño dinámico. También se puede utilizar para entender los modos de vibración principales en cada dirección, así como para definir una distribución adecuada de las fuerzas para un análisis pushover. No obstante, en el caso de los edificios de mampostería, caracterizados por su comportamiento altamente no lineal, un análisis lineal elástico no es la técnica más adecuada.

### Análisis de tiempo historia

El análisis de tiempo historia proporciona una evaluación de la respuesta estructural dinámica bajo carga, que varía de acuerdo con la función de tiempo especificada (acelerogramas del suelo). Estos análisis pueden ser lineales o no lineales, según las consideraciones adoptadas sobre las propiedades mecánicas de los materiales. Por lo general, estos tipos de análisis se consideran como los más representativos para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras. No obstante, existen algunas desventajas: (a) estos análisis requieren mucho tiempo; (b) pueden depender de la selección



de los acelerogramas de movimiento del suelo aplicados; e (c) involucran complejidad en términos de ejecución e interpretación de los resultados.

Aunque su uso está permitido en los códigos de edificación para la evaluación sísmica de las estructuras (Bommer y Ruggeri 2002), el análisis de tiempo historia parece ser utilizado principalmente para fines académicos y de investigación, y se emplea ocasionalmente en estructuras de alto impacto (como instalaciones complejas o de seguridad crítica). Para tener en cuenta adecuadamente la variabilidad de la acción, los códigos de edificación sísmica requieren la realización de varios análisis con diferentes aceleraciones del suelo. El proceso de selección y producción de los acelerogramas del suelo y el número de análisis requeridos por los códigos de edificación sísmica hacen que este análisis sea inviable para una oficina de diseño.

Como se indica, un parámetro clave para estos cálculos son los datos de entrada del movimiento, o el acelerograma del suelo. El método para desarrollar estos acelerogramas no siempre está claramente definido en los códigos de edificación sísmica (por ej., EC8 2004). Las alternativas posibles incluyen (Bommer y Acevedo 2004): (a) el uso de acelerogramas artificiales espectro-compatibles; (b) el uso de acelerogramas sintéticos generados mediante modelos de fuentes sismológicas; y (c) el uso de acelerogramas reales registrados durante terremotos.

El primer tipo de acelerogramas (artificiales espectro-compatibles) se obtiene mediante la generación de una función de densidad espectral de potencia a partir del espectro de respuesta del código (fig. 2.12) y de la derivación de señales compatibles con ese espectro (Bommer y Acevedo 2004; Iervolino, Maddaloni y Cosenza 2008). Aunque es posible obtener series de tiempo de aceleración compatibles con el espectro de diseño elástico, los acelerogramas generados a menudo tienen un número excesivo de ciclos de movimientos fuertes y, en consecuencia, poseen un contenido de energía irrealmente elevado (Bommer y Acevedo 2004). La dificultad de los métodos de generación artificial de tiempo historia reside en el intento de hacer coincidir un movimiento de suelo con un espectro de respuesta de diseño que no está destinado a representar el movimiento de un sismo individual (Naeim y Kelly 1999). Por lo general, el espectro de respuesta de diseño es un resultado de un análisis estadístico que considera la influencia de varias fuentes sísmicas simultáneamente; por lo tanto, la respuesta en diferentes períodos podría basarse en sismos de fuentes diferentes y

**FIGURA 2.12.**  
Ejemplo de una generación de acelerogramas artificiales espectro-compatibles (software SeismoArtif 2016 de SeismoSoft).



el espectro sería la envolvente de espectros correspondiente a los escenarios en cada una de las fuentes (Reiter 1990; Bommer, Scott y Sarma 2000).

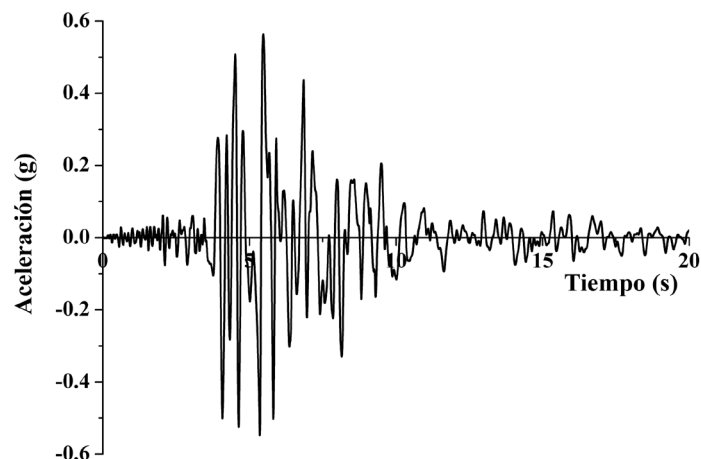
El segundo tipo de acelerogramas son los sintéticos que se pueden generar a partir de modelos de fuentes sismológicas, que representan los efectos de ruta y de sitio. En general, existen dificultades para definir apropiadamente los parámetros de datos de entrada, como las características de la fuente, de la ruta y del sitio. Para generar acelerogramas sintéticos, se debe definir un escenario de sismo específico en términos del mecanismo de ruptura y magnitud, además de las condiciones geológicas y la ubicación del sitio. Por lo general, la mayoría de estos parámetros no están disponibles, particularmente cuando se utilizan códigos de edificación sísmica (Bommer, Acevedo y Douglas 2003). Se ha desarrollado un software para la generación de movimiento de suelo (por ej., Zeng, Anderson y Yu 1994; Beresnev y Atkinson 1998; Boore 2003) pero su aplicación, en términos de definición de los parámetros requeridos para caracterizar la fuente del sismo, por lo general requeriría que el ingeniero contrate los servicios de un consultor especializado en ingeniería sismológica.

El tercer tipo de acelerogramas, los acelerogramas reales de movimiento del suelo, contienen una gran cantidad de información sobre la naturaleza del suelo que se sacude. Debido al incremento de registros de movimientos fuertes de suelo disponibles, el uso y el escalado de acelerogramas registrados reales son cada vez más comunes (fig. 2.13). A pesar del crecimiento continuo de la base de datos global de movimientos fuertes, existen muchas combinaciones de parámetros de sismos que en algunas circunstancias pueden dificultar la obtención de registros adecuados (Bommer, Acevedo y Douglas 2003).

En los códigos sísmicos, las directrices para la preparación de datos de entrada de movimientos de suelo para análisis dinámicos suelen ser precarias (Bommer y Ruggeri 2002). Las recomendaciones para registros basadas en códigos a menudo requieren compatibilidad con un espectro suave de aceleración de diseño. Por ejemplo, el Eurocódigo 8 (EC8 2004) permite el empleo de las tres clases de acelerogramas enumerados previamente como dato de entrada para el análisis estructural sísmico. Las recomendaciones del EC8 requieren que las ordenadas espectrales medias del conjunto de registros elegidos coincidan con la forma espectral esperada basada en el código. El conjunto de acelerogramas debe consistir en al menos siete registros para considerar la media de la respuesta. De lo contrario, si el tamaño del conjunto es de tres a seis, se debe tener en cuenta la respuesta máxima a los registros dentro de los conjuntos.

El análisis de tiempo historia no lineal de las estructuras de mampostería es complejo y requiere mucho tiempo. Las estructuras de mampostería se caracterizan por valores bajos de resistencia a la tracción, lo que significa que habrá un agrietamiento importante en la estructura, con apertura, cierre y reapertura de grietas. Este comportamiento mecánico de la mampostería introduce en los cálculos numéricos cierto ruido numérico, debido a la rápida transición del comportamiento lineal elástico a un

FIGURA 2.13.  
Ejemplo de registro de un  
acelerograma real.



estado totalmente agrietado que involucra una rigidez cercana a cero (Mendes y Lourenço 2010). Este cambio rápido y constante en el campo del desplazamiento tiende a originar la propagación de vibraciones espurias de alta frecuencia (Cervera, Oliver y Faria 1995). Por lo tanto, es importante utilizar un método de integración de tiempo apropiado. El método de integración de Hilber-Hughes-Taylor (el método HHT, o el método  $\alpha$ ) permite la introducción de disipación numérica sin degradar la precisión (TNO DIANA 2009). Este método requiere la definición de un parámetro  $\alpha$  que varía entre  $-1/3$  y  $0$ . Para  $\alpha = 0$ , el método se reduce al método de Newmark. Para los valores de  $\alpha$  entre  $-1/3$  y  $0$ , el esquema tiene una precisión de segundo orden y es incondicionalmente estable. La disminución de  $\alpha$  implica el incremento de la amortiguación numérica. Esta amortiguación es baja para los modos de baja frecuencia y alta para los modos de alta frecuencia (TNO DIANA 2009).

Otro aspecto importante al realizar un análisis de tiempo historia es la definición del intervalo de tiempo para cada incremento del análisis. Los softwares comerciales ofrecen diferentes posibilidades para abordar este aspecto. El enfoque más común es definir explícitamente un intervalo de tiempo constante en todo el análisis. Para definir correctamente un intervalo de tiempo adecuado, existen algunas recomendaciones. TNO DIANA (2009) sugiere que el intervalo de tiempo  $\Delta t$  se debe determinar de acuerdo con la ecuación 7:

$$\Delta t = \frac{1}{20} T_i \quad (7)$$

Aquí,  $T_i$  es el período más bajo con relevancia para el comportamiento estructural.

Otra posibilidad cuando se aborda el análisis de integración de tiempo es utilizar cálculos explícitos en lugar de implícitos. Los métodos explícitos calculan el estado de un sistema en un tiempo subsiguiente a partir del estado del sistema en el tiempo actual, mientras que los métodos implícitos encuentran una solución mediante la resolución de una ecuación que involucra tanto el estado actual del sistema como el subsiguiente. Mientras que un cálculo implícito debe iterarse para determinar la solución de un problema no lineal, un cálculo explícito determina la solución sin iterarse mediante el avance explícito del estado cinemático del incremento anterior. El análisis explícito se realizará con intervalos de tiempo más pequeños con el análisis implícito, lo que significa que el número de incrementos requeridos para completar el análisis será mayor en el análisis explícito. El análisis explícito puede ser más eficiente si el mismo análisis que utiliza un método implícito requiere muchas iteraciones, pero existe el riesgo de que el resultado obtenido sea incorrecto si no se usa adecuadamente. Algunos programas de software comercial permiten ambas posibilidades (por ej., ABAQUS/Standard y ABAQUS/Explicit). Sin embargo, para la ingeniería sísmica, debido al rápido cambio en las aceleraciones y a la naturaleza aleatoria de los datos de entrada, los métodos explícitos rara vez se utilizan.

# Guía del usuario sobre el método de elementos finitos

El método de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) se ha convertido, posiblemente, en la herramienta de análisis más poderosa para resolver problemas de ingeniería. El FEM es una de las técnicas numéricas informáticas más comúnmente usadas para resolver problemas de ingeniería complejos mediante su división en bloques o problemas más pequeños y manejables. Se debe tener en cuenta que un análisis con elementos finitos (FEA, por sus siglas en inglés) no produce una fórmula (expresión de forma cerrada) como solución, no resuelve una clase de problemas (solo un problema específico) y que la solución es aproximada (con posibilidad de errores).

Para analizar una estructura con el FEM, la estructura se idealiza como un modelo conceptual numérico en el que la misma estructura se desglosa en un número finito de regiones o partes (elementos). Estos elementos están conectados entre sí en puntos específicos (nodos). Este conjunto de elementos y nodos se denomina malla.

Para acortar el tiempo informático requerido a fin de proporcionar la solución al problema, para maximizar la confianza en la solución y para minimizar los errores en el proceso de análisis, el modelador (o analista) debe (a) entender la física del problema y el comportamiento de los elementos finitos; (b) seleccionar los tipos de elementos apropiados, el número de elementos y su arreglo; (c) entender los efectos de las simplificaciones y suposiciones utilizadas; y (d) evaluar críticamente los resultados y, si fuera posible o necesario, realizar modificaciones en el modelo para mejorar su precisión.

## Planificación del análisis

Antes de comenzar cualquier análisis, es importante pensar y planificar el enfoque que se utilizará para el problema a resolver. Es importante entender claramente (a) cuáles son los objetivos; (b) qué criterios se utilizarán para evaluar los objetivos; (c) cuáles son los resultados requeridos considerando los objetivos; (d) en qué medida se necesita modelar la estructura; (e) cuáles son las condiciones de contorno y las cargas; y (f) otros aspectos aplicables relevantes. La toma de decisiones en momentos críticos del proceso de creación del modelo requiere capacitación, experiencia y la opinión de expertos. Las decisiones que se tomen influirán en la precisión y en el tiempo informático requerido para la solución. Los pasos críticos en los que se deben tomar estas decisiones son los siguientes:

- Elección de tipo de análisis;
- Definición de propiedades de materiales y modelos constitutivos;
- Definición de detalles geométricos y nivel de detalle (o simplificaciones);
- Selección de tipos de elementos y enfoque del modelo;
- Selección y aplicación de soportes, restricciones y cargas.

## Geometría del modelo

Tal como se analizó en el capítulo 2, el análisis de los monumentos históricos de mampostería es una tarea muy compleja. En términos generales, se requieren dos pasos principales a la hora de enfrentarse a este tipo de problemas de ingeniería: (a) la idealización de la geometría y (b) la idealización de los materiales. Estos dos pasos tienen mucha influencia en la respuesta de la estructura. En el caso específico de las estructuras históricas, los resultados comunes son los siguientes:

- Los datos de geometría están incompletos;
- La información sobre la composición interna de los elementos estructurales también está incompleta;
- Ocurrieron cambios significativos en la composición de los elementos estructurales, asociados con períodos de construcción largos;
- La secuencia de construcción es desconocida, lo que también afecta a la distribución de la carga real en la estructura;
- El daño existente en la estructura es desconocido.

Esta falta de información o incertidumbre debe ser aceptada y puede ser considerada a la hora de idealizar la geometría del modelo, por ejemplo mediante la realización de un análisis de sensibilidad que afecta a los factores más influyentes. Es evidente que el análisis de las estructuras históricas de mampostería contiene muchas simplificaciones. Por lo tanto, la idealización de la geometría se debería mantener lo más sencilla posible, aunque adecuada para resolver el problema en cuestión.

## Tipo de elemento

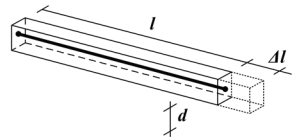
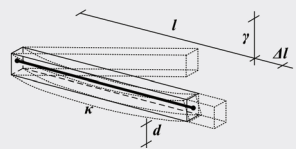
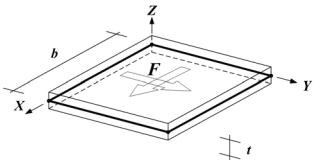
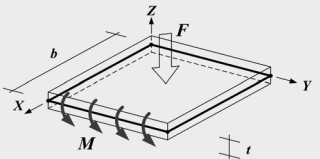
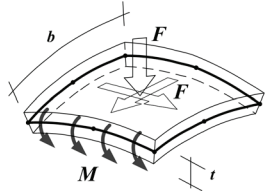
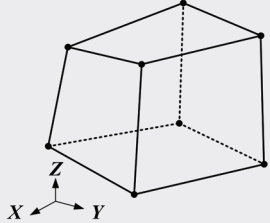
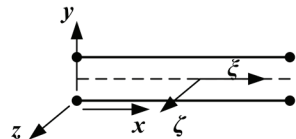
En general, cuando se utiliza el software de FEM, existen varios tipos diferentes de elementos disponibles para idealizar el problema. Algunos tipos son más relevantes para las aplicaciones generales, mientras que otros tienen una aplicación más limitada. La tabla 3.1 resume los tipos de elementos disponibles en la mayoría de softwares de FEM.

En casos específicos de estructuras históricas de mampostería, la geometría se puede normalmente idealizar de diferentes maneras, como mediante el uso de elementos lineales (elementos de armadura o viga), elementos bidimensionales en el plano (elementos tipo cáscara, a menudo denominados 2.5D), o elementos tridimensionales completos (elementos tipo sólido). Por lo general, los elementos de armadura o viga se utilizan para idealizar componentes estructurales lineales, como elementos tipo armadura, tirantes para tensores de acero o varilla, o elementos de viga para dinteles, arcos, vigas y columnas. Las aplicaciones típicas de los elementos tipo cáscara son techos, muros y losas, aunque también bóvedas o domos, y los componentes pueden ser planos o curvos. Los elementos tipo sólido son elementos para fines generales. No es algo sencillo definir las condiciones bajo las cuales una determinada idealización de la geometría es la más apropiada. La geometría de las estructuras históricas de mampostería es bastante compleja, ya que a menudo no existe ninguna distinción entre los elementos decorativos y estructurales. Por lo tanto, no queda claro cuál es el mejor enfoque y, en varios casos, la estrategia final adoptada involucra una combinación de algunos o todos los tipos de elementos mencionados previamente. También resulta beneficioso, en una etapa inicial del análisis, probar y comparar diferentes modelos, a fin de verificar los resultados de la selección del tipo de elemento y definir el modelo más adecuado.

Otro aspecto importante de la discretización del modelo es el orden de los elementos. El orden de los elementos hace referencia a la representación polinomial de las funciones de forma de los elementos, que suele ser lineal o cuadrática. Esta es una función matemática que, dentro del elemento, interpola la solución entre los valores discretos (es decir, desplazamientos o rotaciones) obtenidos en los nodos de la malla. Dado que el análisis de elementos finitos obtiene una solución para los valores de grados de libertad (DOF, por sus siglas en inglés) solo en los nodos, se requiere una función de forma

TABLA 3.1.

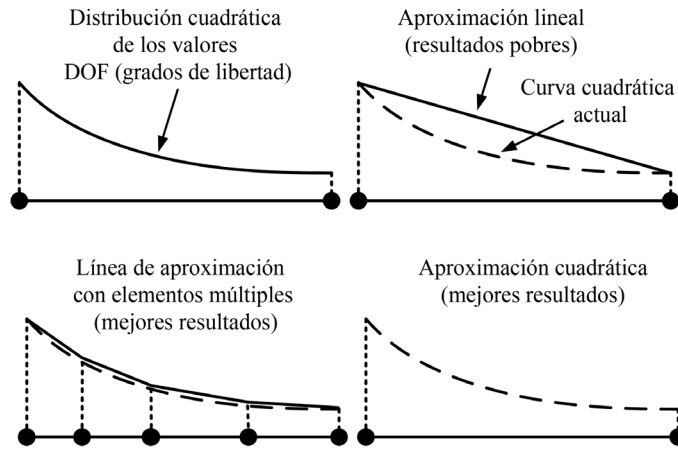
Resumen de los elementos tipo FEM generalmente disponibles (TNO DIANA 2009).

Elemento tipo	Breve descripción	Esquema genérico
<b>Elemento tipo armadura</b>	Los elementos tipo armadura son elementos lineales en los que la deformación solo puede ser por elongación axial ( $\Delta l$ ).	
<b>Elemento tipo viga</b>	Los elementos tipo viga son elementos lineales en los que la deformación puede ser por elongación axial ( $\Delta l$ ), deformación a corte ( $g$ ), curvatura ( $k$ ) y torsión ( $f$ ).	
<b>Elemento de esfuerzo plano</b>	Los elementos de esfuerzo plano son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por traslación ( $u_x$ y $u_y$ ) en el plano del elemento.	
<b>Elemento de superficie de flexión</b>	Los elementos de superficie de flexión son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por rotación en la dirección del plano del elemento ( $\phi_x$ y $\phi_y$ ) y por traslación en la dirección perpendicular al plano del elemento ( $u_z$ ).	
<b>Elemento tipo cáscara</b>	Los elementos tipo cáscara son elementos de dos dimensiones en los cuales la deformación solo puede ser por traslación en las tres direcciones generales ( $u_x$ , $u_y$ y $u_z$ ) y por rotación en las direcciones del plano del elemento ( $\phi_x$ y $\phi_y$ ).	
<b>Elemento tipo sólido</b>	Los elementos tipo sólido son elementos de tres dimensiones con propósito general, en los cuales la deformación puede ser por traslación en las tres direcciones generales ( $u_x$ , $u_y$ y $u_z$ ).	
<b>Elemento de contacto/interfaz</b>	Los elementos de contacto o interfaz son elementos especiales que permiten describir un comportamiento específico entre dos otros elementos, proporcionando una relación entre los esfuerzos (tracciones) en las superficies y sus desplazamientos relativos.	

para asignar los valores de grados de libertad nodales a los puntos en el elemento. La elección del orden de los elementos influye directamente en la precisión de la solución (Rajadurai et al. 2014) (fig. 3.1).

Cuando se selecciona un tipo de elemento, el modelador selecciona y acepta implícitamente la función de forma asumida para ese tipo de elemento. Por lo tanto, la información del orden de los elementos se debe comprobar antes de seleccionar un tipo de elemento. Tal como se indica en la fig. 3.1, una alternativa es usar elementos lineales en una malla más fina. Los elementos cuadráticos parecen más atractivos, pero, cuando se utiliza el análisis complejo no lineal que involucra el deterioro de los materiales (es decir, la pérdida de resistencia), la solidez del tipo de elementos finitos en estas

**FIGURA 3.1.**  
Comparación de órdenes de los elementos (Rajadurai et al. 2014).



condiciones puede ser más relevante que el orden de la aproximación. En presencia de una rigidez muy baja debido a un importante comportamiento inelástico, los elementos lineales están más restringidos y son menos proclives a los movimientos espurios que los elementos cuadráticos.

### 2D versus 2.5D versus 3D

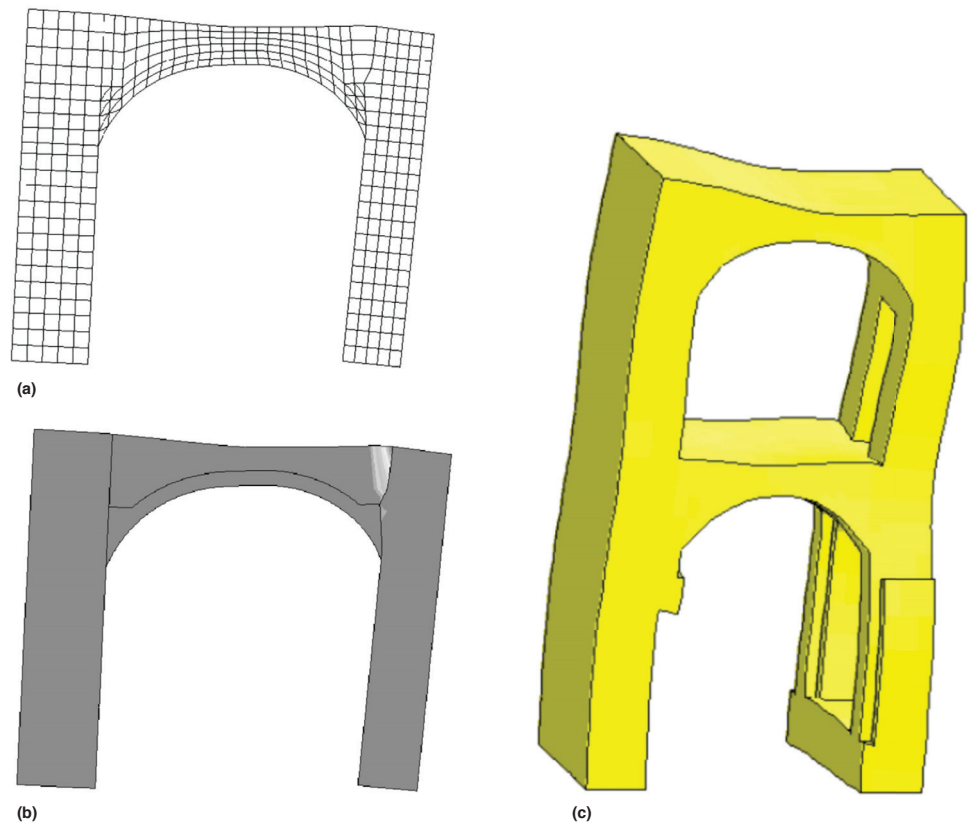
Parecería que los elementos totalmente tridimensionales (3D) son el tipo más apropiado de elementos para las estructuras históricas; no obstante, por lo general, requieren mucho tiempo (considerando el tiempo necesario para preparar el modelo, realizar los cálculos reales y analizar los resultados). Por otra parte, la variación de esfuerzos en el espesor del elemento mostrada por los modelos tipo cáscara (2.5D) requiere atención y, a menudo, el incremento de puntos de integración en su espesor. Además, los modelos tipo cáscara solo tienen en cuenta el plano medio del elemento, mientras que no se considera la rigidez de la conexión entre dos elementos ortogonales. La rigidez de la conexión es particularmente importante para la respuesta global en el caso de las estructuras históricas de mampostería, ya que los muros suelen ser muy gruesos en comparación con su longitud o altura. De forma similar, si se utilizan elementos tipo cáscara para bóvedas o domos, la rigidez de las conexiones se puede tergiversar parcialmente. Finalmente, existen casos en los que solo se puede analizar una parte de la estructura y no es necesario representar la totalidad del edificio. Podría entonces ser necesaria la introducción de condiciones de contorno adecuadas que permitan al usuario tener en cuenta el resto de la estructura, por ejemplo, mediante el uso de resortes o elementos de interfaz. Finalmente, los modelos de esfuerzo plano (2D) no suelen aplicarse a las estructuras históricas, en consideración de los efectos tridimensionales intrínsecos presentes. En algunos casos, se pueden usar para analizar partes del edificio (por ej., un arco, una bóveda de cañón o un muro largo).

A seguir, se realizan comparaciones mediante diferentes enfoques de modelado. Las figuras 3.2a a 3.2c muestran modelos del claustro de un monasterio cisterciense en Salzedas, Portugal. El modelo bidimensional (fig. 3.2a) se adoptó para realizar un análisis no lineal que permitió entender el daño de la estructura (fig. 3.2b) y evaluar su seguridad. El modelo tridimensional (fig. 3.2c) solo se muestra con fines académicos e incluye un análisis de la interacción del suelo con la estructura. La diferencia en los desplazamientos y los esfuerzos en puntos de control específicos de la bóveda de cañón fue inferior al 10% (Lourenço 2001).

Las figuras 3.3a y 3.3b muestran los modelos del refectorio del monasterio de los Jerónimos, Portugal. Se utilizaron dos enfoques de modelado: (a) elementos tridimensionales (fig. 3.3a) y (b) elementos tipo cáscara (fig. 3.3b). Cabe señalar que los resultados del modelo tridimensional son similares a los del modelo tipo cáscara simplificado para los primeros dos modos de vibración. Sin embargo, fue necesario corregir el espesor de los muros en el modelo de cáscara para incluir la rigidez

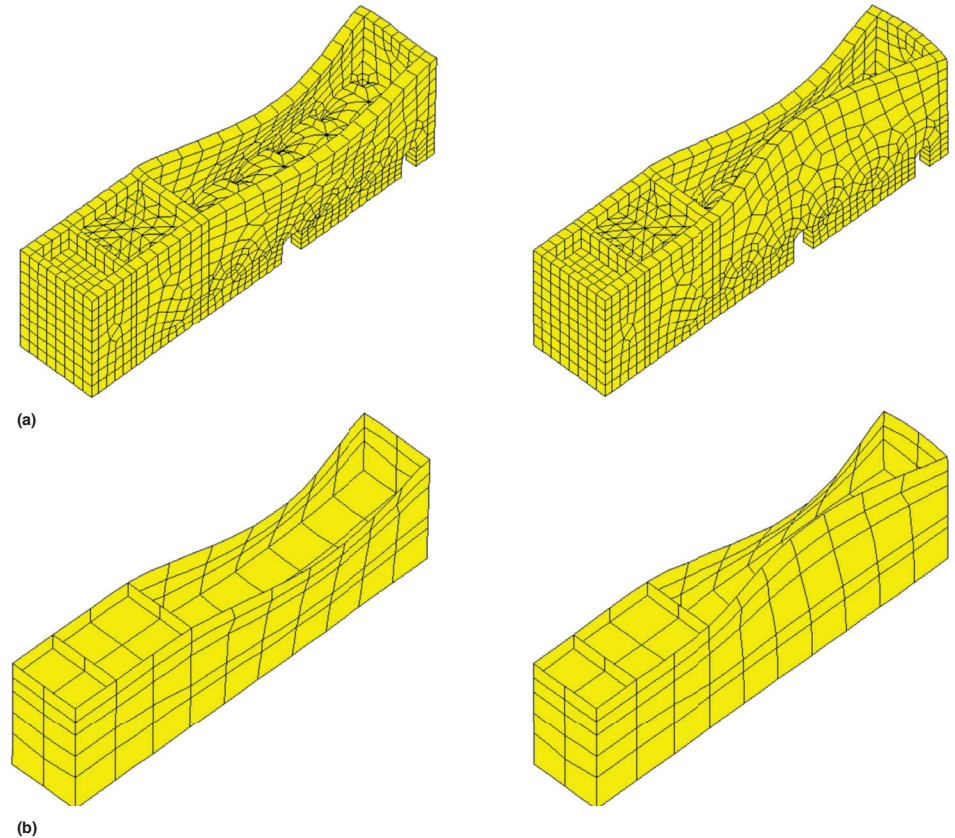
FIGURAS 3.2A-C.

Modelos del claustro de un monasterio cisterciense del siglo dieciocho en Salzedas, Portugal, que muestra: (a) forma deformada del modelo bidimensional en la falla; (b) patrón de daño de un modelo bidimensional en la falla; (c) forma deformada del modelo tridimensional (Lourenço 2001).



FIGURAS 3.3A, 3.3B.

Modelos del refectorio del monasterio de los Jerónimos, Portugal, que muestran la forma de los dos primeros modos de vibración: (a) elementos tridimensionales; (b) elementos tipo cáscara (Lourenço y Mourão 2001).





adicional proporcionada por la conexión de los muros gruesos. Además, se debe seleccionar cuidadosamente la ubicación de los elementos horizontales que representan las losas (Lourenço y Mourão 2001). Sin duda, el modelo con elementos 3D es más apropiado para estudiar el refectorio, pero se adoptó el modelo tipo cáscara simplificado para un análisis global bajo carga sísmica de todo el conjunto del monasterio (con un tamaño en el plano superior a  $300 \times 50 \text{ m}^2$ ).

Una posible fuente de errores en el análisis de estructuras históricas de mampostería es el uso de elementos totalmente tridimensionales y mallado muy grande, particularmente en el espesor, lo que significa que, en algunos casos, solo hay un elemento de orden inferior en el espesor del elemento estructural (Lourenço 2001). Esta discretización podría proporcionar grandes errores en la flexión y la precisión de los resultados podría verse comprometida. De hecho, algunos autores indican como apropiada una malla de elementos finitos con elementos de tipo sólido que consiste en cinco elementos finitos en todo su espesor (Bjorkman y Piotter 2008).

Finalmente, se recomienda realizar un análisis cuidadoso del edificio antes de comenzar a crear el modelo y para comprender dónde se puede introducir cada tipo de elemento a fin de optimizar su uso y trabajar con un nivel de complejidad aceptable. A menudo, la mejor solución de modelo incluye diferentes tipos de elementos.

### **Mallado**

Un modelo FEM se desglosa en elementos finitos individuales de acuerdo con un procedimiento sistemático conocido como mallado del modelo. La forma y el tamaño de los elementos tienen un impacto importante en la solución. Una malla demasiado grande puede producir soluciones incorrectas, mientras que una malla demasiado fina dará como resultado un tiempo de cálculo excesivo, particularmente si se lleva a cabo un análisis estático o dinámico no lineal. Sin embargo, de acuerdo con la teoría del FEM, a medida que la malla se afina, se acerca a la verdadera solución (consulte la sección "Calibración/Verificación del modelo" a continuación, que está relacionada con el grado de representación del modelo respecto a la estructura, y no con las matemáticas involucradas y la precisión del modelo). Luego, el modelador puede realizar un ejercicio de convergencia de la malla que incluye los siguientes pasos: (1) mallar una vez y resolver; (2) mallar más finamente y resolver nuevamente; (3) comprobar si la diferencia entre los resultados anteriores en puntos o secciones de control están dentro de un determinado porcentaje; y (4) repetir el segundo paso y comparar el número global de DOF hasta que la diferencia entre las mallas esté dentro de un porcentaje aceptable. Se debe tener en cuenta que este ejercicio se puede realizar en términos de desplazamientos representativos, ya que convergen más rápidamente que los esfuerzos. En la escala de las estructuras monumentales de mampostería, la dimensión de un elemento de aproximadamente 10 a 30 cm puede dar como resultado un nivel apropiado de refinamiento de la malla (Atamturktur 2006). No es infrecuente encontrar de 500000 a 1 millón de grados de libertad en las grandes estructuras históricas, lo que convierte al análisis no lineal en una actividad larga y exigente.

Una solución es utilizar mallas más grandes en las regiones con un bajo gradiente de esfuerzos-deformaciones y emplear una discretización más fina en las regiones donde se espera un alto gradiente de esfuerzos-deformaciones. El software de FEM permite transiciones de mallas más grandes a más finas dentro del mismo modelo. Las regiones en las que se puede esperar un gradiente alto de esfuerzos-deformaciones incluyen cortes, aberturas, grietas y soportes; esquinas entrantes o bordes muy curvos; proximidad de cargas concentradas; y cambios abruptos de espesor, propiedades de materiales o áreas de secciones transversales (fig. 3.4).

Al discretizar problemas bidimensionales y tridimensionales, se deben evitar los elementos finitos con relaciones de aspectos altas (la relación de aspecto de un elemento bidimensional o tridimensional es la relación entre sus dimensiones más grandes y más pequeñas). Como una guía aproximada, los elementos con relaciones de aspectos que exceden el valor de 3 requieren precaución y no se deberían utilizar relaciones de aspecto que exceden el valor de 10 (DNV GL 2015) (fig. 3.5). Los

FIGURA 3.4.

Ejemplos de situaciones con un alto gradiente de esfuerzos-deformaciones en las que se recomienda una discretización de refinamiento local (en rojo).

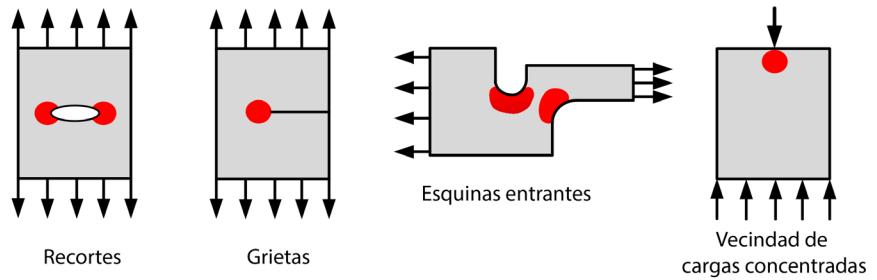
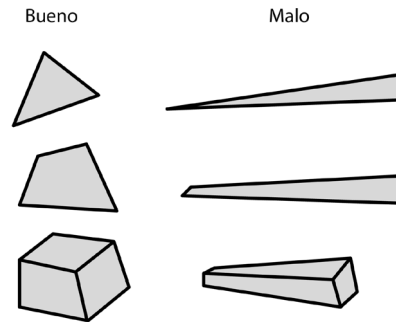


FIGURA 3.5.

Ejemplos de elementos con buenas y malas relaciones de aspectos.



elementos con una forma incorrecta no necesariamente producirán resultados incorrectos, pero podrían introducir problemas durante el análisis, particularmente en el campo no lineal. La mayoría de los softwares de análisis con elementos finitos generan mensajes de advertencia cuando se exceden los límites de relación de aspecto o de ángulo de esquina de los elementos.

El modelador debería trabajar de la manera más simple posible. Es posible que los modelos de elementos finitos iniciales deban ser revisados sustancialmente para incluir los cambios de diseño o las decisiones de creación de modelos subsiguientes. No tiene mucho sentido usar modelos complicados que no serán capaces de incluir refinamientos. Durante el proceso de refinamiento, el modelador promueve una mejor comprensión de la física subyacente, posiblemente reforzada por experimentos u observaciones, y una imagen más clara del desempeño del edificio bajo estudio.

## Materiales

Las propiedades de los materiales se deben decidir en función de las condiciones de contorno y de carga del edificio. Antes de seleccionar las propiedades de los materiales, se debe tomar la decisión de mantener la elasticidad lineal del material o permitir el cambio del material debido a los procesos de carga y/o al tiempo. El comportamiento de la mampostería es no lineal. El comportamiento en estados de tensión con un bajo nivel de esfuerzo es inelástico debido al agrietamiento. El comportamiento en estados de compresión con niveles de esfuerzo más altos es igualmente inelástico, en este caso debido al daño irreversible. A causa de las juntas de mortero, el material también es anisotrópico y heterogéneo. Además, los elementos históricos de mampostería suelen tener múltiples capas, con la presencia de un núcleo interior y capas exteriores en los muros (y en muchos casos, columnas) y material de relleno en las bóvedas.

La mampostería es un material que exhibe claras propiedades direccionales, a causa de las juntas de mortero, que actúan como planos de debilidad. En general, el enfoque con respecto a su representación numérica puede centrarse en el micromodelo de los componentes individuales, las unidades y el mortero, o en el macromodelo de la mampostería como un material compuesto (Rots 1991). En el

caso específico del modelado de edificios de mampostería a escala real, el enfoque habitual es considerar la representación de la mampostería como un material compuesto homogéneo. Los enfoques de micromodelado son más convenientes para modelos más pequeños, tales como componentes estructurales individuales. En el capítulo 4 se presenta una revisión detallada del comportamiento de los materiales y de los modelos constitutivos disponibles, incluido un análisis de micro y macromodelado.

## Soportes y cargas

Las condiciones de contorno, o soportes, tienen una gran influencia en los resultados computados. Para una verdadera representación del sistema real en el modelo de elementos finitos, las condiciones de contorno se deben representar tan comparablemente como sea posible con las condiciones reales de la estructura. Si solo una porción de la estructura está modelada, es difícil asignar condiciones de contorno correctas, dado que esa porción de la estructura modelada tiene soporte elástico. La estimación de las condiciones de contorno es difícil en edificios históricos. Las opciones pueden estar parcialmente determinadas por la intuición del modelador y la capacidad del software de modelado de elementos finitos.

Dado que las condiciones de contorno se aplican a los grados de libertad (DOF) en los nodos en lugar del elemento, la selección de las condiciones de contorno se relaciona con la selección de los tipos de elementos. Por ejemplo, si un muro está modelado con elementos tridimensionales y todos los nodos de la base tienen apoyo fijo, esto proporciona una restricción fija. Si un muro está modelado con elementos de tipo cáscara, es más fácil aplicar una cimentación articulada. En la mayoría de los softwares de modelado de elementos finitos disponibles comercialmente, se aplican restricciones físicas con un desplazamiento igual a cero o rotaciones en los nodos definidos por el usuario. En situaciones de restricciones parciales, se puede utilizar una cimentación elástica, que generalmente se simula con una serie de resortes o elementos de interfaz.

Es de gran importancia comenzar con condiciones de contorno físicamente razonables en el modelo de elementos finitos inicial. Si se dispone de datos empíricos, el modelo inicial se puede calibrar con iteraciones sucesivas, de manera que las soluciones de modelos de elementos finitos correspondan con los datos obtenidos experimentalmente o con el rendimiento observado del edificio.

A los nodos se les puede aplicar cargas, tales como fuerzas térmicas, inerciales, concentradas o distribuidas en forma de desplazamiento nodal o fuerza nodal. Las cargas también se pueden aplicar en superficies o volúmenes. La disposición de las condiciones de carga depende del tipo de análisis. En análisis estáticos, generalmente es necesario definir la aceleración gravitacional, junto con las cargas externas existentes. En análisis modales, los resultados son independientes de cualquier carga de entrada. En el caso de análisis transitorios, se debe adoptar una carga dependiente del tiempo definida por el usuario.

Un problema común de los modelos de edificios completos es la consideración de las cargas vivas o cargas de especial concentración en el análisis modal o análisis pushover. Para tales análisis, se deben considerar estas cargas convirtiéndolas en cargas inerciales. Un ejemplo simple es la consideración de cargas vivas en un piso, que se pueden convertir en masa y agregar a la masa de los elementos del piso mediante un ajuste de la densidad del material.

## Calibración/Verificación del modelo

Luego de obtener un resultado de análisis, un aspecto clave es no asumir inmediatamente que los resultados son correctos. Es necesario que el analista o el modelador se pregunte si los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos obtenidos tienen sentido. Las siguientes cinco acciones

simples se pueden utilizar para ayudar al modelador a asegurar que el modelo sea correcto y a mejorar los resultados de los análisis:

1. Comprobar reacciones estructurales globales contra cargas aplicadas globales. Este paso es particularmente importante para garantizar que no haya errores en los datos de entrada de carga;
2. Utilizar formas distorsionadas y animaciones para comprobar definiciones de carga y soporte. Aquí, el analista o modelador debe utilizar el análisis estático lineal (para este fin se puede generalmente utilizar la carga de gravedad). El comportamiento de la carga combinada a menudo es difícil de predecir, y separar cada carga en su propio caso de carga permite comprobarlas de forma individual;
3. Utilizar gráficos de contorno de deformación o esfuerzo para comprobar la conectividad de la malla. A veces, el proceso de modelado proporciona partes de la estructura con conexiones incorrectas con el resto de la misma, o en ocasiones pueden faltar algunos elementos. La presencia de picos muy altos de esfuerzo-deformación puede indicar un error de mallado. Nuevamente, el análisis lineal elástico y las cargas de gravedad parecen adecuadas a este fin;
4. De forma alternativa o complementaria al paso anterior, realizar análisis modal para comprobar la conectividad de la malla. En el caso de estructuras monumentales a escala real, la carga de gravedad podría no identificar todos los errores de malla;
5. Siempre que sea posible, comparar los resultados con ensayos, teoría, cálculos manuales rápidos, datos de ensayos experimentales en el sitio, o el estado del edificio. Es importante mantener una visión crítica de los resultados obtenidos. Algunos ejemplos de cálculos manuales rápidos son el nivel de esfuerzo en la base de un muro o columna, o las frecuencias del edificio. Un ejemplo de mediciones que se pueden realizar en una construcción son las frecuencias y las formas modales (mediante identificación dinámica). Un ejemplo de estudio del estado del edificio actual es la inspección y levantamiento de grietas y la comparación de esto con las grietas del modelo predictivo en el edificio bajo carga muerta y/o un evento pasado conocido, como por ejemplo los asentamientos de suelo después de un sismo.

## Interpretación de los resultados

Luego de la verificación del modelo y del desarrollo de un nivel aceptable de confianza en el mismo, la interpretación de los resultados es crítica, requiere un amplio tiempo de procesamiento y una mente inquisitiva. Dado que las estructuras de mampostería monumentales representan problemas de ingeniería complejos, no es aconsejable considerar los resultados obtenidos como definitivos y correctos. La experiencia de la ingeniería y el sentido común juegan un rol importante en la interpretación de los resultados obtenidos respecto de este tipo de estructura. Como se mencionó anteriormente, los cálculos manuales y los modelos simplificados se pueden llevar a cabo mediante el uso de un software alternativo rápido. Además, se recomienda encarecidamente la verificación a través del estado actual del edificio y los ensayos en el sitio, como se indicó anteriormente.

Nuevamente, en consideración de las incertidumbres del proceso, un aspecto clave para el tratamiento de este tipo de estructura es realizar un análisis de sensibilidad. Esto permite al modelador determinar los efectos de los parámetros de datos de entrada del modelo y las consecuentes decisiones del modelado, lo que proporciona una visión más profunda del problema y permite la definición de los aspectos críticos.



# Modelos constitutivos

En este capítulo, se abordan los modelos constitutivos disponibles para la mampostería. Se presentan enfoques diferentes para el modelado de la mampostería, tales como agrietamiento distribuido y daño plástico, así como enfoques de micro y macromodelo. También se presentan y comparan los modelos disponibles implementados en softwares comerciales de método de elementos finitos (FEM) seleccionados.

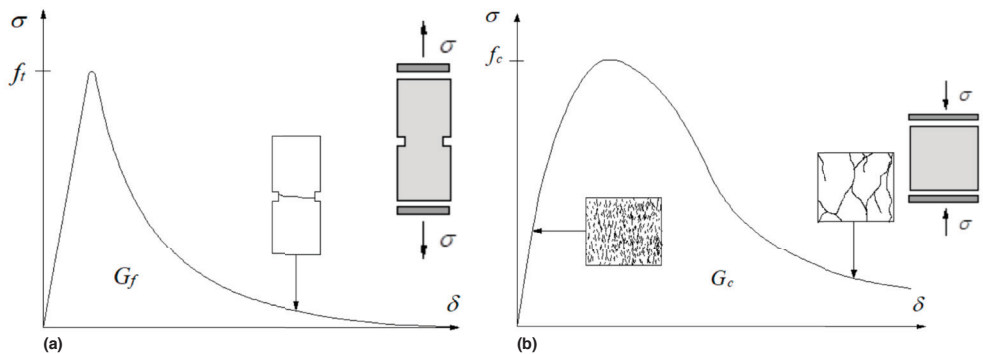
## Comportamiento no lineal

La mampostería posee un comportamiento no lineal y manifiesta un comportamiento post-pico no dúctil con degradación o “softening”, que consiste en una disminución gradual de la resistencia del material bajo un incremento continuo de la deformación. Esta característica es típica de materiales quasi-frágiles. Las figuras 4.1a y 4.1b muestran diagramas característicos de esfuerzo-desplazamiento en comportamiento a tracción y a compresión uniaxial (Lourenço 1996).

Aquí,  $f_t$  y  $G_f$  son la resistencia a la tracción y la energía de fractura, mientras  $f_c$  y  $G_c$  se refieren a la resistencia a la compresión y la energía de fractura. La resistencia es el valor máximo de la curva de esfuerzo-desplazamiento. El procedimiento para calcular la energía de fractura fue indicado, por ejemplo, por Jansen y Shah (1997). La relación entre la resistencia y la energía de fractura es el índice de ductilidad (ec. 8) (consulte el capítulo 5 a fin de obtener los valores recomendados para estos parámetros).

$$d = G / f \tag{8}$$

FIGURAS 4.1A, 4.1B.  
Diagramas que muestran el esfuerzo-desplazamiento característico de materiales quasi-frágiles bajo una carga uniaxial: (a) comportamiento a tracción; (b) comportamiento a compresión (Lourenço 1996).



## Micro y macromodelos

En la década de 1960, la simulación numérica de la fractura en el hormigón se inició como una primera aplicación de los modelos constitutivos no lineales. Ngo y Scordelis (1967) y Rashid (1968) introdujeron modelos de agrietamiento discreto y de agrietamiento distribuido, respectivamente. En general, el modelo discreto apunta a la simulación del inicio y la propagación de grietas dominantes. El modelo

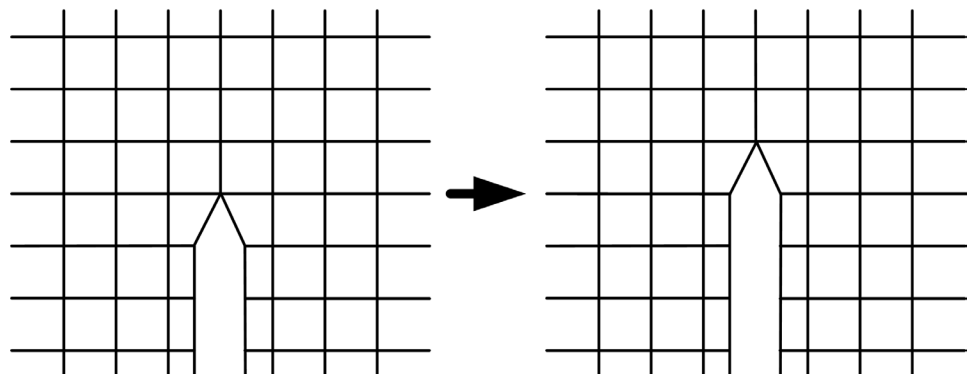
de agrietamiento distribuido se inició con la idea de que en el hormigón se inician grietas pequeñas, que solo en una etapa posterior del proceso de carga se enlazan para formar una o más grietas dominantes. Dado que cada grieta individual no se resuelve numéricamente, el modelo de agrietamiento distribuido puede capturar el proceso de deterioro a través de un modelo constitutivo en el que las grietas se distribuyen de manera uniforme en el modelo de continuo.

El enfoque de agrietamiento discreto para la fractura es intuitivo, ya que la grieta se introduce como entidad geométrica. La figura 4.2 muestra una malla donde los nodos están separados físicamente para representar una grieta en el área central inferior. Inicialmente, este enfoque se implementó haciendo crecer la grieta cuando la fuerza en el nodo delante de la punta de la grieta excedía un criterio de resistencia a la tracción. En esta etapa, el nodo se divide en dos nodos y se asume que la punta de la grieta se propaga al nodo siguiente. Nuevamente, una vez que la fuerza en este nuevo nodo excede el criterio de resistencia, el nodo se divide y el procedimiento se repite, como se muestra en la propagación vertical de la grieta en la figura 4.2.

En su forma original, este enfoque de agrietamiento discreto tiene algunas desventajas. Dado que se fuerza la propagación de la grieta a lo largo de los límites del elemento, esta se vuelve dependiente de la malla. Si bien algunas técnicas, como el remallado automático, se han introducido e implementado en códigos informáticos (Ingraffea y Saouma 1985), se produce una complicación informática, dado que el cambio continuo en la topología es inherente a los enfoques de agrietamiento discretos. Los métodos como aquellos sin malla también se desarrollaron para superar estas limitaciones (Belytschko, Lu y Gu 1994) pero mostraron dificultades con complicadas implementaciones tridimensionales y una gran demanda informática (Borst et al. 2004). Moes, Dolbow y Belytschko (1999) propusieron un método de elementos finitos para acomodar la propagación de grietas discretas a través de elementos; este aprovecha la propiedad de partición de unidad de las funciones de forma de los elementos finitos (Babuska y Melenk 1997). Originalmente, el modelo de agrietamiento discreto se introdujo a través del uso de una mecánica de fractura elástica y, a causa de esto, se necesitaron funciones especiales para simular la singularidad de cercanía a la punta (Moes, Dolbow y Belytschko 1999). En las últimas décadas ocurrieron nuevos desarrollos, pero estos se siguen aplicando a problemas de investigación a medida específicos.

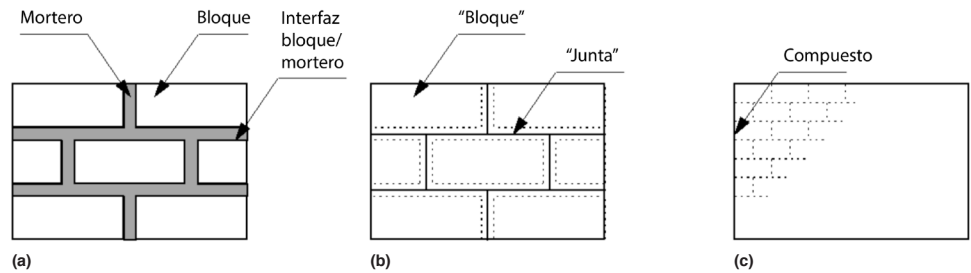
En el enfoque de agrietamiento distribuido, la nucleación de una grieta en el volumen que se atribuye a un punto de integración se traduce en un deterioro de la rigidez actual y de la resistencia en ese punto de integración (Borst et al. 2004). Cuando la combinación de esfuerzos satisface un criterio dado (generalmente los mayores esfuerzos principales que alcanzan la resistencia a la tracción) se inicia una grieta. Esto implica que en el punto de integración donde se controlan las variables de esfuerzo y deformación, la relación isotrópica entre esfuerzo y deformación se reemplaza por una relación ortotrópica de tipo elástica, siendo los ejes ortotrópicos la dirección normal y tangencial respecto de la grieta (Rashid 1968).

FIGURA 4.2.  
Diagrama que muestra un modelado inicial de una grieta discreta (Ngo y Scordelis 1967).



FIGURAS 4.3A-C.

Diagramas de estrategias de modelado para estructuras de mampostería: (a) micromodelo detallado; (b) micromodelo simplificado; (c) macromodelo (Lourenço 1996).



Hay varias posibilidades de resolver el problema del modelado de la mampostería. Las alternativas disponibles dependen de qué tan detallados son los modelos y si el modelo es capaz de describir con precisión diferentes tipos de falla (Lourenço 1996; Lopez, Oller y Oñate 1998). Generalmente, las alternativas se clasifican como micromodelo detallado, micromodelo simplificado y macromodelo (fig. 4.3).

En la primera alternativa (micromodelo detallado), tanto los ladrillos como el mortero se consideran elementos de continuidad con criterios de falla específicos. La interfaz entre los ladrillos y el mortero se considera con elementos de interfaz que representan las discontinuidades. Este enfoque reproduce completamente la geometría del muro; y en consonancia con el nivel de detalle, se supone que puede representar la mayoría de los mecanismos de falla en la mampostería.

En la segunda alternativa (micromodelo simplificado), los ladrillos se consideran como elementos de continuidad con criterios de falla especificados, pero las juntas del mortero y los elementos de interfaz se redefinen como elementos individuales para representar el área de contacto. Este enfoque mantiene la geometría general del muro; sin embargo, dado que los elementos individuales que representan juntas e interfaces no están representados, algunos tipos de mecanismos de falla no se pueden reproducir en este tipo de micromodelo (por ej., debido a la expansión transversal del mortero sobre los ladrillos, cuando se los comprime hasta la falla).

La última alternativa (macromodelo) considera la mampostería como un elemento homogéneo. A causa de estas características, este enfoque debería ser capaz de reproducir el comportamiento estructural general de un panel de mampostería, pero no puede reproducir todos los tipos de mecanismos de falla.

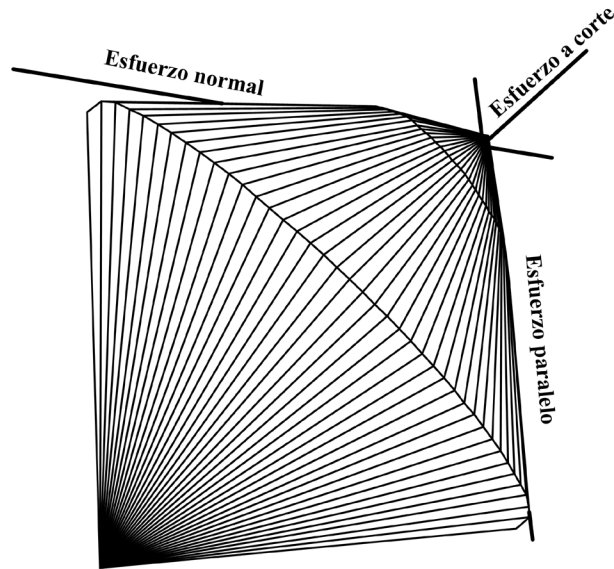
En general, cuanto más detallado es el modelo, más difícil es implementarlo. Esto es particularmente importante al decidir qué modelo utilizar para una aplicación específica. Los micromodelos son más adecuados para el estudio de muros simples o problemas de localización específica (por ej., vanos, intersecciones de muros, arcos y cúpulas). Por otra parte, los macromodelos son más rápidos y fáciles en caso de representaciones del comportamiento estructural de un edificio entero. Otro aspecto importante para considerar en la elección del tipo de modelo que se va a utilizar es que, en general, los micromodelos requieren información más detallada sobre las propiedades de los materiales.

Page (1978) propuso uno de los primeros modelos desarrollados capaz de representar el comportamiento no lineal de la mampostería. Este modelo considera la mampostería como un material bifásico (ladrillo y mortero). Los ladrillos se representan a través de elementos finitos cuadriláteros de esfuerzo plano. Las uniones del mortero se representan por elementos de unión. Estos elementos se pueden deformar solo en las direcciones normales y de corte. Más tarde, Page, Kleeman y Dhanasekar (1985) también propusieron un macromodelo para representar la mampostería. Se realizó una gran campaña experimental en la mampostería de ladrillo a escala media (Page 1981, 1983). La información obtenida de los ensayos experimentales permitió el desarrollo de relaciones de esfuerzo-deformación para reproducir el comportamiento inelástico de la mampostería y sus diferentes formas de falla, considerando la orientación de las juntas (fig. 4.4).

Lourenço (1996) propuso dos modelos para describir el comportamiento no lineal de la mampostería: (a) un modelo de interfaz compuesta, que es un micromodelo y (b) un modelo continuo anisotrópico, que es un macromodelo. El modelo de interfaz compuesta se define a través de uniones que



FIGURA 4.4.  
Imagen que muestra la superficie 3D de falla de la mampostería (Page, Kleeman y Dhanasekar 1985).



concentran el comportamiento inelástico de la mampostería. El modelo de plasticidad de las juntas es capaz de reproducir tres tipos diferentes de mecanismo de falla: (a) límite de tracción; (b) fricción de Coulomb; y (c) límite de compresión (fig. 4.5). Se encontró una buena concordancia del modelo con los ensayos experimentales. El modelo continuo anisotrópico, también de Lourenço (1996), se define a partir de la consideración de un modelo continuo ortotrópico para mampostería, teniendo en cuenta el criterio de fluencia tipo Rankine para la falla a tracción (agrietamiento) y el criterio de fluencia tipo Hill para la falla a compresión (aplastamiento) (fig. 4.6). Nuevamente, se encontró un buen acuerdo con ensayos experimentales. Ambos modelos requieren el uso de un número de parámetros relativamente grande.

Hay muchas otras propuestas de enfoques de micro y macromodelos de mampostería para el análisis de estructuras simples y complejas. Estas propuestas incluyen diferentes tipos de estrategias de modelado y están orientadas a diferentes tipos de mampostería. Sayed-Ahmed y Shrive (1996) desarrollaron un modelo no lineal para mampostería hueca mediante elementos tipo cáscara isoparamétricos. Este modelo considera el comportamiento no lineal de la mampostería en compresión debido a un agrietamiento progresivo, así como no linealidades geométricas. Zhuge, Thambiratnam y Corderoy (1998) desarrollaron un modelo para mampostería no reforzada bajo cargas dinámicas en plano. Park et al. (2011) desarrollaron un modelo para considerar el efecto de la interacción de los muros y las losas en el diseño sismorresistente de las estructuras de mampostería. Este modelo representa

FIGURA 4.5.  
Diagrama que muestra la superficie 3D de falla para el modelo de interfaz compuesto (Lourenço 1996).

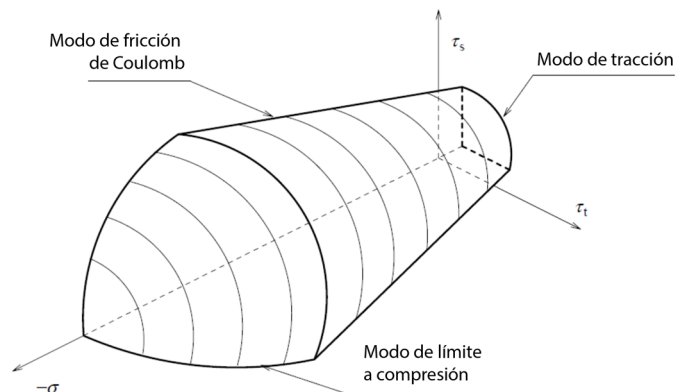
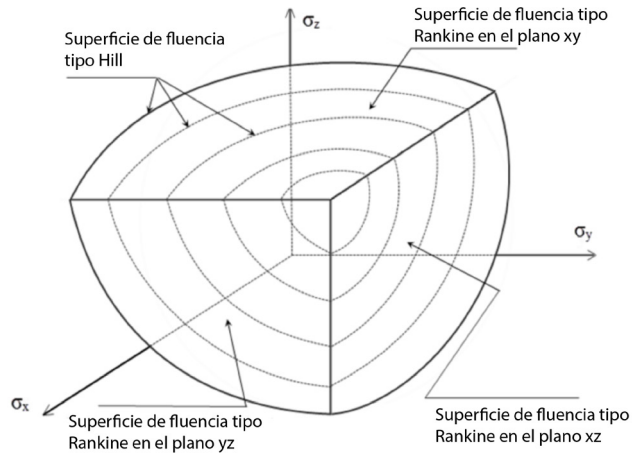


FIGURA 4.6.

Diagrama que muestra la superficie 3D de falla para el modelo de continuidad anisotrópica (Lourenço 1996).



un muro completo y está compuesto de tres vigas conectadas en forma de I (una viga superior y una inferior horizontales, y una viga vertical). Las conexiones entre las vigas y la estructura adyacente están modeladas con resortes. Hay muchos otros modelos para representar el comportamiento no lineal de diferentes tipos de elementos de mampostería bajo diferentes condiciones. Se pueden encontrar algunos ejemplos en Pietruszczak y Niu (1992); Anthoine (1995); Crisafulli (1997); Lopez, Oller y Onate (1998); Zucchini y Lourenço (2002); Chen, Moon y Yi (2008); y Milani y Lourenço (2009).

## Modelos constitutivos en softwares comerciales

En esta sección, algunos de los software de FEM disponibles comercialmente, que se han diseminado ampliamente y resultan apropiados para el uso en simulaciones informáticas avanzadas, se presentan en términos de modelos constitutivos para estructuras de mampostería. Los códigos FEM presentados comercialmente son DIANA, de TNO DIANA (ahora, DIANA FEA BV) y ABAQUS de Dassault Systèmes. Es importante mencionar que las estructuras de mampostería existentes a menudo cuentan con muros de capas múltiples que son difíciles de detectar sin ensayos en el sitio. Estos detalles de construcción desconocidos son importantes en el modelado de una estructura histórica, además que no se deben utilizar modelos constitutivos demasiado complejos. En particular, en la mayoría de las aplicaciones de ingeniería, se recomiendan los modelos isotrópicos.

### DIANA

DIANA (Displacement method ANALyser) es un paquete de software extensivo de elementos finitos multipropósito dedicado, pero no exclusivo, a una amplia variedad de problemas que surgen en la ingeniería civil, incluida la ingeniería estructural, geotécnica, de túneles y sísmica, así como la ingeniería de gas y petróleo. Con respecto a la evaluación de estructuras de mampostería, y considerando su comportamiento no lineal, este software posee diferentes posibilidades para los modelos constitutivos de materiales de mampostería (teniendo en cuenta solo enfoques de macromodelos), entre los que se encuentran:

- El Total Strain-based Crack (TSC, por sus siglas en inglés), que puede describir tanto el comportamiento a tracción como a compresión de un determinado material con una relación de esfuerzo-deformación;
- El modelo de mampostería de ingeniería, desarrollado para cargas cíclicas, que es un modelo de falla distribuida y se puede aplicar con esfuerzo plano y elementos tipo cáscara curvos.

El modelo TSC es uno de los más comúnmente utilizados para simulaciones relacionadas con la mampostería y se explica en más detalle en esta sección. Este modelo constitutivo, disponible en DIANA, se basa en la deformación total y está desarrollado en base a las líneas de la teoría de campo de compresión modificada que originalmente propusieron Vecchio y Collins (1986). Este modelo sigue un enfoque distribuido para la energía de fractura.

Durante la etapa de carga, el material está sometido a esfuerzos de tracción y de compresión, que pueden generar agrietamiento y aplastamiento del material. Se supone que no es posible la recuperación del daño. La condición de carga-descarga-recarga es controlada con algunas restricciones internas que están determinadas tanto para tracción como para compresión a fin de modelar de forma separada la disminución de la rigidez en tracción y en compresión. Como se muestra, el modelo no es adecuado para carga sísmica en presencia de daño por compresión en consideración de la presencia de una descarga de secante hacia el origen (fig. 4.7).

El modelo TSC disponible en DIANA puede describir tanto el comportamiento a tracción como a compresión de un determinado material con una relación de esfuerzo-deformación. Esta relación de esfuerzo-deformación en el comportamiento a tracción se puede idealizar en varios enfoques diferentes, incluidos los enfoques constante, lineal, exponencial y de fragilidad (fig. 4.8a a 4.8d). De forma similar, el comportamiento a compresión también se puede idealizar en diferentes enfoques, como los enfoques elástico, constante y parabólico (figs. 4.9a a 4.9c).

Dentro de los modelos TSC, hay dos enfoques distintos y que se pueden distinguir como: (a) modelo Total Strain Fixed Crack (TSFC, por sus siglas en inglés) y (b) modelo Total Strain Rotating Crack (TSRC, por sus siglas en inglés). En ambas formulaciones, la grieta se inicia cuando el esfuerzo principal máximo es igual a la resistencia a la tracción del material y su orientación inicial es normal respecto a la deformación máxima principal. La principal diferencia entre estas dos formulaciones está relacionada con la orientación de la grieta durante el proceso inelástico. En el modelo TSFC, el sistema de coordenadas es fijo respecto a las direcciones de deformación principales y permanece invariable durante el proceso de análisis total. Cada punto de integración admite un máximo de dos grietas ortogonales. El modelo TSRC permite una corrección gradual de la dirección inicial de la grieta, dado que el plano de la grieta puede rotar durante el análisis. La dirección de la grieta rota con los ejes de deformación principales, garantizando que la grieta permanezca normal respecto a la dirección de la deformación principal máxima. En la formulación fija, se requiere un parámetro de retención a corte para la definición del comportamiento a corte del modelo, mientras que en el modelo de rotación, la degradación o "softening" por corte ocurre implícitamente como resultado de las condiciones principales de esfuerzo y deformación. Varios estudios mostraron que el modelo TSRC se debe usar en aplicaciones dominadas por el corte (Rots 1988) y que los modelos de agrietamiento fijos no se deben utilizar para estructuras de mampostería existentes (no reforzadas).

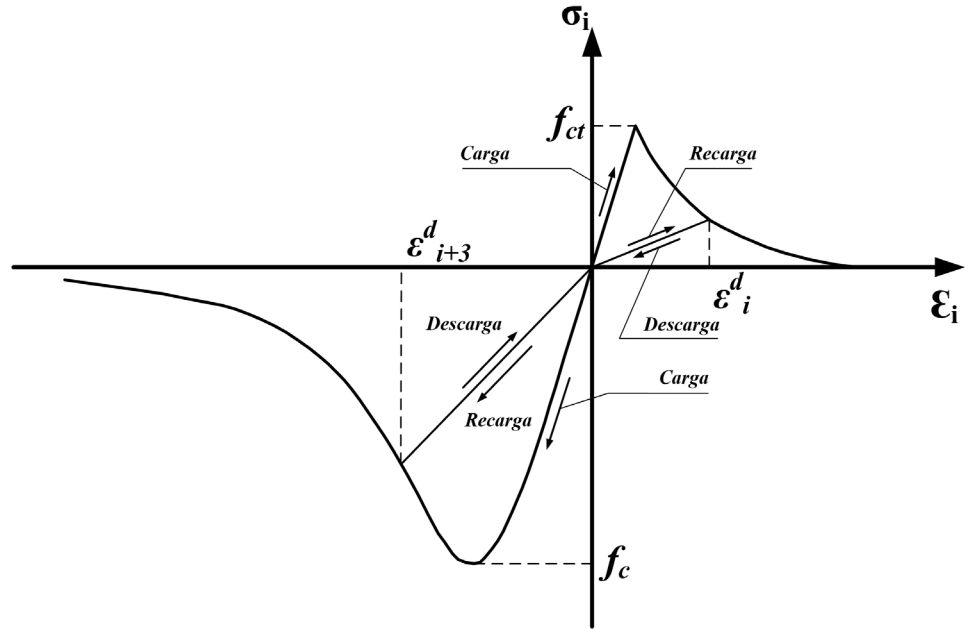
Para utilizar este modelo constitutivo en DIANA, el modelador generalmente debe suministrar los siguientes parámetros: (a) densidad,  $\rho$ ; (b) módulo de elasticidad,  $E$ ; (c) resistencia a la compresión,  $f_c$ ; (d) energía de fractura de compresión,  $G_c$ ; (e) resistencia a la tracción,  $f_t$ ; y (f) energía de fractura de modo-I,  $G_f$ . Se debe tener en cuenta que la energía de fractura se divide en algún factor relacionado con el volumen de elemento,  $h$ , para asegurar resultados independientes de la malla. Este factor normalmente se denomina longitud característica o ancho de banda de la grieta.

## ABAQUS

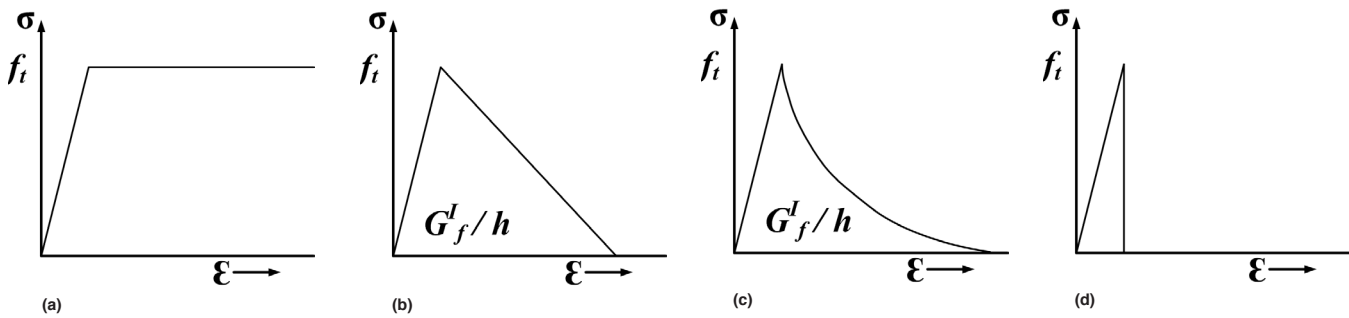
ABAQUS ofrece soluciones tanto para problemas de ingeniería rutinarios como sofisticados que cubren un vasto espectro de aplicaciones industriales. También ofrece la posibilidad de realizar análisis con solucionadores implícitos y explícitos.

ABAQUS ofrece tres modelos constitutivos para el análisis de materiales cuasi-frágiles: (a) el modelo de agrietamiento distribuido (Smeared Crack Model) en ABAQUS/Standard; (b) el modelo de

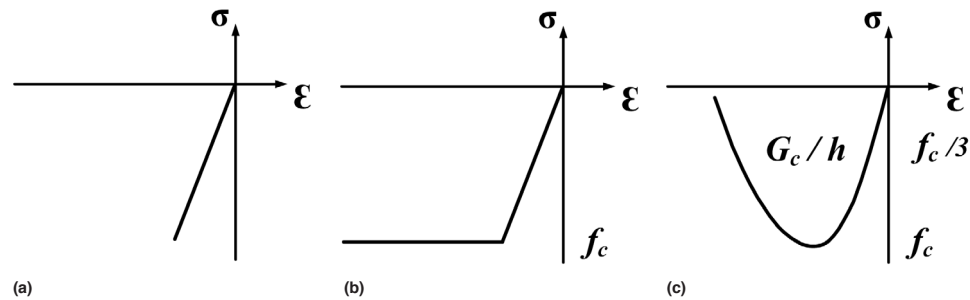
FIGURA 4.7.  
Diagrama que muestra la condición de carga-descarga-re-carga para modelos de Total-Strain-based Crack.



FIGURAS 4.8A–D.  
Ejemplos de comportamiento a tracción disponibles en DIANA (TNO DIANA 2009): (a) constante; (b) lineal; (c) exponencial; (d) frágil.



FIGURAS 4.9A–C.  
Ejemplos de comportamiento a compresión disponibles en DIANA (TNO DIANA 2009): (a) elástico; (b) constante; (c) parabólico.



agrietamiento frágil (Brittle Cracking Model) en ABAQUS/Explicit; y (c) el modelo de daño plástico del concreto (Concrete Damage Plasticity Model, CDP) tanto en ABAQUS/Standard como en ABAQUS/Explicit. Cada modelo se puede aplicar a todos los tipos de elementos finitos: vigas, armaduras, cáscaras y sólidos.

El modelo de agrietamiento distribuido está pensado para aplicaciones donde el material está sujeto a deformaciones esencialmente monotónicas y un punto de material exhibe agrietamiento por tracción o aplastamiento por compresión. La deformación plástica en compresión está controlada por

una superficie de fluencia de “compresión”. Se supone que el agrietamiento es el aspecto más importante del comportamiento, y la representación del agrietamiento y el comportamiento anisotrópico posterior al agrietamiento dominan el modelado.

El modelo de agrietamiento frágil está pensado para aplicaciones en las cuales el comportamiento del material está dominado por el agrietamiento por tracción y la falla a compresión no es importante. El modelo incluye la consideración de la anisotropía inducida por el agrietamiento. En la compresión, el modelo asume un comportamiento elástico. Está disponible un criterio de falla frágil simple para permitir la remoción de elementos de una malla.

El modelo CDP que utiliza el software ABAQUS es una modificación del modelo Drucker-Prager de Lubliner et al. (1989) y de Lee y Fenves (1998). En particular, la forma de la superficie de la falla en el plano desviatorio (fig. 4.10) no necesita ser un círculo y está regido por el parámetro  $K_c$ . Este parámetro se puede interpretar como una relación de las distancias entre el eje hidrostático y, respectivamente, el meridiano de compresión y el meridiano de tracción en el plano desviatorio. Esta relación es siempre superior a 0.5 y, cuando se asume un valor de 1, la sección transversal desviatoria de la superficie de la falla se convierte en un círculo (Kmieciak y Kaminski 2011). El modelo CDP requiere la definición de cuatro parámetros adicionales: el ángulo de dilatación, la excentricidad de flujo potencial, la relación entre el esfuerzo de fluencia de compresión equibiaxial inicial y el esfuerzo de fluencia de compresión uniaxial inicial, además del parámetro de viscosidad. Para estos parámetros, el manual del usuario de ABAQUS (ABAQUS 2010) sugiere los valores indicados en la tabla 4.1. Se puede consultar información adicional sobre este modelo en Kmieciak y Kaminski (2011) y en Jankowiak y Lodygowski (2005).

FIGURA 4.10.

Diagrama de la superficie de falla en un modelo CDP, representado en el plano desviatorio  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$  (Kmieciak y Kaminski 2011).

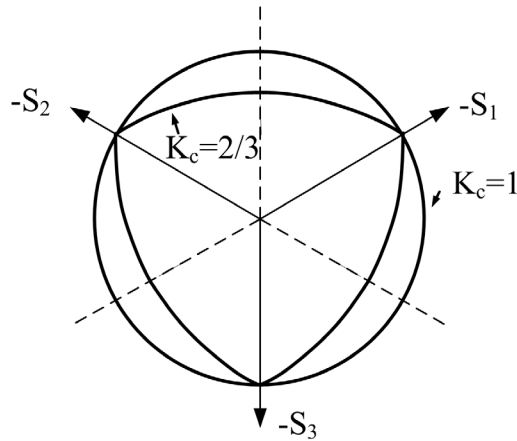


TABLA 4.1.

Parámetros predeterminados sugeridos por el manual del usuario ABAQUS (ABAQUS 2010).

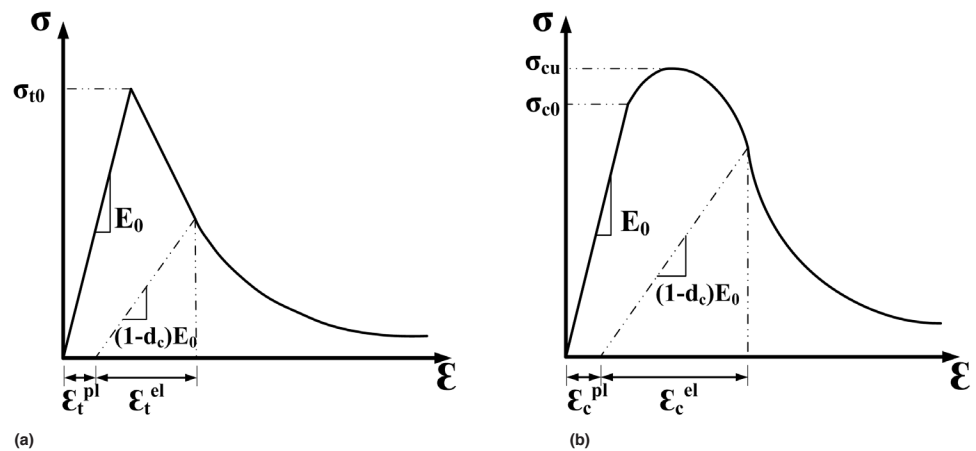
Parámetro	Valor
Angulo de dilatación ( $\psi$ )	40°
Excentricidad ( $e$ )	0.1
$f_{bd}/f_{co}$	1.16
$K_c$	0.667
Parámetro de viscosidad ( $\mu$ )	0.0

El modelo CDP supone que la falla de agrietamiento por tracción y aplastamiento por compresión del material está caracterizada por la plasticidad del daño. El modelo utiliza el concepto de evolución del daño isotrópico en combinación con la plasticidad isotrópica a compresión y a tracción para representar la inelasticidad y el comportamiento de fractura del material. El modelo también permite la definición de endurecimiento o "hardening" de la deformación en compresión y de la degradación o "softening" de la deformación en tracción. Las figuras 4.11a y 4.11b muestran las curvas de esfuerzo-deformación típicamente adoptadas en tracción y compresión.

El proceso para utilizar este modelo constitutivo en ABAQUS requiere la introducción de datos de entrada en los mismos parámetros que DIANA. Como se mencionó anteriormente, es importante que la energía de fractura se divida en algún factor relacionado con el volumen de elemento ( $h$ ) para asegurar resultados independientes de la malla. Este factor normalmente se denomina longitud de característica o ancho de banda de la grieta. Se debe adoptar este factor en tracción como en compresión, incluso si ABAQUS automáticamente solo lo considera para tracción.

FIGURAS 4.11A, 4.11B.

Diagramas que muestran las relaciones de esfuerzo-deformación: (a) en tracción; (b) en compresión (Lubliner et al. 1989).



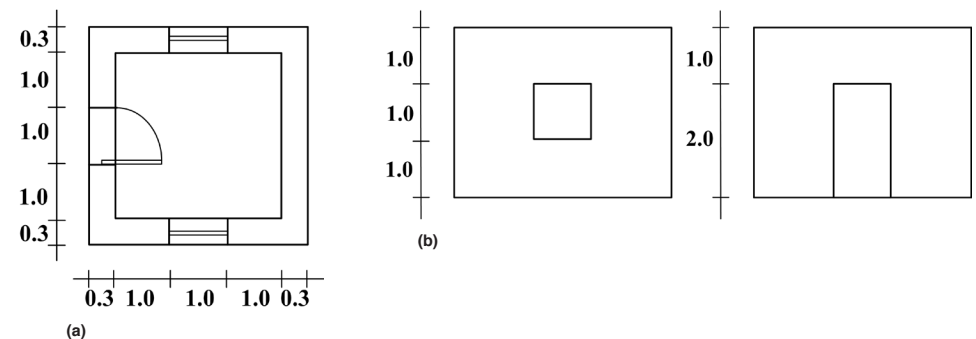
### Comparación de softwares comerciales

Se desarrolló y analizó un modelo simple de una estructura en DIANA y ABAQUS para comparar los resultados. Las dimensiones del modelo numérico se muestran en las figuras 4.12a y 4.12b. En DIANA y ABAQUS, se siguió un enfoque de elementos de tipo sólido tridimensionales.

En la base de los muros todas las traslaciones son restringidas (apoyo fijo), para representar una cimentación fija. El modelo se sometió a una carga lateral (en la dirección Y) proporcional a su masa, lo que significa que se aplicó una aceleración al modelo en la dirección Y.

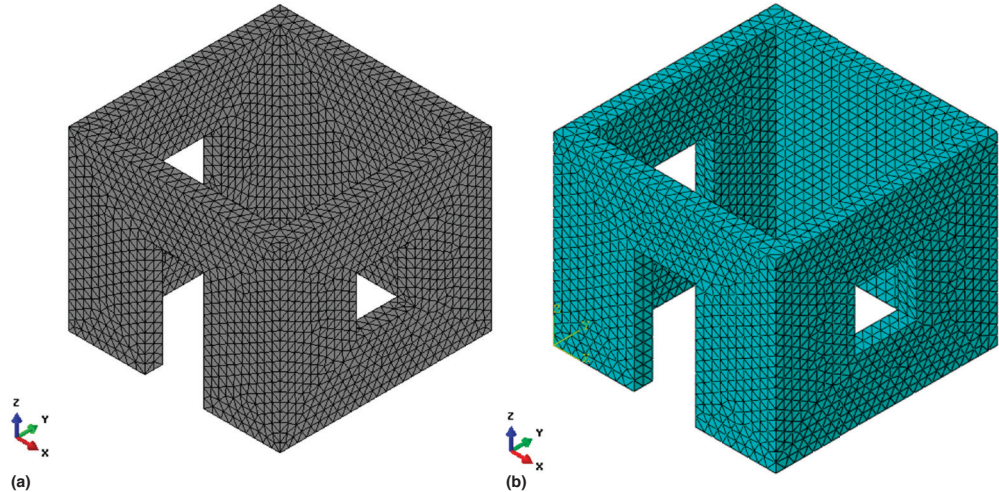
FIGURAS 4.12A, 4.12B.

Esquemas de dimensiones de modelos numéricos, en metros: (a) vista en planta; (b) elevación.



FIGURAS 4.13A, 4.13B.

Imágenes que muestran las mallas de elementos finitos del modelo numérico, mediante el uso de (a) DIANA; (b) ABAQUS.



Para mallas el modelo numérico, se utilizaron los algoritmos automáticos disponibles en DIANA y ABAQUS, usando elementos sólidos de tipo tetraédricos y manteniendo un tamaño de elemento máximo de 150 mm. Las mallas resultantes se pueden ver en las figuras 4.13a y 4.13b y estaban compuestas de 23838 elementos en DIANA y 28272 elementos en ABAQUS.

En DIANA, se utilizó el modelo TSRC. Se adoptó una relación exponencial de esfuerzo-deformación en el comportamiento a tracción (fig. 4.8c) y se adoptó una relación parabólica de esfuerzo-deformación en el comportamiento a compresión (fig. 4.9c). Las propiedades mecánicas asignadas al modelo constitutivo se presentan en la tabla 4.2. Es importante mencionar que el ancho de banda de la grieta se considera diferente en ABAQUS (tamaño del elemento en los elementos lineares) y DIANA (raíz cúbica del volumen para elementos 3D). Esto brinda una diferencia de dos aproximadamente para la malla adoptada y por coherencia se duplicó la energía de fractura en DIANA.

**TABLA 4.2.**  
Propiedades mecánicas adoptadas.

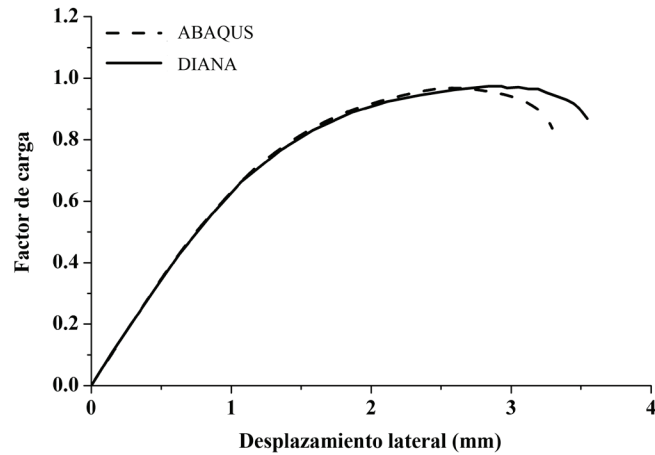
Propiedad mecánica	Valor adoptado
$\rho$ (densidad)	1900 kg/m <sup>3</sup>
$E$ (módulo de elasticidad)	500 MPa
$f_c$ (resistencia a compresión)	1.00 MPa
$G_c$ (energía de fractura)	1.60 N/mm
$f_t$ (resistencia a la tracción)	0.10 MPa
$G_f$ (energía de fractura modo-I)	0.05 N/mm

En ABAQUS, se utilizó el modelo Concrete Damage Plasticity. En el comportamiento a tracción se adoptó una relación exponencial de esfuerzo-deformación, mientras que en el comportamiento a compresión se adoptó una relación parabólica de esfuerzo-deformación. Las propiedades mecánicas asignadas al modelo constitutivo son las mismas que en DIANA. La curva esfuerzo-deformación inelástica a compresión se extrajo del diagrama esfuerzo-deformación y se introdujo en el modelo constitutivo. Se utilizó la rutina de ABAQUS/Standard (implícita) para realizar los análisis.

Se realizaron ambos análisis hasta que se pudo encontrar un comportamiento de degradación o “softening” en las curvas de capacidad; los resultados en términos de curva de capacidad se muestran en la figura 4.14. Aquí, se capturó el desplazamiento como promedio de los desplazamientos de las

FIGURA 4.14.

Gráfico que muestra los resultados del análisis en términos de curvas de capacidad.

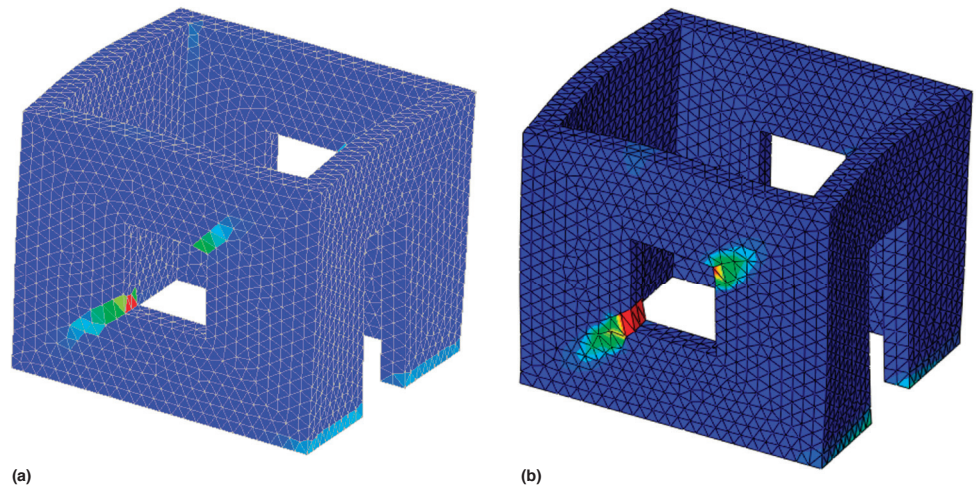


cuatro esquinas superiores del modelo. El factor de carga corresponde a la relación entre las fuerzas de reacción de base en la dirección Y y el peso propio del modelo en la dirección Z. En la figura 4.14, es posible ver que ambos modelos mostraron la misma capacidad (con una diferencia del 0.3%). El desplazamiento a capacidad máxima es ligeramente mayor en el modelo TSRC (10% más alto). La rigidez inicial del modelo es la misma en ambos modelos. Además de la curva de capacidad, se compararon también los modos de falla. En ambos modelos, se desarrollaron grietas de corte en los muros laterales, comenzando en las esquinas de las ventanas y propagándose a las esquinas de los muros (fig. 4.15). Aquí, como indicador de las ubicaciones de las grietas, se graficaron las deformaciones principales máximas.

Como se puede ver en los resultados presentados, ambos modelos pudieron reproducir el mismo modo de falla, con grietas de corte en los muros laterales. Ambos modelos estiman la misma capacidad en términos de carga lateral, lo que demuestra la confiabilidad de estas herramientas. Aún si se considera que este es un ejemplo simple, se pueden esperar algunas diferencias.

FIGURAS 4.15A, 4.15B.

Deformaciones principales máximas como un indicador de agrietamiento: (a) DIANA; (b) ABAQUS. El color rojo indica el valor máximo (grieta amplia) y el azul indica que no hay grieta.







## CAPÍTULO 5

# Propiedades recomendadas para el modelado numérico

Debido a que la mampostería exhibe de forma manifiesta un comportamiento lineal, se debe seleccionar un modelo constitutivo adecuado de materiales para obtener simulaciones confiables. Los modelos constitutivos, ya sea desde un enfoque de micro o macromodelado, requieren datos de entrada de varias propiedades mecánicas. La naturaleza de los materiales de mampostería (compuesta de bloques y mortero) permite varias combinaciones diferentes de materiales constitutivos y disposiciones de bloques. Esto genera una cierta dispersión de los valores de referencia disponibles en la literatura, aun cuando los cambios razonables en las propiedades del material no afectan en gran medida los resultados. Este capítulo reúne fuentes de información disponibles respecto a las propiedades mecánicas de las estructuras de mampostería.

### Estructuras de mampostería en general

Como se describió en el capítulo 3, la mampostería es un material heterogéneo, que se compone de bloques y mortero. Las propiedades mecánicas de la mampostería dependen en gran medida de las propiedades físicas y mecánicas de sus componentes. El Eurocódigo 6 (EC6 2005) establece la siguiente relación para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería como un compuesto (ec. 9):

$$f_c = K f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (9)$$

Aquí,  $K$  es una constante que depende de la combinación de los bloques y del mortero (por ej., para bloques de piedra dimensionados,  $K$  es 0.45),  $f_{bc}$  es la resistencia a la compresión de un bloque de mampostería y  $f_{mc}$  es la resistencia a la compresión del mortero de la mampostería.

Algunos documentos normativos (por ej., NZSEE 2006) sugieren valores de referencia para las propiedades mecánicas tanto del mortero como de los ladrillos, que se definen en diferentes clases de acuerdo con inspecciones visuales y ensayos manuales (tabla 5.1). La norma técnica italiana de la construcción (NTC 2008) prescribe un rango de valores para las propiedades mecánicas de

**TABLA 5.1.**  
Parámetros de resistencia para mortero y ladrillo de acuerdo con NZSEE (2006).

		Resistencia a la compresión (mortero)	Resistencia a la compresión (ladrillo)	Resistencia a la tracción (ladrillo)	Módulo de elasticidad	Módulo de Poisson
		$f_{mc}$ (MPa)	$f_{bc}$ (MPa)	$f_{bt}$ (MPa)	$E$ (MPa)	$\nu$
Mortero	Rígido	8.0			12000	0.11
	Firme	4.0			9000	0.07
	Suave	1.0			7000	0.05
Ladrillos	Duro		20.0–30.0	2.0–3.0	18000	0.2
	Rígido		10.0–20.0	1.0–2.0	13000	0.2
	Suave		1.0–5.0	0.1–0.5	4000	0.35

TABLA 5.2.

Valores de referencia de parámetros mecánicos (máximo y mínimo) para diferentes tipos de mampostería (NTC 2008).

Tipología de mampostería	$f_c$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>
	min-máx	min-máx	min-máx	min-máx	
Mampostería de piedra irregular (gravilla, piedra de canto rodado e irregular)	1.0–1.8	0.020–0.032	690–1050	230–350	1900
Mampostería de piedra irregular con capas externas de poco espesor y relleno	2.0–3.0	0.035–0.051	1020–1440	340–480	2000
Mampostería de piedra regular con buen aparejo	2.6–3.8	0.056–0.074	1500–1980	500–600	2100
Mampostería de piedra suave (tufo, calcarenita, etc.)	1.4–2.4	0.028–0.042	900–1260	300–420	1600
Mampostería de piedra rectangular de revestimiento	6.0–8.0	0.090–0.120	2400–3200	780–940	2200
Mampostería de ladrillo sólido con mortero de cal	2.4–4.0	0.060–0.092	1200–1800	400–600	1800
Mampostería de ladrillo perforado (<40%) con mortero de cemento	5.0–8.0	0.240–0.320	3600–5400	875–1400	1500
Mampostería de ladrillo perforado (<45%)	4.0–6.0	0.300–0.400	3600–5400	1080–1620	1200
Mampostería de ladrillo perforado (<45%) con juntas perpendiculares no rellenas	3.0–4.0	0.100–0.130	2700–3600	810–1080	1100
Mampostería de bloques de cemento y cemento aligerado (vacíos: 45%-65%)	1.5–2.0	0.095–0.125	1200–1600	300–400	1200
Mampostería de bloques de cemento (<45%)	3.0–4.4	0.180–0.240	2400–3520	600–880	1400

 $f_c$  = resistencia a la compresión media de la mampostería $\tau$  = resistencia a corte media de la mampostería $E$  = valor medio del módulo de elasticidad $G$  = valor medio del módulo de corte $\rho$  = densidad media

diferentes tipos de mampostería (tabla 5.2). Estos valores se pueden ajustar teniendo en consideración factores tales como la calidad del mortero, el espesor de las juntas, la presencia de hiladas regulares de mampostería, de elementos transversales (piedras, cabeceras u otros elementos) o de un núcleo interior excesivamente grueso. El estándar americano (ASCE 41-06 2006) define propiedades predeterminadas de límite inferior de mampostería de acuerdo con su estado (tabla 5.3).

El módulo de elasticidad  $E$  está generalmente asociado con la resistencia a la compresión  $f_c$  mediante  $E = af_c$ , con un amplio rango de variación en  $a$ , que, de acuerdo con Tomazevic (1999), es de 200 a 1000.

En ASCE 41-06 (2006), la relación recomendada para la mampostería existente es  $E = 550f_c$  (Angelillo, Lourenço y Milani 2014; Lumantarna, Biggs y Ingham 2014), mientras que en EC6 (2005) la relación recomendada es  $E = 1000f_c$ .

Existe un nivel de incertidumbre en la relación entre la resistencia a la tracción y a la compresión de la mampostería (Angelillo, Lourenço y Milani 2014). La resistencia a la flexión de la mampostería,

TABLA 5.3.

Propiedades predeterminadas de límite inferior de la mampostería (ASCE 41-06 2006).

Propiedad	Condición de la mampostería		
	Buena	Regular	Mala
Resistencia a la compresión (MPa)	6.21	4.14	2.07
Módulo de elasticidad	$550f_c$	$550f_c$	$550f_c$
Resistencia a la tracción por flexión (MPa)	0.14	0.07	0.00
Resistencia a corte (MPa)			
Mampostería con un colocado de aparejo	0.19	0.14	0.09
Mampostería totalmente rejuntada con colocado otro al aparejo	0.19	0.14	0.09
Mampostería parcialmente rejuntada o sin rejuntar con colocado otro al aparejo	0.08	0.06	0.03

como se establece en el Eurocódigo 6 (EC6 2005), que varía de  $f_{xk1} = 0.05$  a  $0.20$  MPa para una falla de plano en paralelo a las juntas horizontales y de  $f_{xk2} = 0.10$  a  $0.40$  MPa para una falla de plano perpendicular a las juntas horizontales, mientras que en ASCE 41-06 (2006) la resistencia a la tracción esperada varía de  $0.00$  a  $0.14$  MPa.

Siempre que se considere el comportamiento de degradación o “softening” de la mampostería, los valores de energía de fractura de tracción y de compresión, necesarios para los modelos constitutivos presentados, se pueden derivar de acuerdo con la resistencia a la tracción y la resistencia a la compresión de cada índice de ductilidad (ec. 8, cap. 4). Para la energía de fractura de compresión, MC2010 (2010) sugiere un valor de  $d = 1.6$  mm para valores de resistencia a la compresión inferiores a  $12$  MPa. La recomendación (Lourenço 2009b) es incrementar este valor para materiales de menor resistencia (típicamente más dúctiles):

$$d = 2.8 - 0.1f_c \text{ [mm]} \quad (10)$$

Para la energía de fractura de tracción, no se puede encontrar una relación entre la resistencia y la energía de fractura y se recomienda un valor de  $0.02$  N/mm (Lourenço 2009a, 2009b).

## Estructuras de tierra

En el caso específico de estructuras históricas de tierra, la información disponible en la literatura es escasa. Las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe presentan un amplio rango de variación, mayormente en función de las características del suelo y de la mano de obra. La resistencia a la compresión depende en mayor medida de las propiedades de los bloques de adobe y el espesor de las juntas de mortero (Paulay y Priestley 1992). Sin embargo, el alto nivel de heterogeneidad y una mayor dispersión de propiedades mecánicas de la mampostería de adobe son evidentes incluso en un sitio dado (tabla 5.4); por lo tanto, a menudo se necesitan varios especímenes para obtener

**TABLA 5.4.**

Propiedades mecánicas de la mampostería de adobe obtenidas as de la literatura (Carina Fonseca, University College London, 2013. Revisión de TecMinho, 2018).

Referencia	País	Resistencia a la compresión $f_c$ (MPa)	Resistencia a corte $f_v$ (MPa)	Módulo de elasticidad $E$ (MPa)	Módulo de corte $G$ (MPa)
Resultados de ensayos PUCP (ensayos realizados en pilas)	Perú	Ica: 0.46 Lima: 0.44	Ica: 0.014–0.050 Lima: 0.010–0.043	Ica: 98 Lima: 48–75	–
Resultados de ensayos PUCP (ensayos realizados en bloques)	Peru	Ica: 0.59 Lima: 1.51 Kunotambo.: 0.71	–	–	–
NTE E. 080 (2017)— Código Peruano de Construcción (pilas)	Perú	0.20 (mínimo requerido)	0.025 (resistencia ultima)	–	–
NTE E. 080 (2017)— Código Peruano de Construcción (bloques)	Perú	1.20 (resistencia ultima)			
Vargas et al. (1986)	Perú	–	0.047–0.098 (de diferentes fuentes)	–	–
Ottazzi et al. (1989)	Perú	1.64	0.070	181	–
Yamin et al. (2004)	Colombia	1.22	0.314	117	30
Quagliarini, Lenci, y Iorio (2010)	Italia	1.00	0.140 0.270	33	-
Tarque (2008)	Perú	0.84	0.070	174	78
Liberatore et al. (2006)	Italy	–	0.021	-	-
Varum et al. (2006)	Portugal	1.13	0.109	183	33

resultados de alta precisión estadística. En consideración también del nivel de fragilidad y del número limitado de especímenes de adobe extraídos de sitios históricos, se dificulta la tarea de realizar ensayos avanzados en la mampostería de adobe.

Típicamente, en la mampostería histórica las piedras poseen una resistencia a la compresión desde 5 MPa (para esquisto) hasta 150 MPa (para granito) y los ladrillos de arcilla poseen una resistencia a la compresión que varía de 5 a 20 MPa, mientras que el adobe solo tiene una resistencia a la compresión entre 0.5 y 3 MPa. Esto se aplica a los bloques de mampostería y no a la propia mampostería, que posee una resistencia a la compresión inferior a la resistencia del bloque. La tabla 5.4 muestra parte del trabajo experimental desarrollado en la caracterización mecánica del material de mampostería histórica de tierra. Como se estableció previamente, la dispersión de los resultados obtenidos es evidente, incluso si un valor de resistencia a la compresión  $f_c$  en el rango de 0.5 MPa parece estar en un margen seguro. La consideración del módulo de elasticidad  $E = 200f_c$ , que es el mínimo en Tomazevic (1999) según la sección "Estructuras de mampostería en general" anterior, proporciona un valor de 100 MPa. Para la resistencia a la tracción, se puede adoptar el valor mínimo del Eurocódigo 6 (EC6 2005):  $f_t = 0.05$  MPa. Finalmente, según la sección "Estructuras de mampostería en general", los valores de 0.02 y 1.4 N/mm, respectivamente, se pueden utilizar para las energías de fractura de tracción y de compresión. La tabla 5.5 proporciona una propuesta para los datos mecánicos que se pueden utilizar para mampostería histórica de tierra en ausencia de más información.

**TABLA 5.5.**

Valores propuestos para estructuras históricas de mampostería de adobe.

Propiedad mecánica	Valor propuesto
$E$ (módulo de elasticidad)	100 MPa
$\nu$ (módulo de Poisson)	0.2
$f_c$ (resistencia a la compresión)	0.5 MPa
$G_c$ (energía de fractura)	1.4 N/mm
$f_t$ (resistencia a la tracción)	0.05 MPa
$G_t$ (energía de fractura modo-I)	0.02 N/mm

## CAPÍTULO 6

# Ejemplo de aplicación: Casa de adobe

Este capítulo presenta un análisis numérico de ensayos experimentales realizados por la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) en modelos de adobe para la conferencia SismoAdobe en 2005 y que publicaron Blondet et al. (2006). Los modelos numéricos presentados se basan en los resultados experimentales de la PUCP (también incluidos brevemente aquí). Este capítulo se centra en la reproducción de los resultados experimentales a través de análisis pushover para validar el modelo constitutivo propuesto y el enfoque del modelado. Se puede encontrar información adicional en Pereira y Lourenço (2016).

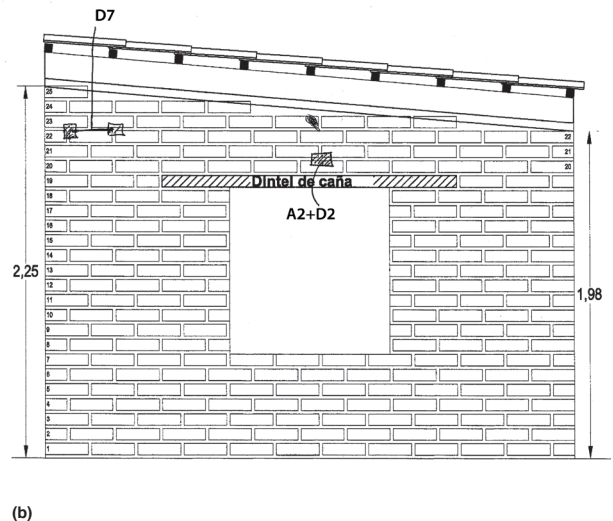
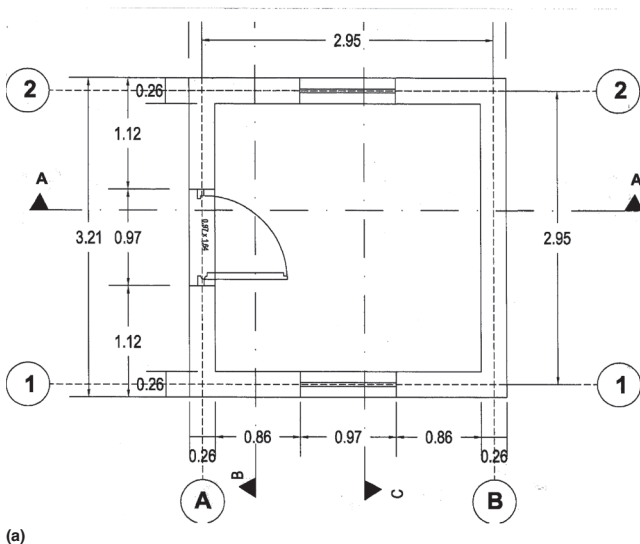
## Descripción general de los modelos

Los modelos de adobe consistían en cuatro muros de 3.21 m de largo, de altura variable, con un espesor de 0.26 m. Los muros longitudinales (paralelos a la dirección de la vibración) incluían una abertura central de una ventana. El muro transversal frontal tenía un vano de puerta y el muro posterior más alto no tenía aberturas. La planta y la elevación de los modelos se muestran en las figuras 6.1a y 6.1b.

Todos los modelos se construyeron mediante técnicas tradicionales, representativas de construcciones de adobe vulnerables a sismos en Perú. Los bloques de adobe se fabricaron con tierra, arena gruesa y paja en proporciones de 5:1:1. Los bloques medían  $65 \times 250 \times 250 \text{ mm}^3$  y estaban colocados con mortero hecho con tierra, arena gruesa y paja en proporciones de 3:1:1. Cada espécimen se construyó sobre una viga base de hormigón armado, que además servía para anclar el espécimen a la mesa vibratoria y como soporte durante el transporte desde el predio de la construcción hasta el laboratorio.

FIGURAS 6.1A, 6.1B.

Vistas de los modelos de adobe utilizados en los análisis numéricos:  
(a) vista en planta; (b) elevación  
(PUCP).



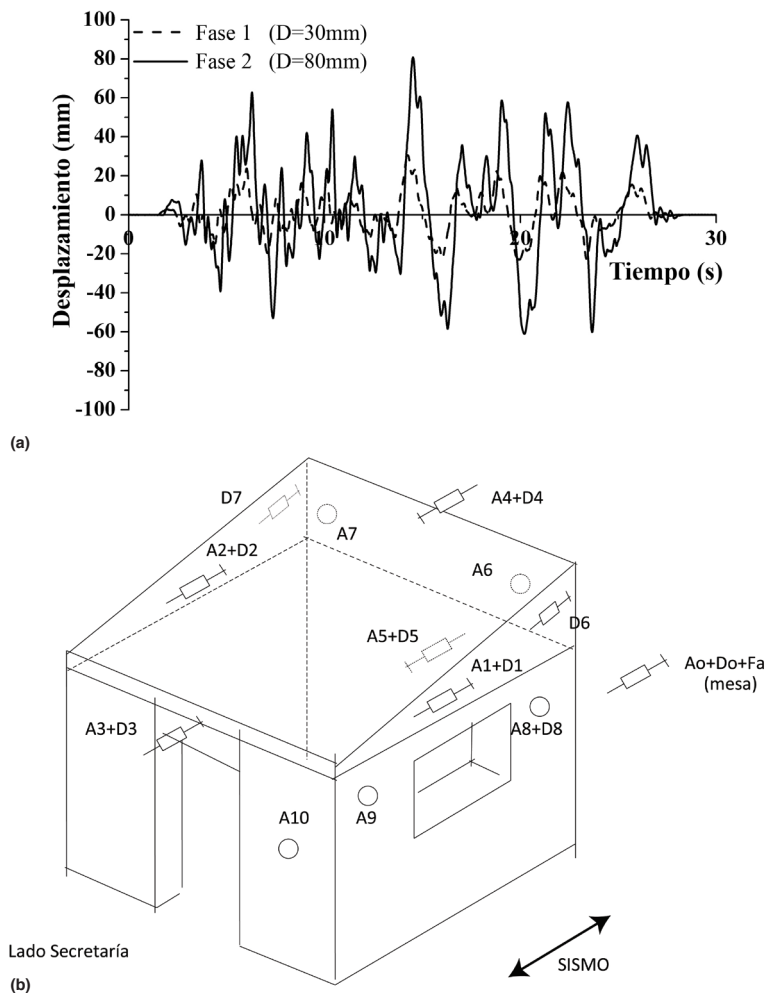
Se colocó una viga collar de madera en la parte superior de los especímenes para integrar los muros y transmitir el peso del techo a los muros longitudinales. El techo consistía en viguetas de madera cubiertas con tejas. Cada espécimen pesaba aproximadamente 140 kN. Ambas ventanas tenían dinteles de madera. Se contrataron albañiles con experiencia en la construcción de casas de adobe a fin de producir bloques de adobe y construir los especímenes (Blondet et al. 2006).

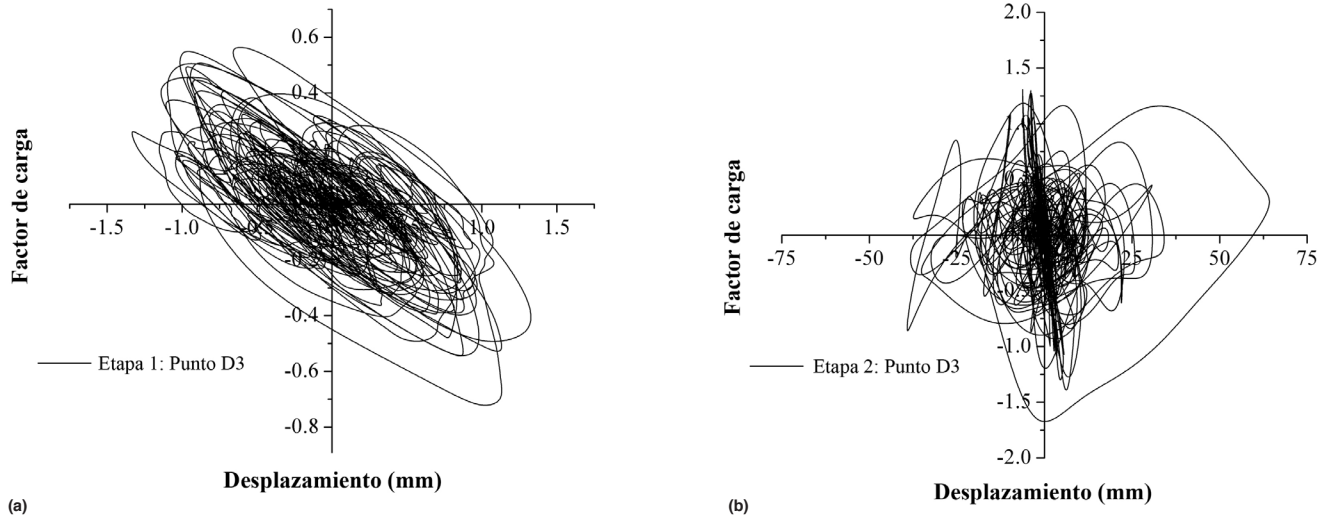
## Resultados experimentales para la calibración de modelos numéricos

La señal de control de desplazamiento introducida en la mesa vibratoria en la PUCP se generó a partir de un registro de aceleración obtenido durante el sismo de 1970 en Huaraz, Perú. Cada modelo se sometió a una secuencia de movimientos de la mesa con una amplitud incrementada. Los modelos se sometieron a tres movimientos sucesivos (etapas de ensayo) definidos por sus desplazamientos de comando máximo de  $D=30$ ,  $D=80$  y  $D=130$  mm (fig. 6.2a). Estos movimientos representaban sismos de baja, media y alta magnitud, respectivamente. Los transductores de desplazamiento se quitaron antes de la tercera y la última etapa de ensayo de alta magnitud para evitar daños debidos al posible colapso de los modelos (Blondet et al. 2006). Por lo tanto, se realizaron registros solo de las dos primeras etapas respecto a los acelerómetros y los transductores de desplazamiento (fig. 6.2b);

FIGURAS 6.2A, 6.2B.

(a) Resultados de los ensayos de movimiento de la mesa vibratoria de los modelos de adobe para las fases 1 y 2; (b) instrumentación del modelo (PUCP).





FIGURAS 6.3A, 6.3B.

Diagramas de fuerza-desplazamiento (en el punto superior central del muro frontal) para (a) fase 1 y (b) fase 2. Note la diferencia en la escala de desplazamiento de 1.5 a 75 mm (Pereira y Lourenço 2016).

sin embargo, se pudieron utilizar el video y las fotos tomadas luego de la tercera etapa para evaluar los modos de falla. Los datos utilizados para el análisis numérico consistieron en desplazamientos, aceleraciones y fuerza en la base durante dos de las etapas de ensayo (D=30 y D=80 mm). También se utilizó el informe de video y fotografía para comparar el daño y los modos de falla.

Con el desplazamiento relativo en diferentes ubicaciones y la fuerza en la base del modelo, es posible graficar diagramas de capacidad para cada etapa de carga. La figura 6.3a muestra el diagrama de fuerza-desplazamiento (en el punto superior central del muro frontal) para la fase 1. Como es de esperar, para esta primera fase el comportamiento del edificio permanece mayormente elástico. La figura 6.3b muestra el diagrama de fuerza-desplazamiento (en el punto superior central del muro frontal) para la fase 2. En esta fase, el edificio presenta un comportamiento no lineal extensivo. Además de los desplazamientos y las fuerzas durante las fases de ensayo, la PUCP también suministró el video de la etapa final de ensayo. Las figuras 6.4a a 6.4d muestran el modelo en diferentes fases durante la etapa final de ensayo. Está claro que el daño principal en este modelo está concentrado en los muros longitudinales con agrietamiento diagonal y en el muro posterior transversal con falla fuera del plano.

## Análisis numérico

Los modelos numéricos se construyeron para replicar los resultados experimentales obtenidos. Se eligió el método de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) para realizar las simulaciones mediante el software DIANA 9.6.

### Definición del modelo de elementos finitos

Se utilizó un enfoque de macromodelo, que considera a la mampostería de adobe como un material heterogéneo compuesto. El modelo FEM utilizó elementos tipo sólido 3D; la malla de elementos finitos creada estaba compuesta de 36787 elementos lineales piramidales isoparamétricos. La malla de elementos finitos final se puede ver en la figura 6.5. La viga collar de madera en la parte superior del edificio fue reemplazada por vigas de madera solo en los muros longitudinales, ya que la interfaz entre los elementos de madera y los muros transversales de adobe parecía ser muy débil, como se observa en el modelo de la etapa previa (figs. 6.4a a 6.4d). Además de estas vigas de madera, se modelaron dinteles de madera en la parte superior de cada vano. Para los elementos de madera se utilizaron



FIGURAS 6.4A–D.

Fotos del modelo de adobe durante la tercera y última fase del ensayo: (a) daño inicial; (b) agrietamiento diagonal en los muros longitudinales; (c) falla fuera del plano del muro posterior; (d) modelo luego de completar el ensayo (fotos del video: PUCP).

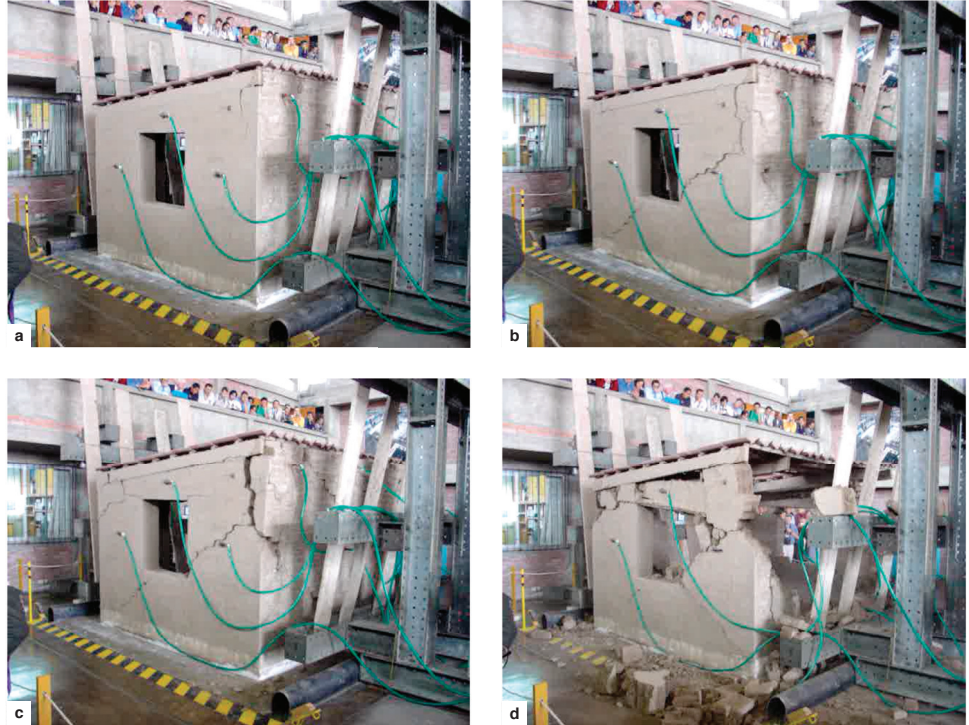
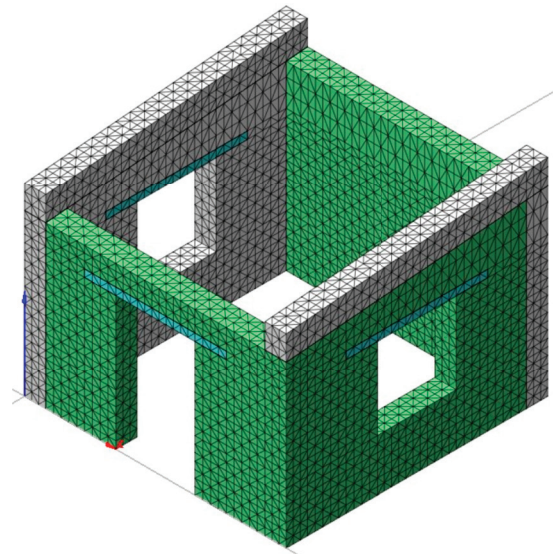


FIGURA 6.5.

Diagrama final de la malla de elementos finitos (Pereira y Lourenço 2016).



valores de referencia para las propiedades mecánicas lineales, tomando un valor de 10 GPa para el módulo de elasticidad ( $E$ ).

Se seleccionó el modelo Total Strain-based Crack (TNO DIANA 2009). Se utilizaron relaciones de esfuerzo-deformación parabólicas y exponenciales a fin de describir los comportamientos a tracción y a compresión, respectivamente. La solución de equilibrio de las ecuaciones en cada paso de los análisis no lineales se obtiene mediante el método iterativo regular de Newton-Raphson y se utiliza un criterio de convergencia sobre la base de energía interna con una tolerancia de  $10^{-3}$ .

Las propiedades mecánicas calibradas obtenidas para este modelo se muestran en la tabla 6.1 y son similares a los valores propuestos para estructuras históricas de mampostería de adobe (tabla 5.5, cap. 5). Los valores obtenidos están en perfecto acuerdo con las investigaciones anteriores desarrolladas por la Universidad del Minho respecto a estructuras históricas de adobe en Perú. El

módulo de elasticidad y las propiedades mecánicas de compresión son iguales a aquellos obtenidos en anteriores campañas experimentales (Karanikoloudis, Lourenço y Mendes 2015). Las propiedades mecánicas a tracción son ligeramente más altas que aquellas obtenidas previamente (Karanikoloudis y Lourenço 2015; Karanikoloudis, Lourenço y Mendes 2015) y proporcionadas en la tabla 5.5, pero incluso se mantienen en el rango de los valores esperados para este material (ASCE 41-06 2006). Esto también parece razonable cuando se comparan edificios nuevos, como aquel construido en la mesa vibratoria, con edificios históricos existentes.

TABLA 6.1.

Propiedades mecánicas calibradas para el modelo de adobe de la PUCP (Pereira y Lourenço 2016).

Propiedad mecánica	Valor calibrado
$E$ (módulo de elasticidad)	270 MPa
$f_c$ (resistencia a la compresión)	0.45 MPa
$G_c$ (energía de fractura)	1.25 N/mm
$f_t$ (resistencia a la tracción)	0.10 MPa
$G_t$ (energía de fractura modo-I)	0.08 N/mm

### Análisis estático no lineal

Se eligió un análisis pushover para analizar el edificio bajo condiciones experimentales. Primero se aplicó el peso propio. A continuación, el modelo se sometió a un análisis pushover proporcional a la masa en la dirección longitudinal.

Los resultados obtenidos se pueden ver en términos de un diagrama de fuerza-desplazamiento (fig. 6.6) y deformación (fig. 6.7). Aquí, el factor de carga es la relación entre la carga lateral y la carga vertical. Está claro que el modelo numérico puede capturar adecuadamente la rigidez y la capacidad máxima del modelo experimental (fig. 6.6). Además de la rigidez y la capacidad máxima, se analizó el daño. Las figuras 6.8a a 6.8e muestran el daño obtenido para el modelo numérico, que se puede comparar con el daño obtenido para el modelo de adobe experimental (figs. 6.4a a 6.4d). Ambos modelos, tanto el numérico como el experimental, muestran un daño concentrado en los muros longitudinales debido a agrietamiento diagonal y en los muros transversales debido a flexión fuera del plano, con grietas que se desarrollan verticalmente en los bordes y horizontalmente en la parte inferior de los muros transversales.

FIGURA 6.6.

Diagrama de fuerza-desplazamiento que compara los resultados numéricos y experimentales (Pereira y Lourenço 2016).

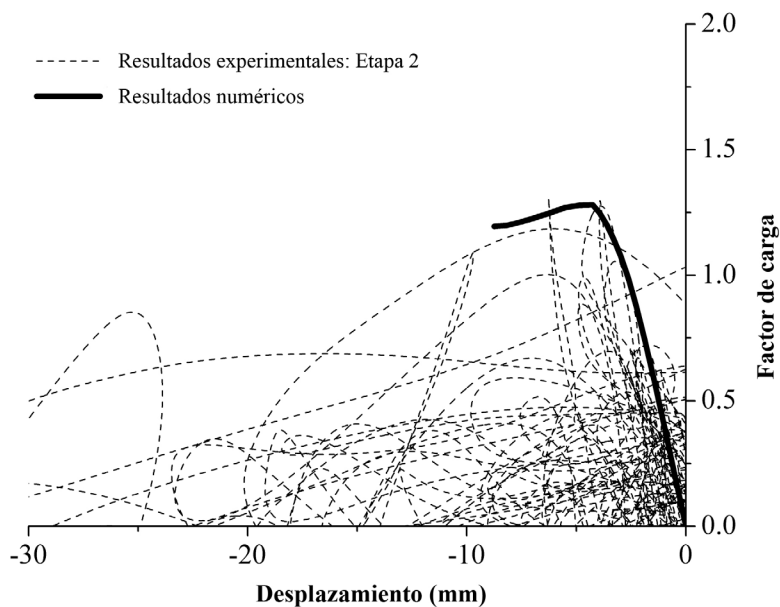
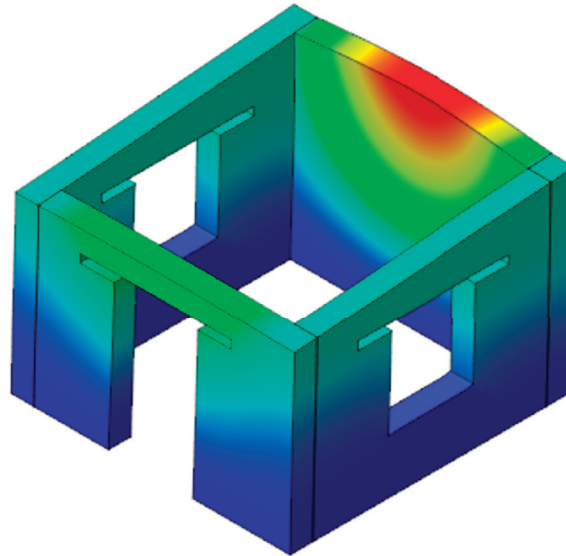
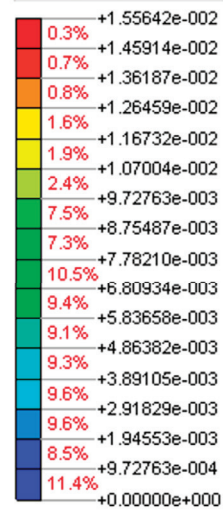


FIGURA 6.7.

Diagrama que muestra la forma deformada para el modelo numérico de adobe. El color rojo indica el valor máximo de desplazamiento en la dirección longitudinal; el azul indica el valor mínimo (m) (Pereira y Lourenço 2016).

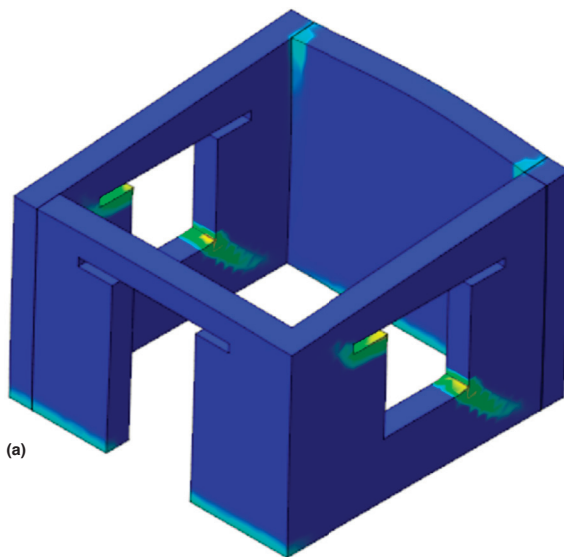


FX+ for DIANA



FIGURAS 6.8A-E.

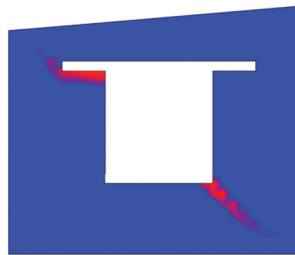
Patrones de daño para el modelo numérico: (a) vista 3D; (b) muro frontal; (c) muro longitudinal; (d) muro posterior transversal. La leyenda en (e) muestra la escala de deformación. Las deformaciones principales se muestran en color rojo (máxima) y azul (mínima) (Pereira y Lourenço 2016).



(a)



(b)

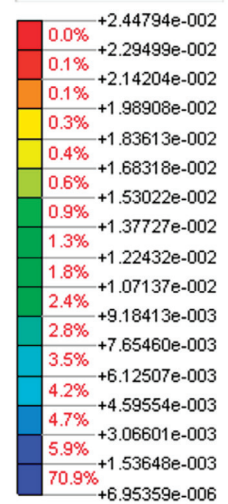


(c)



(d)

FX+ for DIANA



(e)

## Conclusiones de la comparación

En este capítulo se utilizaron ensayos experimentales en modelos de adobe sujetos a un ensayo de mesa vibratoria para validar el enfoque de modelado propuesto, incluido el modelo constitutivo y el método de análisis estático pushover. Se ha concluido que el modelo numérico es capaz de capturar adecuadamente la rigidez, la capacidad máxima y el daño en el colapso del modelo experimental, y es por lo tanto apropiado para las aplicaciones de ingeniería.



## CAPÍTULO 7

# Ejemplo de aplicación: Templo de Kuñotambo, Perú

Este capítulo presenta un resumen de un análisis numérico sobre el desempeño estructural y la evaluación sísmica del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo, en Acomayo, Cusco, Perú. Este trabajo numérico se basó en las inspecciones y el levantamiento proporcionados por el Getty Conservation Institute y en las inspecciones y los ensayos en el sitio realizados por la Universidad del Minho en mayo de 2015 (Greco et al. 2015), con el objetivo de reproducir el daño estructural existente y evaluar el estado de seguridad actual a través de análisis estáticos no lineales. Las siguientes páginas se enfocan en la capacidad de utilizar modelos numéricos para la evaluación sísmica de estructuras reales de mampostería de adobe. Se puede encontrar información adicional respecto a los modelos numéricos y los resultados obtenidos, junto con otros casos de estudio, en “Modelado de edificios tipo”, el segundo informe en esta serie, parte del Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés).

## Descripción general del edificio

El Templo de Kuñotambo es una estructura religiosa del siglo diecisiete, representativa de las iglesias construidas en los Andes durante el período del virreinato español (fig. 7.1). El edificio fue construido en 1681 y consta de una nave única que lleva a un presbiterio y un altar elevados, con una sacristía

**FIGURA 7.1.**  
Vista aérea del Templo de Kuñotambo en Perú, tomada desde el sudeste. Fotografía: Wilfredo Carazas.



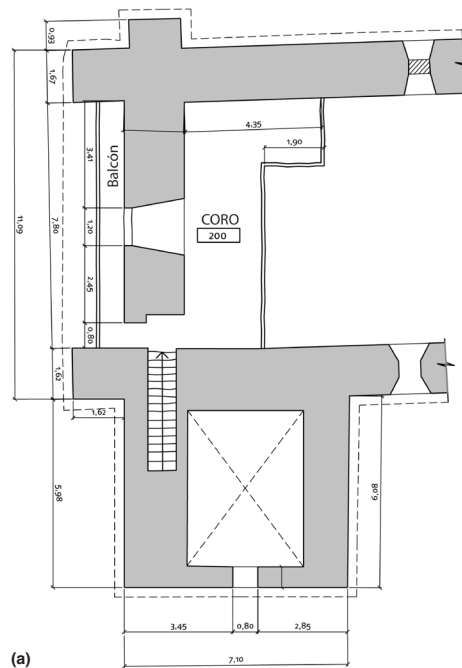
y un baptisterio adyacentes. Los muros y los contrafuertes son de una gruesa mampostería de adobe, con un techo único a dos aguas de madera y tejas de arcilla. La estructura está construida sobre una base de mampostería de piedra irregular con mortero de tierra, encima de una roca natural en pendiente, con capas variables de arcilla compactada. La iglesia se caracteriza por una geometría relativamente simple que incluye dos muros longitudinales y dos muros hastiales (fachadas) hechos de adobe, que se apoyan sobre una cimentación de mampostería de piedra irregular (figs. 7.2a a 7.2d); las dimensiones se presentan en las figuras 7.2a y 7.2b. Debido al precario sistema estructural del techo, se prepararon dos diferentes modelos de elementos finitos (uno con y uno sin la presencia de vigas de amarre de madera en la dirección transversal de la nave principal).

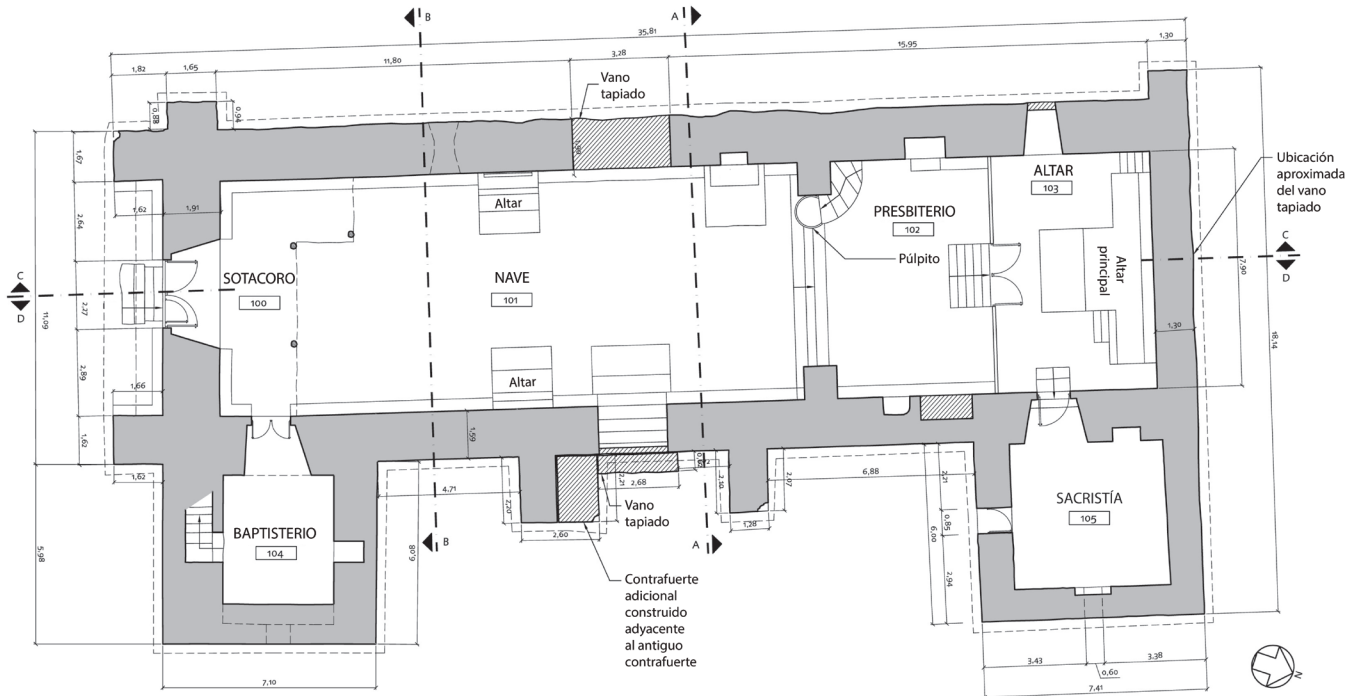
### Definición del modelo de elementos finitos

El modelo de elementos finitos se creó con el software DIANA (Displacement method ANALyser) (TNO DIANA 2009). La malla de elementos finitos creada se obtuvo mediante la definición de elementos con tamaño máximo de 30 cm, con la excepción del vano en arco al este, donde la malla era más refinada (con un tamaño de elemento máximo de 15 cm). Se utilizaron diferentes tipos de elementos: (a) elementos lineales piramidales isoparamétricos para la mampostería; (b) elementos tipo armadura de dos nodos para las vigas de amarre; y (c) elementos tipo viga de dos nodos para las vigas de anclaje. La malla resultante estaba compuesta de aproximadamente 320000 elementos y unos 69000 nodos (fig. 7.3). Los detalles de la forma de la malla se muestran en las figuras 7.4a y 7.4b, correspondientes a los anclajes de madera y los vanos. Los muros laterales de la nave presentan siete elementos en el espesor de los elementos estructurales, mientras que se encuentran cuatro y seis elementos en el espesor de la fachada oeste y la fachada este, respectivamente.

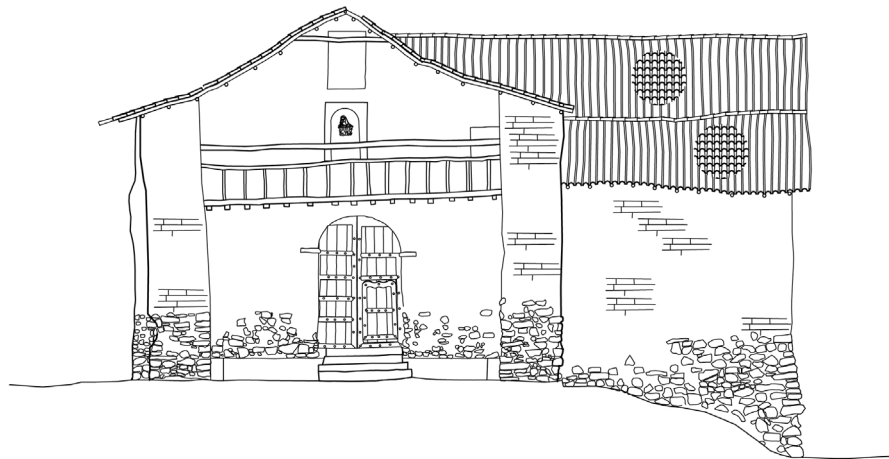
#### FIGURAS 7.2A–D.

Templo de Kuñotambo: (a) planta del coro de la iglesia a +4.00, (b) planta de la iglesia a +2.50, (c) sección y (d) elevación (Cancino et al. 2012).

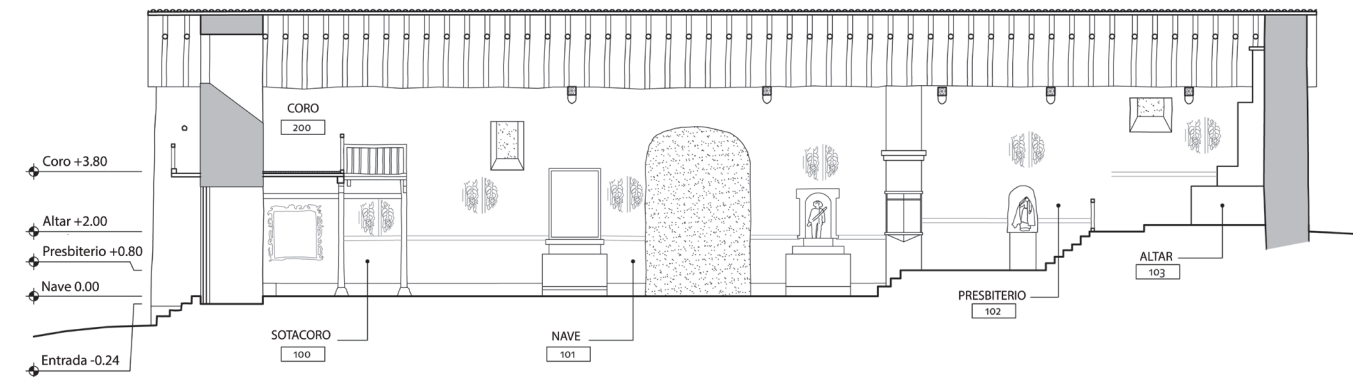




(b)



(c)

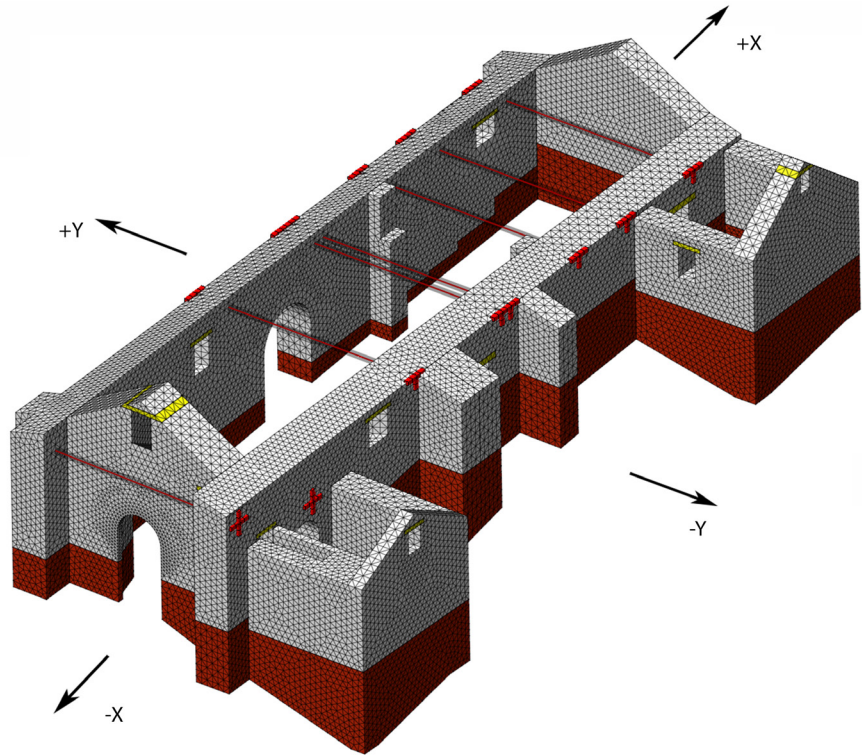


(d)



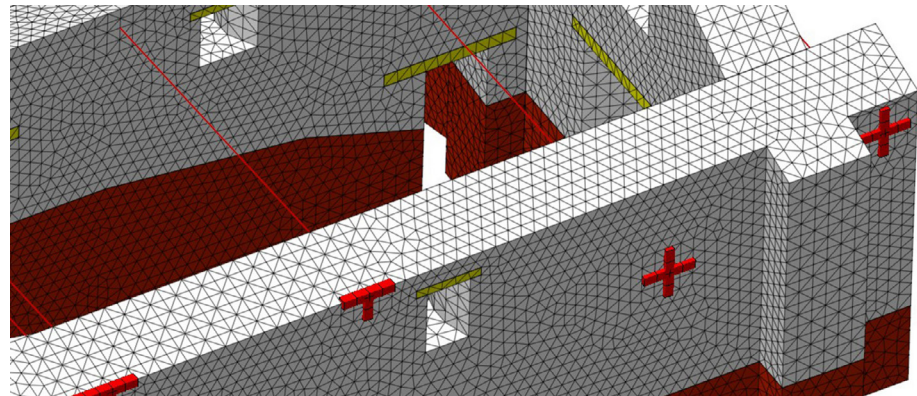
FIGURA 7.3.

Gráfico de la malla de elementos finitos, donde la base es de color marrón y las vigas de amarre son rojas (Karanikoloudis y Lourenço 2015).

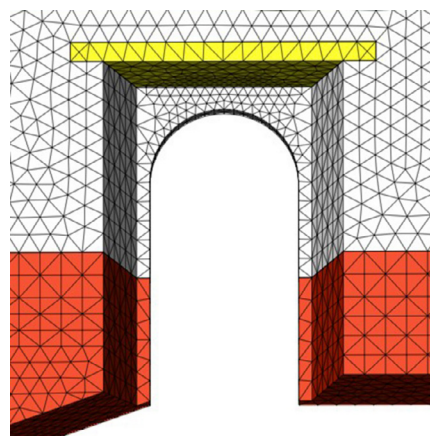


FIGURAS 7.4A–C.

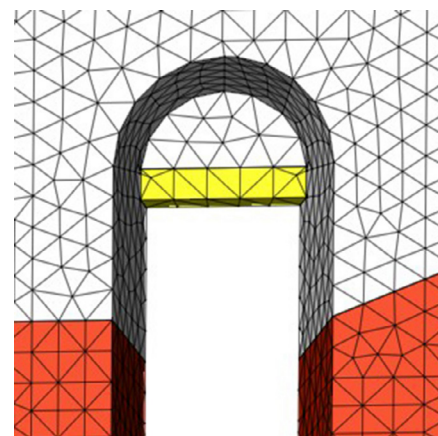
Detalles de la forma de la malla de elementos finitos: (a) anclajes de madera; (b) dinteles sobre los vanos (Karanikoloudis y Lourenço 2015).



(a)



(b)



(c)

### Modelo de materiales y propiedades mecánicas

La mampostería se modeló siguiendo un enfoque de macromodelado usando el Total Strain-based Crack (TSC, por sus siglas en inglés) disponible en DIANA. Se adoptaron el comportamiento exponencial en la tracción y el comportamiento parabólico en la compresión.

Las propiedades mecánicas se determinaron a partir de recursos bibliográficos y estándares nacionales de construcción técnica (FEMA 306 1998; NTC 2008; EC6 2005). También se tuvieron en cuenta los resultados de campañas experimentales que la Pontificia Universidad Católica del Perú realizó para el SRP en el 2011 y 2012 y los resultados de ensayos sísmicos en el sitio que la Universidad del Minho llevó a cabo en mayo del 2015 (Greco et al. 2015). Se definieron diferentes materiales como parte del sistema estructural del modelo: (a) mampostería de adobe para el sistema de muros, tímpanos y contrafuertes; (b) mampostería de piedra irregular para el sobrecimiento; y (c) madera para las vigas de amarre, los anclajes y los dinteles. La tabla 7.1 muestra las propiedades mecánicas adoptadas en el modelo TSC. Con respecto a los elementos de madera, hay dos diferentes tipos de madera en el modelo; ambos se encuentran en el régimen de elasticidad (Karanikoloudis y Lourenço 2015).

TABLA 7.1.

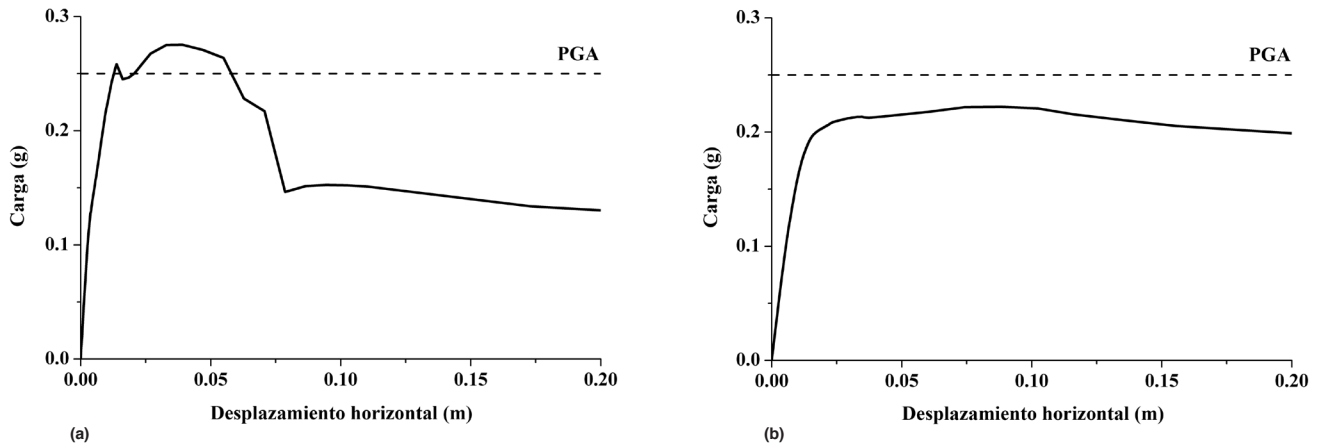
Propiedades mecánicas adoptadas en el modelo del Templo de Kuñotambo (Karanikoloudis y Lourenço 2015).

Propiedad mecánica	Mampostería de adobe	Mampostería de piedra irregular
$\rho$ (densidad) [kg/m <sup>3</sup> ]	1900	1900
$E$ (módulo de elasticidad) [MPa]	100 / 270 <sup>1</sup>	300 / 1570 <sup>1</sup>
$f_c$ (resistencia a compresión) [MPa]	0.45	0.60
$G_c$ (energía de fractura) [N/mm]	1.0	1.5
$f_t$ (resistencia a tracción) [MPa]	0.05	0.06
$G_t$ (energía de fractura modo-I) [N/mm]	0.01	0.01

<sup>1</sup> Rango de valores encontrado en diferentes fuentes de información.

### Resultados numéricos y conclusiones observadas

Se realizaron varios análisis pushover (proporcionales a la masa) para evaluar el comportamiento sísmico del modelo del Templo de Kuñotambo. Se estudiaron ambas direcciones ortogonales (longitudinal, X; y transversal, Y) en aplicación de carga positiva (dirección del altar y dirección de la sacristía, respectivamente, para X y Y) y en aplicación de carga negativa. Estos análisis permitieron la evaluación de la capacidad de carga máxima del modelo para todas las configuraciones de aplicación de carga. Las figuras 7.5a y 7.5b muestran las curvas de capacidad del modelo considerando diferentes propiedades mecánicas (Karanikoloudis y Lourenço 2015). En el eje X positivo, la capacidad máxima fue de 0.28 g, donde el mecanismo de falla era de grietas de separación verticales a lo largo de las esquinas en la parte oeste del edificio. Estas grietas cubrían la elevación y el espesor por completo, con líneas de rótulas de flexión horizontales en la parte inferior del sobrecimiento, resultando en el colapso del muro hastial oeste (fig. 7.6b). En la dirección Y positiva, el mecanismo de falla consistió en la separación y el vuelco fuera del plano del muro lateral sur. Los aleros del muro lateral sur presentaban grandes deformaciones (fig. 7.6c). La capacidad lateral de la estructura alcanzó los 0.22 g con desplazamientos máximos hacia afuera registrados en la parte superior media del muro lateral sur. El agrietamiento comenzó a aparecer en la esquina sureste y continuó en la esquina sudoeste de la nave (fig. 7.6d).

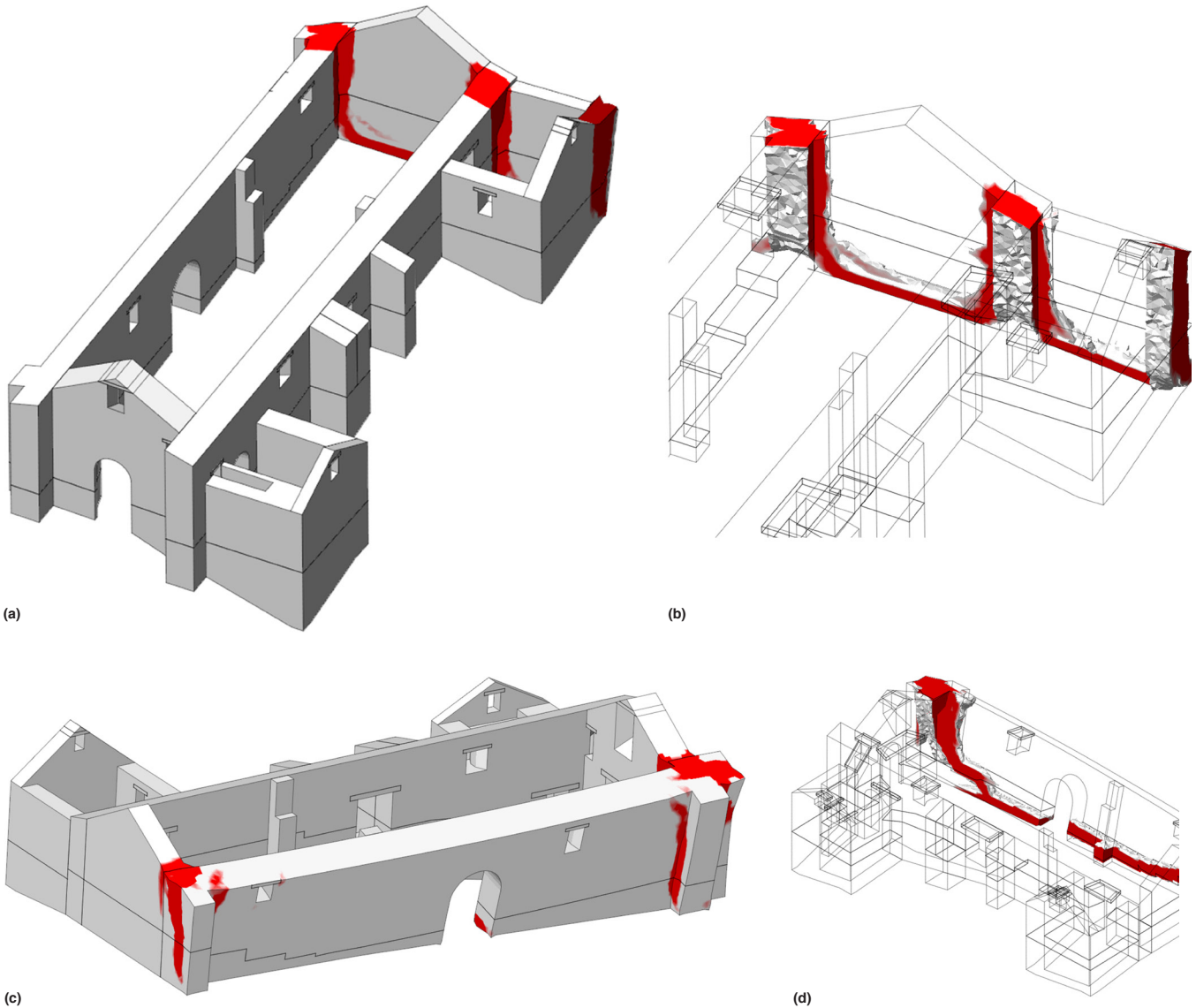


FIGURAS 7.5A, 7.5B.

Ejemplos de curvas de capacidad obtenidas en análisis numéricos: (a) curva de capacidad para dirección X positiva; (b) curva de capacidad para dirección Y positiva.

Con los análisis realizados, fue posible evaluar el comportamiento sísmico del Templo de Kuñotambo en términos de capacidad máxima para cargas laterales y patrones de daño. El modelo numérico puede reproducir el estado de daño (actual) de la estructura de forma razonable. El daño presente parece haber sido causado en parte por sismos y asentamientos, ampliados por la erosión, un drenaje incorrecto, la falta de uso y mantenimiento, y el consecuente abandono. El sistema de vigas de amarre de madera existentes a nivel del alero a lo largo de la luz de la nave y el presbiterio y entre las vigas soleras de madera es discontinuo y el confinamiento es algo precario, dadas las conexiones presentes. En la fachada este, el daño consiste en grietas verticales en las esquinas y a lo largo del espesor y de la elevación por completo. El muro sur muestra desplazamientos hacia afuera del plano, grietas pequeñas y pérdida de material en las áreas exteriores. El baptisterio presenta varias grietas verticales ubicadas en los lados del muro y la esquina noreste.

La dispersión de las propiedades de los materiales provenientes de la literatura, los ensayos de laboratorio y los ensayos sónicos en el sitio se justificaron mediante la asignación de valores de límite superiores e inferiores. Según los análisis pushover, bajo una carga lateral proporcional a la masa se requiere un reforzamiento dado que la capacidad general no alcanza la aceleración máxima de suelo requerida (0.25 g). Se desarrollaron y analizaron modelos con técnicas de reforzamiento propuestas y, como se indica arriba, los hallazgos completos se pueden consultar en el informe "Modelado de Edificios Prototipo".



**FIGURAS 7.6A–D.**  
Ejemplos de gráficas de daños obtenidos en análisis numéricos (en términos de patrones de agrietamiento): (a) patrón de agrietamiento para el eje X positivo, muro oeste; (b) patrón de agrietamiento para el eje Y positivo, muro oeste; (c) patrón de agrietamiento para el eje Y positivo, muro sur; (d) patrón de agrietamiento para el eje Y positivo, esquina sudoeste (Karanikoloudis y Lourenço 2015).



## Conclusiones

Esta publicación es parte de una serie del Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés) del Getty Conservation Institute. Su objetivo es ayudar a profesionales de la ingeniería que se ocupan de la evaluación de estructuras históricas de tierra mediante técnicas avanzadas de modelado numérico.

Se presentaron métodos de análisis estructural, tanto lineales como no lineales, así como estáticos y dinámicos. Entre los métodos de este informe, resalta el análisis estático no lineal, también denominado análisis pushover. Si bien el análisis de tiempo-historia no lineal se toma como el más representativo en caso de la evaluación sísmica de las estructuras, los enfoques de integración temporal requieren mucho tiempo, son poco razonables en la práctica de la ingeniería y solo se utilizan para una cantidad limitada de estructuras de alto impacto y para investigación académica. El análisis pushover parece ser, entre los métodos disponibles, el tipo de análisis más eficiente para evaluaciones sísmicas avanzadas.

Con los avances tecnológicos de los últimos años, la capacidad informática y los entornos gráficos en el método de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) permiten al usuario construir fácilmente modelos con una buena representatividad de las estructuras reales. Se requieren simplificaciones en la construcción de modelos FEM para estructuras complejas de sitios históricos de tierra. Hay diferentes posibilidades disponibles en términos del tipo de elemento, de integración, etc., que aún requieren un conocimiento adecuado por parte del ingeniero. Algunos pasos simples, como el análisis de elasticidad lineal y el análisis de valor propio, ayudan a garantizar la replicación adecuada del modelo, lo que incrementa notablemente la confianza en los resultados obtenidos posteriormente.

Hay varias técnicas de modelado para representar materiales de mampostería. Dado que el objetivo de este informe es proporcionar asesoramiento sobre modelado de estructuras históricas, solo se abordó el macromodelado, ya que las alternativas son menos razonables para estructuras en tamaño real y aplicaciones de ingeniería. Se presentaron dos softwares comerciales, incluidos los modelos constitutivos disponibles capaces de reproducir el comportamiento mecánico de la mampostería. A partir de la comparación de los softwares comerciales, se observó que los resultados son similares, lo que demuestra aún más la confiabilidad de estas herramientas numéricas avanzadas.

Las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe poseen un amplio rango de variación, principalmente en función de las características del suelo y de la mano de obra. Si bien hay algunos documentos normativos que proporcionan valores de referencia para las propiedades mecánicas de la mampostería, en la mayoría de los casos la mampostería histórica y la mampostería de tierra están menos prescritas. De todas maneras, a partir de la información disponible en la literatura, es posible proporcionar estimaciones concluyentes de las propiedades mecánicas que se pueden adoptar. Las variaciones razonables de estas propiedades deberían proporcionar cambios limitados en la respuesta estructural.

Los ejemplos de aplicación se centraron en mostrar la capacidad de reproducir el comportamiento mecánico de estructuras de tierra tanto en entornos de laboratorio como en estructuras reales. Se mostró que el análisis estático no lineal (análisis pushover), mediante los modelos constitutivos pro-

puestos, pudo reproducir los resultados experimentales obtenidos en el laboratorio mediante una mesa de vibración. En el caso del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo en Perú, fue posible reproducir en razonable acuerdo el daño observado en el estado actual de la estructura.

El resultado final de esta publicación es guiar a los profesionales en la realización de la tarea compleja de utilizar el FEM para estructuras históricas de tierra. Se han resaltado las diferentes opciones y variables a considerar, y los participantes en el SRP, junto con sus asociados, esperan que este informe remita los análisis, comprensión y estabilización de los edificios históricos de tierra. Las próximas dos publicaciones de la etapa del modelado del SRP apuntan a proporcionar ejemplos específicos de cómo se realizó el modelo para todos los edificios tipo y a asegurar que los cálculos simplificados, basados en la investigación desarrollada como parte de la etapa de modelado del SRP, puedan ayudar a diseñar técnicas de estabilización sismorresistente para edificios históricos de tierra.

# Referencias

- ABAQUS. 2010. ABAQUS User's Manual. Waltham, MA: Dassault Systemès.
- Angelillo, M., P. B. Lourenço, y G. Milani. 2014. "Masonry Behavior and Modeling." En *Mechanics of Masonry Structures*, vol. 551, editado por M. Angelillo, 1–26. Vienna: CISM International Centre for Mechanical Sciences.
- Anthoine, A. 1995. "Derivation of the In-plane Elastic Characteristics of Masonry through Homogenization Theory." *International Journal of Solids and Structures* 32 (2): 137–63.
- ASCE 41-06. 2006. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Atamturktur, H. S. 2006. "Structural Assessment of Gustavino Domes." Tesis de maestría MSc, Pennsylvania State University, University Park.
- Aydinoğlu, M. N. 2003. "An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-mode Seismic Performance Evaluation." *Bulletin of Earthquake Engineering* 1 (1): 3–36.
- Babuska, I., y J. M. Melenk. 1997. "The Partition of Unity Method." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 40: 727–58.
- Belytschko, T., Y. Y. Lu, y L. Gu. 1994. "Element-free Galerkin Methods." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 37: 229–56.
- Beresnev, I. A., y G. M. Atkinson. 1998. "FINSIM I A FORTRAN Program for Simulating Stochastic Acceleration Time Histories from Finite Faults." *Seismological Research Letters* 69 (1): 27–32.
- Betti, M., y A. Vignoli. 2011. "Numerical Assessment of the Static and Seismic Behavior of the Basilica of Santa Maria all'Impruneta (Italy)." *Construction and Building Materials* 25 (12): 4308–24.
- Bjorkman, S., y J. M. Pottier. 2008. "Finite Element Mesh Considerations for Reduced Integration Elements." Artículo presentado en ASME Pressure Vessels and Piping Conference, Chicago, July 27–31, 2008.
- Blondet, M., D. Torrealva, J. Vargas, J. Velasquez, y N. Tarque. 2006. "Seismic Reinforcement of Adobe Houses Using External Polymer Mesh." Artículo presentado en First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, September 3–8, 2006.
- Bommer, J. J., y A. B. Acevedo. 2004. "The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis." *Journal of Earthquake Engineering* 1 (1): 43–91.
- Bommer, J. J., y C. Ruggeri. 2002. "The Specification of Acceleration Time-Histories in Seismic Design Codes." *European Earthquake Engineering* 16 (1): 3–17.
- Bommer, J. J., A. B. Acevedo, y J. Douglas. 2003. "The Selection and Scaling of Real Earthquake Accelerograms for Use in Seismic Design and Assessment." En *Proceedings of ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit*. La Jolla, CA: American Concrete Institute.
- Bommer, J. J., S. G. Scott, y S. K. Sarma. 2000. "Hazard-Consistent Earthquake Scenarios." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19: 219–31.



- Boore, D. M. 2003. "Simulation of Ground Motion Using the Stochastic Method." *Pure and Applied Geophysics* 160: 635–76.
- Borst, R., J. J. C. Remmers, A. Needleman, y M. Abellan. 2004. "Discrete vs Smeared Crack Models for Concrete Fracture: Bridging the Gap." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28: 583–607.
- Cancino, C. 2011. *Damage Assessment of Historic Earthen Buildings after the August 15, 2007, Pisco Earthquake*. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- Cancino, C. y S. Lardinois. 2012. *Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings*. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- Cervera, M., J. Oliver, y R. Faria. 1995. "Seismic Evaluation of Concrete Dams via Continuum Damage Models." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 24: 1225–45.
- Chen, S. Y., F. L. Moon, y T. Yi. 2008. "A Macroelement for the Nonlinear Analysis of In-plane Unreinforced Masonry Piers." *Engineering Structures* 30 (8): 2242–52.
- Crisafulli, F. J. 1997. "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills" Tesis de doctorado, University of Canterbury, New Zealand.
- DNV GL. 2015. "Class Guideline—Finite Element Analysis." Part 3, chap. 7 en *Rules for Classification: Ships*. Report DNVGL-CG-0127. Høvik, Norway: DNV GL.
- Drucker, D. C. 1961. "On Structural Concrete and the Theorems of Limit Analysis." *Publications* 5 (21): 49–59. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich.
- EC6 (EN 1996-1-1). 2005. *Eurocode 6: Design of Masonry Structures, Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. European Committee for Standardization.
- EC8 (EN 1998-1-1). 2004. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization.
- Endo, Y., L. Pelà, y P. Roca. 2017. "Review of Different Pushover Analysis Methods Applied to Masonry Buildings and Comparison with Nonlinear Dynamic Analysis." *Journal of Earthquake Engineering* 21 (8): 1234–55.
- Endo, Y., L. Pelà, P. Roca, F. da Porto, y C. Modena. 2015. "Comparison of Seismic Analysis Methods Applied to a Historical Church Struck by 2009 L'Aquila Earthquake." *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (12): 3749–78.
- Fajfar, P. 2000. "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design." *Earthquake Spectra* 16 (3): 573–92.
- FEMA 306. 1998. *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings—Basic Procedures Manual*. Applied Technology Council (ATC-43 Project).
- FEMA 440. 2004. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Galasco, A., S. Lagomarsino, y A. Penna. 2006. "On the Use of Pushover Analysis for Existing Masonry Buildings." En *Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1st ECEES): Joint Event of the 13th ECEE and the 30th General Assembly of the ESC*, 5862–71. Zurich: Swiss Society for Earthquake Engineering (SGEB).
- Gilbert, M. 2007. "Limit Analysis Applied to Masonry Arch Bridges: State-of-the-Art and Recent Developments." En *Proceedings of the 5th International Conference on Arch Bridges*, editado por P. B. Lourenço, D. V. Oliveira, y A. Portela, 13–28. Funchal, Madeira, Portugal: Universidade do Minho, Universidade da Madeira.
- Greco, F., G. Karanikoloudis, P. B. Lourenço, y N. Mendes. 2015. *Experimental In-situ Testing Campaign on Adobe Historic Structures in Peru*, within the Getty SR Project. Technical report 2015-DEC/E-30. Universidade do Minho, Portugal.

- Gupta, A. K. 1992. *Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures*. Vol.4. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Hardy, M., C. Cancino, y G. Ostergren, eds. 2009. *Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium: Getty Center, Los Angeles, April 11–13, 2006*. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- Heyman, J. 1969. "The Safety of Masonry Arches." *International Journal of Mechanical Sciences* 11(4): 363–85.
- Iervolino, I., G. Maddaloni, y E. Cosenza. 2008. "Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures." *Journal of Earthquake Engineering* 12: 54–90.
- Ingraffea A. R., y V. Saouma. 1985. "Numerical Modeling of Discrete Crack Propagation in Reinforced and Plain Concrete." En *Fracture Mechanics of Concrete: Structural Application and Numerical Calculation, vol. 4 of Engineering Application of Fracture Mechanics*, editado por G. C. Sih y A. DiTommaso, 171–225. Dordrecht: Springer.
- Ivancic, S. R., C. Briceno, R. Marqués, R. Aguilar, R. Perucchio, y J. Vargas. 2014. "Seismic Assessment of the St. Peter Apostle Church of Andahuaylillas in Cusco, Peru." En *Proceedings of SAHC2014, 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, 1–12. Mexico City: SAHC.
- Jankowiak, T., y T. Lodygowski. 2005. "Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model." *Foundations of Civil and Environmental Engineering* 6 (1): 53–69.
- Jansen, D. C., y S. Shah. 1997. "Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete." *Journal of Engineering Mechanics* 123 (1): 25–35.
- Johansen, K. W. 1930. *Styrekeforholden i Stobeskel i Beton* [The strength of joints in concrete]. Bygningsstat. Medd. 2: 67–68.
- Karantikouloudis, G., y P. B. Lourenço. 2015. *Seismic Assessment of Kuño Tambo Church (Current Condition), Peru*. Informe técnico 2015-DEC/E-41. Universidade do Minho, Portugal.
- Karantikouloudis, G, P. B. Lourenço, y N. Mendes. 2015. *Experimental In-situ Testing Campaign on Adobe Historic Structures in Peru*. Informe técnico 2015-DEC/E-30. Universidade do Minho, Portugal.
- Kmiecik, P., y M. Kaminski. 2011. "Modeling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration." *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 11 (3): 623–36.
- Kooharian, A. 1952. "Limit Analysis of Voussoir (Segmental) and Concrete Arches." *Journal of the American Concrete Institute* 24: 317–28.
- Krawinkler, H. 1995. "New Trends in Seismic Design Methodology." En *Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna*, 821–30. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Lee, J., y G. L. Fenves. 1998. "Plastic-damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures." *Journal of Engineering Mechanics* 124 (8): 892–900.
- Liberatore, D., G. Spera, M. Mucciarelli, M. R. Gallipoli, D. Santarsiero, C. Tancredi, N. Masini et al. 2006. "Typological and Experimental Investigation on the Adobe Buildings of Aliano (Basilicata, Italy)." En *Proceedings 5th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, 851–58. New Delhi: Macmillan India.
- Lopez, J., S. Oller, y E. Onate. 1998. *Cálculo del comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos*. Barcelona: International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE).
- Lourenço, P. B. 1996. "Computational Strategies for Masonry Structures." Tesis de doctorado, Delft University of Technology, Netherlands.

- \_\_\_\_\_. 1998. "Experimental and Numerical Issues in the Modeling of the Mechanical Behavior of Masonry." En *Proceedings of Structural Analysis of Historical Constructions*, 57–91. Barcelona: CIMNE.
- \_\_\_\_\_. 2001. "Analysis of Historical Constructions: From Thrust-lines to Advanced Simulations." En *Historical Constructions 2001, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques: Proceedings of the 3rd International Seminar*, editado por P. B. Lourenço y P. Roca, 91–116. Guimarães, Portugal: Universidade do Minho.
- \_\_\_\_\_. 2002. "Computations on Historic Masonry Structures." *Progress in Structural Engineering and Materials* 4 (3): 301–19.
- \_\_\_\_\_. 2009a. "Recent Advances in Masonry Modeling: Micromodeling and Homogenization." En *Multiscale Modeling in Solid Mechanics*, 251–94. London: Imperial College Press.
- \_\_\_\_\_. 2009b. "Material Data to Use." Slideshow presentation, Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions program, Universidade do Minho.
- Lourenço, P. B., y S. Mourão. 2001. "Safety Assessment of Monastery of Jerónimos, Lisbon." En *Historical Constructions 2001, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques: Proceedings of the 3rd International Seminar*, editado por P. B. Lourenço y P. Roca, 697–706. Guimarães, Portugal: Universidade do Minho.
- Lourenço, P. B., N. Mendes, L. F. Ramos, y D. V. Oliveira. 2011. "On the Analysis of Masonry Structures without Box Behavior." *International Journal of Architectural Heritage* 5: 369–82.
- Lourenço, P. B., A. Trujillo, N. Mendes, y L. F. Ramos. 2012. "Seismic Performance of the St. George of the Latins Church: Lessons Learned from Studying Masonry Ruins." *Engineering Structures* 40: 501–18.
- Lublinter, J., J. Oliver, S. Oller, y E. Onate. 1989. "A Plastic-damage Model for Concrete." *International Journal of Solids and Structures* 25 (3): 299–329.
- Lumantarna, R., D. T. Biggs, y J. M. Ingham. 2014. "Uniaxial Compressive Strength and Stiffness of Field-Extracted and Laboratory-Constructed Masonry Prisms." *ASCE Journal of Materials* 26 (4): 567–75.
- MC2010. 2010. *Fib Model Code 2010, Final Draft*, Vol. 1 (fib bulletin 65). Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).
- Mendes, N., y P. B. Lourenço. 2010. "Seismic Assessment of Masonry 'Gaioleiro' Building in Lisbon, Portugal." *Journal of Earthquake Engineering* 14: 80–101.
- Milani, G., y P. B. Lourenço. 2009. "Blast Analysis of Enclosure Masonry Walls Using Homogenization Approaches." *International Journal for Multiscale Computational Engineering* 7 (2): 91–113.
- Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. 2000. *ININVI: Adobe Construction. Technical Standard for Adobe Building. Special Disposition for Seismic-resistant Adobe Building*. NTE E-080. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- Moes, N., J. Dolbow, y T. Belytschko. 1999. "A Finite Element Method for Crack Growth without Remeshing." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 46: 131–50.
- Muttoni, A., J. Schwartz, y B. Thurlimann. 1997. *Design of Concrete Structures with Stress Fields*. Berlin: Birkhauser.
- Naeim, F., y J. M. Kelly. 1999. *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Nielsen, M. P. 1998. *Limit Analysis and Concrete Plasticity* (2da ed.). Boca Raton, FL: CRC Press.
- Ngo, D., y A. C. Scordelis. 1967. "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams." *Journal of the American Concrete Institute* 64: 152–63.
- NTC. 2008. *Norme tecniche per le costruzioni* (D.M. 14 de enero 2008) y *Circular núm. 617* (2 de febrero 2009). Ministero delle Infrastrutture, Italia.

- NZSEE. 2006. *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes*. New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Orduña, A., y P. B. Lourenço. 2001. "Limit Analysis as a Tool for the Simplified Assessment of Ancient Masonry Structures." En *Historical Constructions 2001, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques: Proceedings of the 3rd International Seminar*, editado por P. B. Lourenço y P. Roca, 511–20. Guimarães, Portugal: Universidade do Minho.
- Ottazzi, G. P., J. F. L. Yep, S. M. Blondet, M. G. Villa-García, y C. J. F. Ginocchio. 1989. *Ensayos de simulación sísmica de viviendas de adobe*. Informe técnico. Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Perú.
- Page, A. W. 1978. "Finite Element Model for Masonry." *Journal of the Structural Division—ASCE* 104: 1267–85.
- \_\_\_\_\_. 1981. "The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry." En *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 71 (3): 893–906.
- \_\_\_\_\_. 1983. "The Strength of Brick Masonry under Biaxial Compression–Tension." *International Journal of Masonry Construction* 3 (1): 26–31.
- Page, A. W., W. Kleeman, y M. Dhanasekar. 1985. "In-plane Finite Element Model for Brick Masonry." En *Proceedings of New Analysis Techniques for Structural Masonry—ASCE*. New York: American Society of Civil Engineers.
- Papanikolaou, V. K, y A. S. Elnashai. 2005. "Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis I: Methodology." *Journal of Earthquake Engineering* 9 (6): 923–41.
- Park, J., K. El-Deib, C. Butenweg, y C. Gellert. 2011. "A Novel Microelement Approach for Masonry Walls." En *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics Eurodyn*. Leuven, Belgium: Katholieke Universiteit Leuven.
- Paulay, T., y M. J. N. Priestley. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons.
- Pelà, L., A. Aprile, y A. Benedetti. 2013. "Comparison of Seismic Assessment Procedures for Masonry Arch Bridges." *Construction and Building Materials* 38: 381–94.
- Pereira, J. M., y P. B. Lourenço. 2016. *Numerical Analysis of the SismoAdobe Conference Models from PUCP, Peru*. Informe técnico 2016-DEC/E-19. Universidade do Minho, Portugal.
- Pietruszczak, S., y X. Niu. 1992. "A Mathematical Description of Macroscopic Behavior of Brick Masonry." *International Journal of Solids and Structures* 29 (5): 531–46.
- Quagliarini, E., S. Lenci, y M. Iorio. 2010. "Mechanical Properties of Adobe Walls in a Roman Republican Domus at Suasa." *Journal of Cultural Heritage* 11 (2): 320–25.
- Rajadurai, S., M. G. Prasad, R. Kaven, y M. Sandaravavelu. 2014. "FEA Best Practices Approach." *International Journal of Recent Development in Engineering and Technology* 2 (3): 58–66.
- Rashid, Y. R. 1968. "Analysis of Reinforced Concrete Pressure Vessels." *Nuclear Engineering and Design* 7: 334–44.
- Reiter, L. 1990. *Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights*. New York: Columbia University Press.
- Roca, P., M. Cervera, y G. Gariup. 2010. "Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches." *Archives of Computational Methods in Engineering* 17: 299–325.
- Roca, P., M. Cervera, L. Pelà, R. Clemente, y M. Chiumenti. 2013. "Continuum FE Models for the Analysis of Mallorca Cathedral." *Engineering Structures* 46: 653–70.
- Rots, J. G. 1988. "Computational Modeling of Concrete Fracture." PhD thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- Rots, J. G. 1988. "Computational Modeling of Concrete Fracture." Tesis de doctorado, Delft University of Technology, Netherlands.

- \_\_\_\_\_. 1991. "Numerical Simulation of Cracking in Structural Masonry." *Heron Journal* 36 (2): 49–63.
- Saloustros, S., L. Pelà, P. Roca, y J. Portal. 2015. "Numerical Analysis of Structural Damage in the Church of the Poblet Monastery." *Engineering Failure Analysis* 48: 41–61.
- Sayed-Ahmed, E. Y., y N. G. Shrive. 1996. "Nonlinear Finite-Element Model of Hollow Masonry." *Journal of Structural Engineering* 122 (6): 683–90.
- Simões, A., R. Bento, S. Cattari, y S. Lagomarsino. 2014. "Seismic Performance Based Assessment of 'Gaioleiro' Buildings." *Engineering Structures* 80: 486–500.
- Tarque, N. 2008. "Seismic Risk Assessment of Adobe Dwellings." Tesis de Maestría, Università di Pavia, Italy.
- TNO DIANA. 2009. *DIANA, Displacement method ANALyser, release 9.4, User's Manual*. Delft: TNO DIANA.
- Tolles, E. L., F. A. Webster, A. Crosby, y E. E. Kimbro. 1996. *Survey of Damage to Historic Adobe Buildings after the January 1994 Northridge Earthquake*. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- Tolles, E. L., E. E. Kimbro, y W. S. Ginell. 2002. *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures*. Los Angeles: Getty Conservation Institute. Also in Spanish.
- Tomazevic, M. 1999. *Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings*. London: Imperial College Press.
- Torrevalva, D. 2012. "Seismic Design Criteria for Adobe Buildings Reinforced with Geogrids." En *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon: Sociedade Portuguesa de Engenharia Sismica.
- Vargas, J., J. Bariola, M. Blondet, y P. K. Mehta. 1986. "Seismic Strength of Adobe Masonry." *Materials and Structures* 19 (4): 253–58.
- Varum, H., A. Costa, H. Pereira, y J. Almeida. 2006. "Comportamento estrutural de elementos resistentes em alvenaria de adobe." Artículo presentado en TerraBrasil 2006: I Seminário Arquitetura e Construção com Terra no Brasil / IV Seminário Arquitectura de Terra em Portugal, Ouro Preto, Minas Gerais, Brazil, November 2006.
- Varum, H., N. Tarque, D. Silveira, G. Camata, B. Lobo, M. Blondet, A. Figueiredo, M. M. Rafi C. Oliveira, y A. Costa. 2014. *Structural Rehabilitation of Old Buildings, Building Pathology and Rehabilitation 2*. Berlin: Springer-Verlag.
- Vecchio, F. J., y M. P. Collins. 1986. "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear." *ACI Structural Journal* 83 (2): 219–31.
- Yamin, L. E., C. Phillips, J. C. Reyes, y D. M. Ruiz. 2004. "Seismic Behavior and Rehabilitation Alternatives for Adobe and Rammed Earth Buildings." En *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC*. Bogotá: CITEC, Universidad de los Andes.
- Zeng, Y., J. G. Anderson, y G. Yu. 1994. "A Composite Source Model for Computing Realistic Synthetic Strong Ground Motions." *Geophysical Research Letters* 21 (8): 725–28.
- Zhuge, Y., D. Thambiratnam, y J. Corderoy. 1998. "Nonlinear Dynamic Analysis of Unreinforced Masonry." *Journal of Structural Engineering* 124 (3): 270–77.
- Zucchini, A., y P. B. Lourenço. 2002. "A Micro-mechanical Model for the Homogenization of Masonry." *International Journal of Solids and Structures* 39 (12): 3233–55.



The Getty Conservation Institute