

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

INTEGRACIÓN DE INGENIERÍA INVERSA Y MODELAMIENTO
NUMÉRICO PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE
CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS DE ADOBE

Tesis para optar el Grado de **Magíster en Ingeniería Civil**, que presenta:

MARÍA FERNANDA NOEL TAPIA

Dirigido por

DR. RAFAEL AGUILAR

DR. LUIS RAMOS

San Miguel, 2017

RESUMEN

El extenso legado de construcciones históricas de tierra en el Perú se encuentra en constante riesgo debido principalmente a la elevada actividad sísmica que afecta al país y a la fragilidad del adobe como material de construcción. En consecuencia, el valor histórico y cultural de estos monumentos, así como la vida de los visitantes se encuentran bajo peligro inaceptable. Con la finalidad de reducir la vulnerabilidad es necesario desarrollar modelos precisos para el análisis sísmico, capaces de simular el comportamiento no lineal de la albañilería y un desempeño bien definido. Es por ello que la presente investigación pretende establecer una metodología basada en técnicas avanzadas no intrusivas de ingeniería inversa y en métodos no lineales simplificados. Se propone el uso en conjunto de escáner láser terrestre (TLS) y fotogrametría como proceso estratégico para la obtención de modelos 3D precisos, debido a su efectividad en la rápida y confiable adquisición de datos. Asimismo, se implementan técnicas para la construcción de modelos CAD que faciliten el proceso de discretización. Ensayos de identificación modal también son empleados para la obtención de los parámetros dinámicos de la estructura y consecuentemente la calibración del modelo numérico construido. Para la evaluación sísmica se ha adoptado un enfoque basado en el desplazamiento, utilizando la metodología no lineal simplificada N2 (Fajfar, 2000). Además, se propone analizar el desempeño estructural en base al nivel de daño probable desarrollado en la edificación ante diferentes escenarios sísmicos. La investigación también busca evaluar la aplicabilidad de dicho procedimiento, utilizando como caso de estudio la iglesia de San Juan Bautista de Huaró ubicada en Cusco, Perú. Este templo data del siglo XVI y se destaca por sus impresionantes pinturas murales que cubren la totalidad del interior de la iglesia, demostrando la fusión del estilo andino y el arte colonial. Sin embargo, la falta de mantenimiento y ocurrencia de eventos sísmicos ha conllevado a su mal estado de conservación desde un punto de vista estructural. Los resultados de la evaluación sísmica de la iglesia evidenciaron que sufriría daño sustancial a fuerte en el caso de un sismo raro con periodo de retorno de 475 años. Según la clasificación de daño de la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98) esto significaría el desarrollo de grietas generalizadas en los muros, caídas de piezas considerables de recubrimiento y falla de elementos no

estructurales individuales como los tímpanos. Asimismo, en el caso de un sismo muy raro (970 años) la estructura alcanzaría un nivel de daño muy fuerte que conllevaría a la falla parcial estructural de muros y techos. Se ha podido identificar durante el análisis los elementos estructurales críticos que controlan el comportamiento global y el nivel de daño durante un evento sísmico. Uno de ellos es la fachada principal, cuyo desplome es el primer mecanismo de colapso de la estructura. Debido a la vulnerabilidad en la que se encuentra la iglesia es altamente recomendable intervenir la construcción con la finalidad de proteger su valor cultural y arquitectónico.



AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis asesores de tesis, y Dr., Luis Ramos y Dr. Rafael Aguilar por darme la oportunidad de ser parte de este proyecto, por la confianza depositada, por su guía y las continuas recomendaciones que me permitieron concluir este trabajo. Asimismo, por brindarme el privilegio de una pasantía en Portugal que no solo enriqueció mis conocimientos en el ámbito de la conservación del patrimonio, sino que también me ayudó a crecer personalmente, viviendo experiencias únicas.

Quisiera agradecer al Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (CONCYTEC) por apoyarme con la beca para el desarrollo de mis estudios de posgrado. Gracias también por las continuas capacitaciones y por el apoyo financiero recibido para la pasantía.

Mi agradecimiento también va para mis compañeros del grupo Engineering & Heritage y compañeros de la maestría que me han ayudado en el transcurso de la investigación. En especial quiero agradecer a Carolina y Susana que me brindaron su guía y apoyo en todo momento. Sus conocimientos fueron un factor fundamental para culminar mi tesis. También quiero agradecer a Ángelo, una excelente compañero y profesor que conocí durante mi pasantía y que me ayudó en diferentes oportunidades.

Finalmente, agradezco a mis padres por motivarme a seguir aún en los momentos más complicados y por sus continuos consejos que han ido moldeando mi vida personal y profesional. A mis hermanos, por brindarme sus conocimientos y experiencia, así como su ayuda en esas tantas amanecidas. A Minoru por el apoyo, comprensión y paciencia durante estos dos años.

CONTENIDO

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS	iii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación	2
1.2. Objetivos	3
1.3. Organización	4
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE	5
2.1. Introducción.....	6
2.2. Ingeniería inversa.....	6
2.3. Análisis estructural	8
2.3.1 Análisis estático no lineal.....	9
2.3.2 Evaluación del desempeño sísmico.....	11
2.4. Casos de aplicación.....	13
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA.....	19
3.1. Introducción.....	20
3.2. Levantamiento geométrico	21
3.3. Implementación del MEF	24
3.4. Calibración del MEF	25
3.5. Evaluación sísmica.....	26
3.5.1. Análisis estático no lineal.....	26
3.5.2. Evaluación del desempeño sísmico.....	29
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN SÍSMICA EN UNA IGLESIA COLONIAL PERUANA DE ADOBE	32
4.1. Iglesia San Juan Bautista de Huaró.....	33
4.2. Levantamiento geométrico	34
4.3. Implementación del MEF	36

4.4.	Calibración del MEF	38
4.5.	Evaluación sísmica.....	42
4.5.1.	Análisis estático no lineal.....	42
4.5.2.	Evaluación del desempeño sísmico.....	56
CAPÍTULO 5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	60
CAPÍTULO 6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	65
CAPÍTULO 1.	BIBLIOGRAFÍA	69



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Vulnerabilidad sísmica en construcciones patrimoniales de adobe en el Perú (a) Distribución global de las edificaciones de tierra, (b) Zonas con mayor riesgo sísmico en el mundo (De Sensi, 2003), (c)-(d)-(e) Ejemplos de patrimonio arquitectónico de adobe destruidos durante terremotos en el Perú (Diario correo, 2015) (Panoramio, 2009) (Diario Las Américas, 2016)	2
Figura 2.1. Ingeniería inversa de la geometría: (a) Pasos básicos de la metodología (Várady et al., 1997), (b) adquisición de la geometría mediante escáner laser (Marks, 2005), (c) reconstrucción geométrica con fotogrametría (Sánchez-Aparicio et al., 2014) .	7
Figura 2.2. (a) Relación esquemática entre los objetivos de rendimiento, nivel de amenaza sísmica e importancia de la edificación (SEAOC, 1995), (b) sectorización de la curva de capacidad de acuerdo con los objetivos de desempeño. (SEAOC, 1999)	12
Figura 2.3. (a) Niveles de desempeño en la curva de capacidad (Calvi,1999)	13
Figura 2.4. Mapa de deformación de la torre Asinelli en el 2010, donde el lado sur muestra un claro cambio de inclinación a unos 75 m de altura (Pesci et al., 2013)	14
Figura 2.5. Edificio evaluado del centro histórico de Rovere, Rocca di mezo: (a) Mapa de deformaciones, (b) Identificación del mecanismo de colapso (Andreotti et al., 2014)..	15
Figura 2.6. Descripción gráfica de la metodología para la obtención del modelo CAD. De izquierda a derecha: nube de puntos, modelo de malla, modelo de segmentación, modelo CAD con detalle de grietas (Sánchez-Aparicio et al, 2014)	15
Figura 2.7. Análisis estructural del arco del puente Monforte de Lemos. (a) estructura real, (b) mecanismo de colapso considerando el modelo del arco con efectos geométricos no lineales y geometría real (Conde et al, 2016)	16
Figura 2.8. Evaluación estructural de una de las columnas evaluadas de la Huaca de la Luna (a) estructura real (b) modelo de elementos finitos (c) estado deformado en el primer modo (Chácara et al, 2014).....	17
Figura. 3.1. Metodología para la evaluación sísmica de construcciones históricas usando ingeniería inversa y análisis estructural	21
Figura 3.2. Estimación gráfica de la demanda de desplazamiento a partir del método N2 comparando espectros de demanda elástica e inelástica con el diagrama de capacidad: (a) $T^* \geq T_c$, (b) $T^* \leq T_c$. Adaptado de Fajfar, (2000)	29

Figura 3.3. Grados de daño (EMS-98)	30
Figura 3.4. Sectorización del diagrama de capacidad según los niveles de daño (Irizarry, 2004)	31
Figura 4.1. Iglesia San Juan Bautista de Huaró: (a) vista exterior, (b) vista en planta, (c) vista interior y (d) muestra de pintura mural (Ruta del Barroco Andino, 2016)	33
Figura 4.2. Generación de la nube de puntos híbrida usando fotogrametría y TLS: adquisición del modelo interior con TLS (a) vista isométrica, (b) corte A-A; construcción del modelo exterior con fotogrametría (c) vista isométrica, (d) elevación y generación del modelo híbrido (e) vista isométrica, (f) sección B-B	35
Figura 4.3. Proceso de generación del modelo CAD. De izquierda a derecha: (a) definición de las líneas de contorno, extrusión y modelo final combinado	37
Figura 4.4. Vista isométrica y detalle de la malla del modelo de elementos finitos.....	37
Figura 4.5. Ensayo de identificación modal en la iglesia: (a) Vista esquemática de la configuración de los 20 sensores colocados, (b) acelerómetros utilizados, (c) procesamiento de datos y (d) muestra del trabajo de campo	38
Figura 4.6. Ensayo de identificación modal en la iglesia: (a) Vista esquemática de la configuración de los 20 GDL, (b) primera, (c) segunda, (d) tercera, (e) cuarta y (f) y quinta forma modal	39
Figura 4.7. Gráficas FMAC correspondientes a los modelos construidos durante el proceso de calibración: (a) modelo inicial (M1), (b) modelo sin una viga (M2), (c) modelo final (M3) con un mayor valor del módulo de elasticidad de la albañilería de piedra perteneciente a la espadaña y (d) curva % error vs módulo de elasticidad para determinar el valor más preciso del módulo de la albañilería de la piedra del campanario	42
Figura 4.8. (a) Curva exponencial para el comportamiento de la albañilería en tracción y (b) curva parabólica para el comportamiento de la albañilería en compresión (TNO DIANA BV, 2009)	43
Figura 4.9. Curva de capacidad de la iglesia San Juan Bautista debido a un patrón de carga uniforme asignado a los ejes globales X e Y	45
Figura 4.10. Orientación de los ejes globales del modelo numérico y posición de los puntos de control seleccionados para medir los desplazamientos laterales	45
Figura 4.11. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para la dirección de análisis +X	46

Figura 4.12. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para la dirección de análisis -X	47
Figura 4.13. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para la dirección de análisis +Y	47
Figura 4.14. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para la dirección de análisis -Y	48
Figura 4.15. Curva pushover y diagrama de capacidad considerando diferentes escalas. V y D para un sistema MDOF, V^* y D^* para un Sistema SDOF, y Sa y D^* para el diagrama de capacidad	50
Figura 4.16. Espectro de demanda sísmica: (a) espectro de diseño elástico según el código sísmico peruano, (b) espectro de demanda elástica en el formato ADRS	51
Figura 4.17. Diagrama de capacidad de la iglesia analizada y espectros de demanda para cuatro niveles de intensidad sísmica – dirección +X	53
Figura 4.18. Diagrama de capacidad de la iglesia analizada y espectros de demanda para cuatro niveles de intensidad sísmica – dirección -X	54
Figura 4.19. Procedimiento no lineal estático en el formato ADRS para diferentes niveles de intensidad sísmica - dirección +Y	55
Figura 4.20. Procedimiento no lineal estático en el formato ADRS para diferentes niveles de intensidad sísmica - dirección -Y	56
Figura 4.21. Sectorización de los diagramas de capacidad según los niveles de daño propuestos por el EMS-98 y los límites umbrales de daño de Lagomarsino (2003): (a) dirección de análisis +X, (b) dirección de análisis -X	58
Figura 4.22. Sectorización de los diagramas de capacidad según los niveles de daño propuestos por el EMS-98 y los límites umbrales de daño de Lagomarsino (2003): (a) dirección de análisis +Y, (b) dirección de análisis -Y	59
Figura 5.1. Curvas de capacidad de la Iglesia San Juan Bautista de Huaro en la dirección -Y tomando como punto de control el nivel más alto del tímpano y de la espadaña	62
Figura 5.2. Modos típicos de daños observados en edificios históricos de adobe (Tolles et al., 2003)	63
Figura 5.3. Principales mecanismos de falla de la iglesia (a) Flexión fuera de plano de la pared portante (b) Colapso del muro del tímpano, vuelco desde la base	64

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Niveles de desempeño y umbrales de desplazamiento propuestos por Lagomarsino y Penna, (2003)	13
Tabla 3.1. Límites umbrales de daño (Lagomarsino, 2002)	31
Tabla 4.1. Valores iniciales de las propiedades elásticas de los materiales	41
Tabla 4.2. Valores de las propiedades elásticas de los materiales después de la calibración.....	41
Tabla 4.3. Propiedades elásticas y no elásticas finales de los materiales.....	44
Tabla 4.4. Parámetros para la construcción del espectro de diseño	51
Tabla 4.5. Factores de escala y PGA para diferentes periodos de retorno	52
Tabla 4.6. Demanda de desplazamiento y clasificación de daño - dirección +X	53
Tabla 4.7. Demanda de desplazamiento y clasificación de daño – dirección -X	54
Tabla 4.8. Demanda de desplazamiento y clasificación de daño – dirección +Y	55
Tabla 4.9. Demanda de desplazamiento y clasificación de daño – dirección -Y	56
Tabla 4.10. Clasificación de daño según el nivel de amenaza sísmica y la dirección de análisis	57



CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Perú presenta un gran legado de construcciones históricas de tierra que representan parte de la identidad cultural y además una importante fuente económica para las comunidades debido al turismo (Aguilar et al., 2016). Un hecho preocupante es que este valioso patrimonio arquitectónico se encuentra en riesgo constante, ya que el Perú está ubicado en una de las regiones en el mundo con mayor actividad sísmica, el Anillo de Fuego del Pacífico. Muestra de ello es la Figura 1.1. a-b que evidencia para el Perú una trágica correlación entre la ubicación de las construcciones de tierra y las áreas con riesgo sísmico. Otros factores que aumenta la vulnerabilidad de las construcciones históricas de adobe es su concepción original de resistir principalmente cargas verticales y la fragilidad del adobe como material de construcción. El comportamiento sísmico de estos edificios se caracteriza por fallas repentinas y catastróficas, que a menudo se acompañan de una alta probabilidad de pérdida de vidas (Ginell y Tolles, 2000) como se muestra en la Figura 1.1. c-e. Por lo tanto, el desarrollo de trabajos de evaluación y conservación de estas estructuras es altamente recomendable con la finalidad de proteger su valor cultural y arquitectónico, así como la vida de los visitantes.

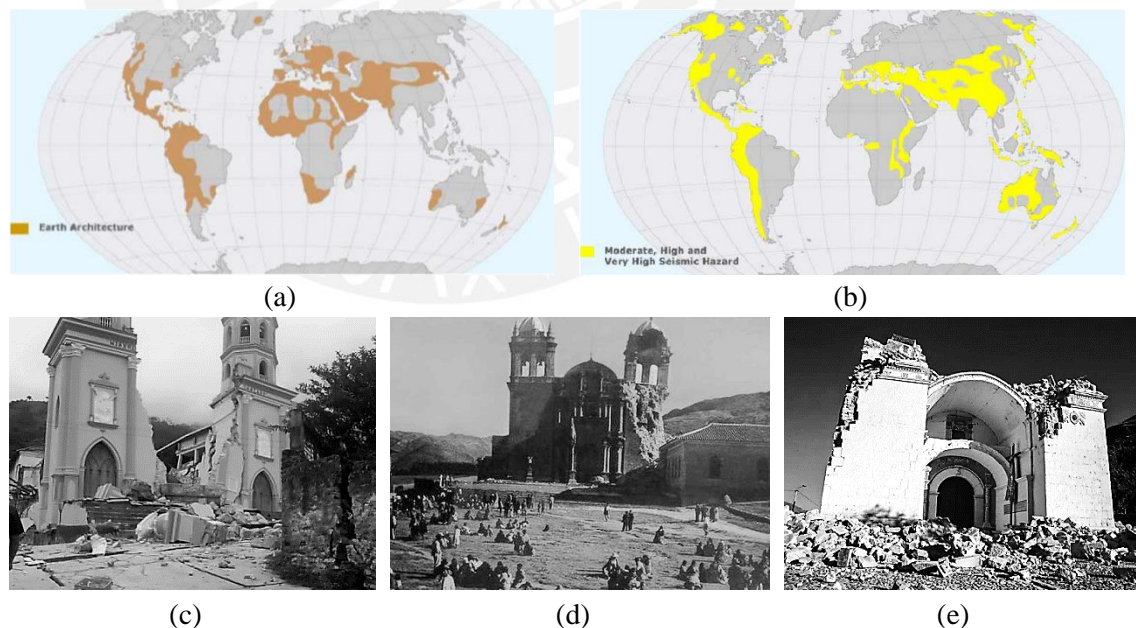


Figura 1.1. Vulnerabilidad sísmica en construcciones patrimoniales de adobe en el Perú (a) Distribución global de las edificaciones de tierra, (b) Zonas con mayor riesgo sísmico en el mundo (De Sensi, 2003), (c)-(d)-(e) Ejemplos de patrimonio arquitectónico de adobe destruido durante terremotos en el Perú (Diario correo, 2015) (Panoramio, 2009) (Diario Las Américas, 2016).

Sin embargo, cualquier procedimiento de conservación debe estar basado en documentación detallada y actualizada de las características geométricas, arquitectónicas y de los materiales, así como de una evaluación estructural de la construcción (ICOMOS, 2005). Esto conlleva a desafíos importantes debido a la dificultad para caracterizar las geometrías generalmente complejas de las estructuras históricas, las propiedades cambiantes de los materiales y el estado de daño (Lourenço, 2006). Estas limitaciones evidencian la necesidad de desarrollar procesos con técnicas modernas que proporcionen información detallada y precisa de la estructura para la construcción de modelos representativos. Asimismo, es esencial utilizar métodos numéricos que permitan analizar adecuadamente la no linealidad del comportamiento de la albañilería. Es por esta razón que la presente investigación busca desarrollar una metodología para el análisis sísmico de construcciones históricas, utilizando técnicas avanzadas no intrusivas de ingeniería inversa y métodos no lineales simplificados.

1.2. Objetivos

El objetivo general de esta investigación es proponer una metodología para el análisis sísmico de construcciones históricas, utilizando técnicas avanzadas de Ingeniería Inversa y métodos numéricos. Asimismo, la evaluación de la metodología a través de su aplicación en el caso de estudio. Con la finalidad de completar el objetivo general, es necesario también considerar los siguientes objetivos secundarios:

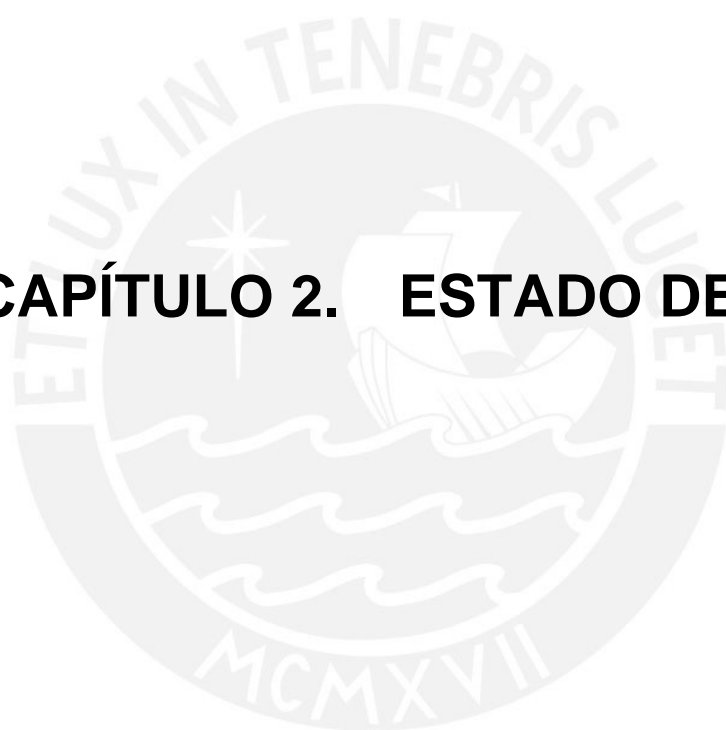
- Desarrollo de la metodología a partir de revisión de literatura sobre casos de aplicación de ingeniería inversa y métodos numéricos en el análisis sísmico de construcciones históricas.
- Reconstrucción 3D de la geometría del caso de estudio utilizando dos técnicas de adquisición: Fotogrametría y Escáner Laser Terrestre (TLS).
- Generación del modelo de elementos finitos (MEF) en base a la nube de puntos adquirida.
- Calibración del MEF utilizando resultados de ensayos de identificación modal.
- Evaluación de la capacidad lateral de la estructura ante eventos sísmicos mediante un análisis estático no lineal.

- Identificación de las demandas de desplazamiento para diferentes niveles de amenaza sísmica empleando el método N2 (Fajfar, 2000).
- Análisis del desempeño estructural en base al nivel de daño desarrollado en la edificación ante diferentes escenarios sísmicos. Se utilizará la propuesta de Lagomarsino (2003) y la clasificación de daño de la EMS-98.

1.3. Organización

El trabajo de investigación comprende cinco capítulos. El primero presenta la relevancia de la investigación e incluye una breve introducción al trabajo desarrollado. También se indican los objetivos primarios y secundarios del estudio, junto con una descripción de la organización y los contenidos del trabajo. La sección 2 desarrolla el estado del arte de la investigación enfocándose en las dos bases teóricas de este estudio: la ingeniería inversa y el análisis numérico. El tercer capítulo describe cada etapa de la metodología propuesta para el análisis estructural de construcciones históricas de tierra. En esta sección se discute el método para la adquisición de la información geométrica y el procesamiento de los datos para la generación del modelo CAD. Asimismo, se explica el proceso de la construcción del modelo de elementos finitos basado en el modelo CAD desarrollado y su calibración utilizando los parámetros dinámicos obtenidos en el ensayo de identificación modal. También se presenta la etapa de evaluación sísmica donde se adopta el método N2 y se evalúa el desempeño estructural en base al nivel de daño desarrollado en la edificación. En el capítulo 4 se proporciona información histórica y estructural de la iglesia San Juan Bautista de Huaro y se muestra la aplicación de la metodología en este caso de estudio. Los resultados obtenidos se discuten en el capítulo 5. Finalmente, la sección 6 presenta las conclusiones de la investigación y algunas recomendaciones.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE



2.1. Introducción

La conservación del patrimonio arqueológico es de gran relevancia para la preservación de los valores científicos, etnográficos y artísticos de las culturas pasadas (Aguilar et al., 2015). Debido a su importancia es necesario llevar a cabo evaluaciones estructurales precisas que eviten diagnosticar erróneamente la construcción. Resultados errados podrían generar el reforzamiento excesivo de la estructura, causando pérdidas en el material original y por ende en el valor cultural, o también la insuficiente intervención, generando riesgos inaceptables para las personas y el patrimonio (Roca et al., 2010). En consecuencia, por muchos años las edificaciones históricas han sido estudiadas utilizando la tecnología más avanzada disponible. Las primeras investigaciones enfocadas a la evaluación estructural con métodos numéricos se remontan a la década de los 90. Entre ellas se encuentra el diagnóstico y reforzamiento del domo de Brunelleschi, presentado por Chiarugi et al. (1993) y la evaluación estructural de la torre inclinada de Pisa, desarrollado por Macchi et al. (1993). Asimismo, Meli y Sánchez-Ramírez (1995) ejecutan el análisis estructural de la Catedral de la Ciudad de México y, Mola y Vitaliani (1995) presentan la evaluación y diagnóstico de la Basílica de San Marcos en Venecia.

A pesar de los enormes avances desarrollados en el ámbito del análisis numérico, la evaluación de los edificios históricos siempre ha planteado retos importantes debido a la dificultad de caracterizar las geometrías generalmente complejas, las propiedades cambiantes de los materiales y su estado de daño (Lourenço, 2006). Todo ello garantizando mínima intervención. Por esta razón, en los últimos años se han desarrollado técnicas modernas no intrusivas, con la capacidad de identificar y monitorear el estado patológico de la edificación. Estas técnicas tienen como base la ingeniería inversa que consiste en la creación de modelos digitales a partir de la extracción de información de la estructura real. Entre las principales se encuentra el escáner laser y la fotogrametría, utilizadas para la obtención de la geométrica en 3D y la detección del daño.

2.2. Ingeniería inversa

Ingeniería inversa consiste en el proceso de extraer información o planos de diseño a partir de cualquier producto generado por el hombre. Este concepto se remonta a la época de la revolución industrial, mucho antes de las computadoras y la tecnología moderna (Eilam,

2005). Mientras que la ingeniería tradicional transforma conceptos y modelos de ingeniería en partes reales, en ingeniería inversa las partes reales se transforman en modelos y conceptos de ingeniería (Várady et al, 1997).

Dentro de las múltiples aplicaciones de esta disciplina, la reconstrucción digital de la geometría es la más utilizada (Anwer y Mathieu, 2016), cuyo objetivo es la obtención de modelos CAD mediante la captura y transformación de nubes de puntos densas (Várady y Martín, 2002). A pesar de las diferentes descripciones del proceso de ingeniería inversa geométrica, todas ellas se resumen en tres pasos: (Figura 2.1a): digitalización del producto, reconstrucción de la forma y modelado CAD en 3D (Anwer y Mathieu, 2016). El beneficio de esta metodología recae en la posibilidad de mejorar el producto aprovechando los beneficios de los modelos informáticos y no solo generando una copia (Marks, 2005). Los constantes avances en la tecnología de escaneado (software y hardware) han permitido mejorar exponencialmente la capacidad de capturar la geometría de los objetos. Muestra de estos avances son el escáner laser (Figura 2.1b) y la fotogrametría (Figura 2.1b), que son métodos de medición sin contacto y que permiten capturar millones de puntos por minutos (Bitelli, 2004). Las aplicaciones de la ingeniería inversa enfocada a la reconstrucción geométrica son frecuentes en el campo de la ingeniería (Anwer and Mathieu, 2016), las ciencias médicas (Majstorovic et al, 2013) y en la preservación del patrimonio cultural (De reu et al, 2013).

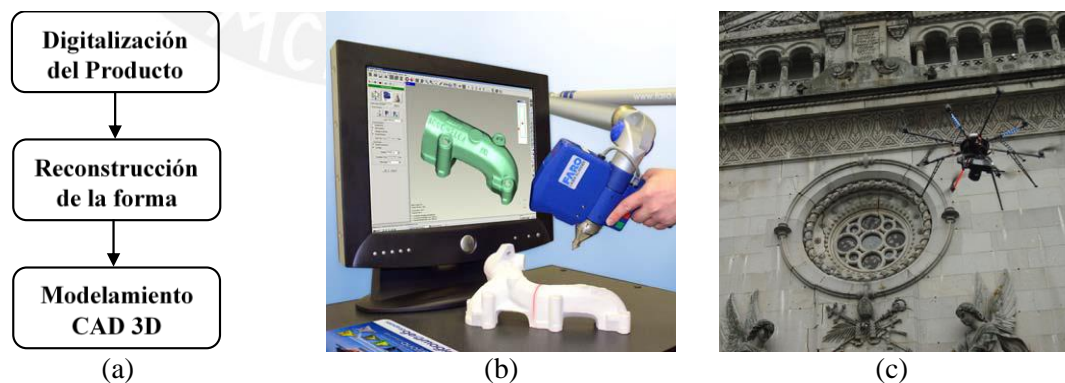


Figura 2.1. Ingeniería inversa de la geometría: (a) pasos básicos de la metodología (Várady et al., 1997), (b) adquisición de la geometría mediante escáner laser (Marks, 2005), (c) reconstrucción geométrica con fotogrametría (Sánchez-Aparicio et al., 2014).

En el ámbito de la conservación de las construcciones históricas, los modelos tridimensionales permiten una mejor y más fácil interpretación que los dibujos 2D. Asimismo, facilitan los datos necesarios para los proyectos de preservación o rehabilitación del patrimonio arquitectónico. Son muchas las aplicaciones de la ingeniería inversa en este campo, entre ellas se encuentra la realidad virtual (Nuñez et al., 2012) (Rua y Alvito, 2011), la documentación 3D de la topología, geometría y textura de las estructuras (Arce et al., 2016) (Lambers et al., 2007) y la generación de modelos CAD 3D con fines de un análisis estructural (Sánchez-Aparicio et al., 2014) (Chácara et al. 2014).

2.3. Análisis estructural

El análisis estructural utiliza información de las etapas previas de la evaluación para desarrollar una representación matemática de la estructura. Para un apropiado análisis, dicha información debe incluir una adquisición completa de la geometría, la identificación de las propiedades de los materiales y la caracterización de las cargas actuantes en la estructura (Sánchez-Aparicio et al., 2014.). Los resultados del análisis pueden ser utilizados como una manera de comprender mejor las características estructurales del edificio, identificar las causas del daño existente, determinar la seguridad estructural ante eventos sísmico y proponer medidas adecuadas de reforzamiento (Roca et al., 2010). En el caso de construcciones históricas, el análisis estructural requiere un enfoque diferente al de evaluación de estructuras modernas. En las construcciones patrimoniales, las geometrías son por lo general complejas y las propiedades de los materiales son variables, no sólo entre tipo de construcciones, sino también dentro de una misma estructura. Además, las intervenciones y los daños pueden afectar significativamente la resistencia de los elementos estructurales (Potter, 2011). Por lo tanto, es vital una adecuada selección de la técnica de análisis estructural. En este estudio el enfoque del análisis está basado en el desempeño de la estructura, por tanto, se ha optado por el análisis estático no lineal acompañado del método N2. Asimismo, se aplica métodos de evaluación del daño sísmico para definir el desempeño obtenido en la estructura. En las siguientes secciones se presenta una breve descripción de los métodos de análisis mencionados.

2.3.1 Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal o también llamado análisis pushover es una de las herramientas frecuentemente utilizadas para la evaluación sísmica de estructuras de albañilería. Específicamente permite analizar la capacidad lateral de la estructura, determinar la demanda de desplazamiento debido a acciones sísmica y evaluar la vulnerabilidad de la estructura a los daños sísmicos (Potter, 2011). El procedimiento consiste en la aplicación de un patrón de cargas lateral predeterminado que aumenta monotónicamente y que representa aproximadamente las fuerzas de inercia generadas en zonas de masa concentrada (Themelis, 2009) (Pinho et al.,2007). El incremento gradual de la carga permite evaluar la secuencia de grietas, la generación de rótulas plásticas, el rendimiento y la carga a la cual falla el sistema estructural (Themelis, 2009). Con este proceso también se busca determinar la relación entre la carga y el desplazamiento lateral resultante, en el rango lineal y no lineal (Potter, 2011). Una representación de esta relación es la curva fuerza-desplazamiento o curva pushover. El análisis tradicional estático no lineal se lleva a cabo mediante una distribución invariante de cargas y se basa en la suposición de que la respuesta está controlada por un modo fundamental que permanece constante (Pinho et al, 2007). Aunque este análisis ha sido extensamente utilizado debido a su enfoque práctico y relativamente simple (Kalkan y kunnath, 2004), se conoce que presenta algunas limitaciones. Entre ellas está la inadecuada representatividad de los efectos de la variación de las características dinámicas en el rango no lineal debido a la evolución del daño en la estructura (Krawinkler 1995), así como la redistribución de las fuerzas de inercia (Pinho et al, 2007) (Kalkan and kunnath, 2004). Con la finalidad de superar estas limitaciones, se han desarrollado análisis no lineales avanzados como el Análisis Pushover Modal y el Análisis Pushover Adaptativo.

El análisis pushover modal (MPA) desarrollado por Chopra y Goel (2002) es una extensión del análisis pushover tradicional utilizado para la respuesta multimodal y se basa en la teoría del análisis de espectro de respuesta para combinar las contribuciones modales (Kalkan y kunnath, 2004) (Chopra y Goel, 2002). Este análisis permite tratar estructuras complejas con plantas flexibles, irregularidades en planta y/o en altura (Perpetuate, 2015). Consiste en la ejecución de múltiples análisis pushover correspondientes a una distribución de cargas proporcional a cada una de las respuestas

modales y la combinación de la respuesta estructural de cada uno de ellos (Pinho et al, 2007). Una de las limitaciones de este método es que no se puede controlar directamente la secuencia del desarrollo del daño, ya que solo es posible observar la deformada resultante mediante la superposición de las deformadas de cada modo (Chopra y Goel 2004). Asimismo, este es un método evidentemente más complejo que la ejecución de un solo análisis pushover, por lo tanto, la simplicidad de este último lo mantiene como una alternativa atractiva para el análisis estructural o un como complemento para el análisis no lineal dinámico (Pinho et al., 2006).

El análisis pushover adaptativo (APA) ha sido desarrollado por diferentes investigadores como Bracci et al. (1997), Satyarno et al. (1998), Gupta y Kunnath (2000) y Antoniou et al. (2002). El procedimiento consiste en la actualización la distribución del patrón de carga lateral según el cambio de la respuesta no lineal de la estructura (Gupta y Kunnath 2000). Este método a conducido a un acercamiento entre los resultados del análisis estático y el análisis dinámico, debido a que considera el escalamiento espectral, la contribución de los modos más altos, la alteración de la resistencia local y las características modales inducidas por el daño acumulado, y actualización de la carga de acuerdo a los valores propios de la rigidez no lineal instantánea y la matriz de masa (Pinho y Antoniou, 2005). Con respecto a estructuras de albañilería, Galasco et al. (2006) ha desarrollado un algoritmo denominado pushover sísmico adaptativo que permite corregir las deficiencias del algoritmo de análisis pushover adaptativo para los casos de estructuras sin diafragma rígido y con fallas en los pisos superiores.

El patrón de cargas laterales también tiene cierta influencia en los resultados (Endo et al. 2016). Entre las principales distribuciones de carga usadas están las proporcionales a la masa de la estructura y al modo fundamental de vibración. Según Saloustros et al. (2015) la primera distribución de carga provee mayor capacidad que la proporcional al modo fundamental. Asimismo, Galasco et al. (2006) indica que el patrón de cargas proporcional a la masa produce mayor daño globalizado mientras que la otra distribución genera daño localizado en las partes altas de la estructura. Para el caso diafragmas horizontales flexibles el patrón modal no es confiable, ya que cada modo involucra principalmente el

comportamiento local de muros individuales, con una fracción muy baja de la masa participante (Lagomarsino y Cattari, 2015).

Otros enfoques de análisis estático no lineal desarrollados en las últimas décadas son el Método del Espectro de Capacidad (Freeman et al., 1975), el Método del Espectro de Capacidad Mejorado (Chopra et al., 2000), el Método N2 (Fajfar et al., 1997), el Método del Coeficiente (ASCE / SEI 41-13, 2014) y el Método ADRS Modificado (FEMA 440, 2005). Estos métodos permiten la evaluación estructural teniendo como enfoque el desplazamiento y bajo la tendencia de la denominada Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño, PBSE en sus siglas en inglés. Consisten principalmente en la correlación de la capacidad de desplazamiento de la estructura con la demanda de desplazamiento correspondiente a un terremoto esperado (Endo et al. 2016). El Eurocódigo 8 (2004) recomienda la aplicación del Método N2, el cual para casos de estructuras simétricas presenta buena representatividad del comportamiento. No obstante, progresivamente se han propuesto extensiones del Método N2 para construcciones aporricadas no simétricas (Fajfar et al., 2005), edificios irregulares en planta (Magliulo et al., 2012) y estructuras irregulares en planta y en altura (Kreslin y Fajfar 2010).

2.3.2 Evaluación del desempeño sísmico

La identificación del nivel de seguridad y de daño en la estructura también es una parte importante del diagnóstico, ya que permite diseñar medidas de intervención apropiadas. Una de las propuestas para evaluar el desempeño sísmico en base al nivel de daño es la desarrollada por el SEAOC (1995). En esta propuesta se establecen objetivos de desempeño para las construcciones de acuerdo a su importancia y al nivel de amenaza sísmica. Se definen cuatro intensidades de sismos asociados a un período de retorno específico: sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. Asimismo, presenta tres clasificaciones de las edificaciones de acuerdo a su importancia: básicas, esenciales y de seguridad crítica. Esta metodología también propone la sectorización del espectro de capacidad de acuerdo a los niveles de desempeño definidos, como se muestra en la Figura 2.2a. Finalmente, los objetivos del desempeño sismorresistente se definen por la

combinación de los niveles de amenaza sísmica y la importancia de la edificación, como se presenta en la Figura 2.2b.

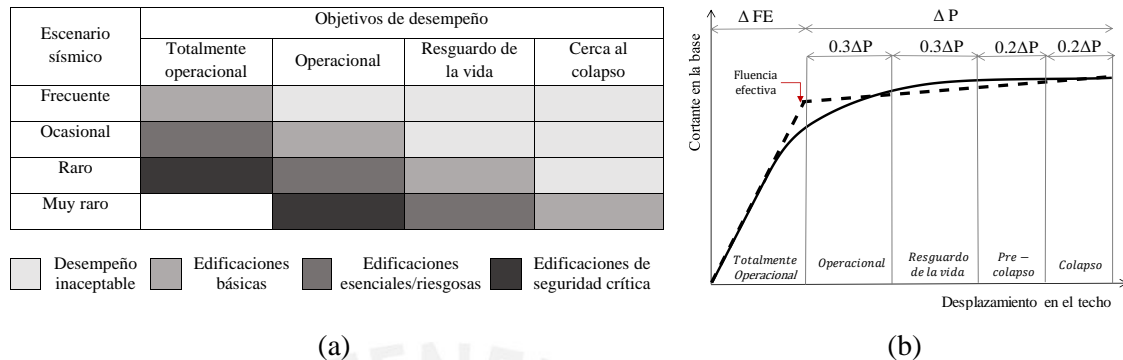


Figura 2.2. (a) Relación esquemática entre los objetivos de rendimiento, nivel de amenaza sísmica e importancia de la edificación (SEAOC, 1995), (b) sectorización de la curva de capacidad de acuerdo con los objetivos de desempeño. (SEAOC, 1999).

Para el caso específico de edificaciones de albañilería, Calvi (1999) y Lagomarsino y Penna (2003) han desarrollado procesos para evaluar el nivel de desempeño de estas estructuras antes eventos sísmicos. En las propuestas se definen diferentes umbrales del desplazamiento espectral correspondientes a estados discretos de daño en base a la sectorización del espectro de capacidad. Según Priestley (1997), los umbrales de deformación pueden ser los mejores indicadores para identificar los estados límite que corresponden a los niveles estructurales y no estructurales de daño. Calvi (1999) propuso cuatro estados límite de daño relacionados a cuatro umbrales de desplazamientos mostrados en la Figura 2.3. Lagomarsino y Penna (2003) sectorizaron la curva en 5 partes proporcionales al punto de fluencia y al desplazamiento último. Los criterios tomados se muestran en la Tabla 2.1.

Finalmente, en Lagomarsino (2003) también se definen límites umbrales para cada nivel de daño, relacionados a los desplazamientos espectrales de la curva de capacidad bilineal idealizada. Sin embargo, en la clasificación de los tipos y niveles de daño probables, se ha adoptado los grados de daño desarrollados por el proyecto RISK-UE e incorporados en la Escala Macrosísmica Europea 1998 (EMS-98). Debido a la influencia global de esta clasificación se ha tomado como referencia para el presente estudio. Una descripción más detallada del método se muestra en la sección 3.5.2.

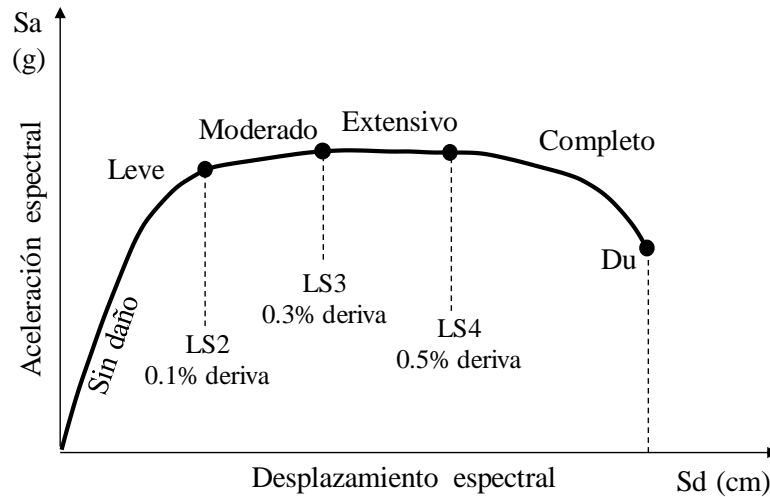


Figura 2.3. (a) Niveles de desempeño en la curva de capacidad (Calvi,1999)

Tabla 2.1. Niveles de desempeño y umbrales de desplazamiento propuestos por Lagomarsino y Penna, (2003).

Estado de daño	Desplazamiento espectral, S_d
Sin daño	$S_d < 0.7D_y$
Leve	$0.7D_y < S_d \leq D_y$
Moderado	$D_y < S_d \leq D_y + 0.25(D_u - D_y)$
Extensivo	$D_y + 0.25(D_u - D_y) < S_d \leq D_u$
Completo	$S_d > D_u$

2.4. Casos de aplicación

Múltiples investigaciones alrededor del mundo han demostrado las enormes ventajas del uso de técnicas de ingeniería inversa para el análisis estructural de construcciones históricas. Un caso resaltante es el de Pesci et al. (2013) quien desarrolló un método para la estimación rápida de deformaciones inducidas por sismos en edificios, mediante el uso de escáner laser terrestre. Se presentó esta herramienta como una técnica adecuada para condiciones de emergencia debido a su rapidez y precisión en la adquisición de datos. El procedimiento incorporaba medidas de corrección por los errores generados durante la medición debido a la distancia de adquisición y los ángulos de incidencia, lo cuales son típicos en estructuras en estado de emergencia. Asimismo, desarrolló procesos para la obtención de mapas morfológicos. El método propuesto fue evaluado mediante su

aplicación en tres casos de estudios: San Giacomo Roncole Campanile (Modena), la torre Asinelli (Bologna) y la Iglesia Cantalovo (Verona). Las tres estructuras se encontraban dañadas por el terremoto en Emilia Romagna (Italia) en el 2012. Los resultados de una de las torres (Figura 2.4) evidenciaron un fuerte cambio de inclinación a los 75m de altura.

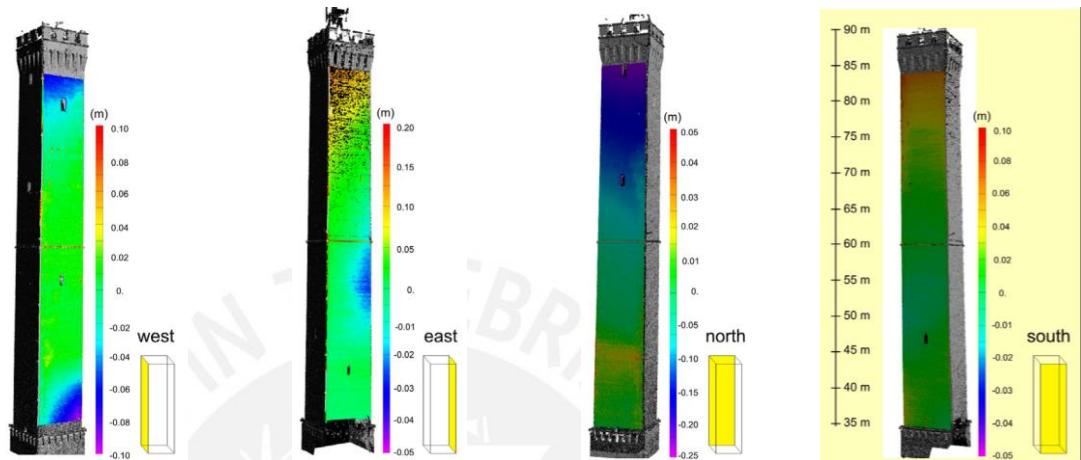


Figura 2.4. Mapa de deformación de la torre Asinelli en el 2010, donde el lado sur muestra un claro cambio de inclinación a unos 75 m de altura (Pesci et al., 2013).

Otro caso de estudio es el de Andreotti et al. (2014) quien presentó un proceso para la identificación de mecanismos de colapso local en el caso de edificios de albañilería no reforzada usando escáner laser. La propuesta se basa en la necesidad de determinar los mecanismos de colapso local para el análisis sísmico de estructuras, usando procedimientos menos arbitrarios que los tradicionales. En ese sentido, se propone usar como criterio las deformaciones, ya que la identificación visual del crack es altamente dependiente del evaluador. El procedimiento propuesto fue aplicado en el centro histórico de Rovere, municipio de Rocca di mezzo, afectado por el terremoto de L'Aquila del 2009. Se estudiaron tres fachadas de tres edificios distintos donde fue posible reconocer los mecanismos de colapso generados por sismos. Los resultados de la evaluación de una de estas fachadas se muestran en la Figura 2.5. Se determinó que los mecanismos eran bastante distintos a los sugeridos en el patrón de crack. Asimismo, se demostró que el procedimiento permite obtener mayor precisión en el cálculo de la aceleración de colapso.

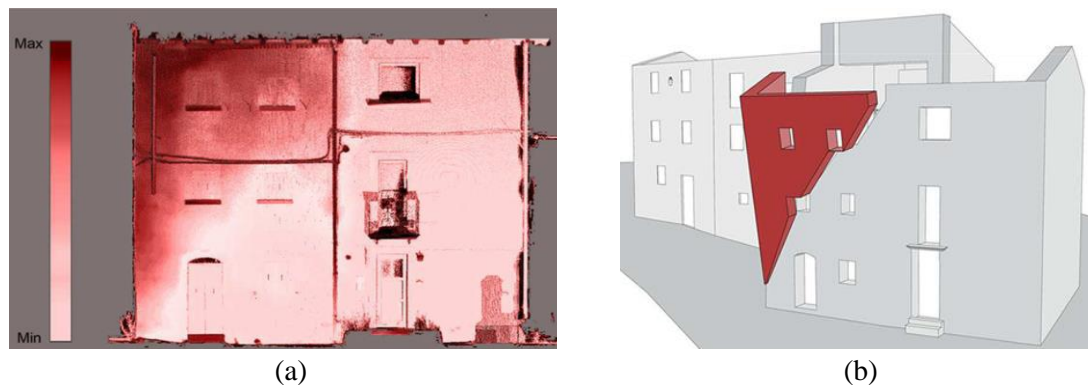


Figura 2.5. Edificio evaluado del centro histórico de Rovere, Rocca di mezzo: (a) Mapa de deformaciones, (b) identificación del mecanismo de colapso (Andreotti et al., 2014).

En Sánchez-Aparicio et al. (2014) se presenta un conjunto de procedimientos basados en escaner laser, fotogrametría y en ensayos de identificación modal con el objetivo de obtener modelos numéricos precisos que permitan identificar y monitorear el daño en las construcciones históricas. Los procesos para la obtención del modelo CAD se presentan en la Figura 2.6. Para la validación de la metodología, se tomó como caso de estudio la Iglesia de San Torcato, ubicada en Guimãres, Portugal. Los resultados demuestran que la combinación de ambas técnicas permite resolver problemas frecuentes como la construcción de modelos CAD precisos y la identificación de grietas y desplazamientos. El uso únicamente del escáner laser no hubiera permitido obtener un modelo completo debido a complicaciones en el acceso a ciertas áreas y a la dificultad para detectar las grietas. Asimismo, el análisis dinámico global de la estructura permitió una calibración confiable del modelo numérico a través de las variables elásticas del sistema.

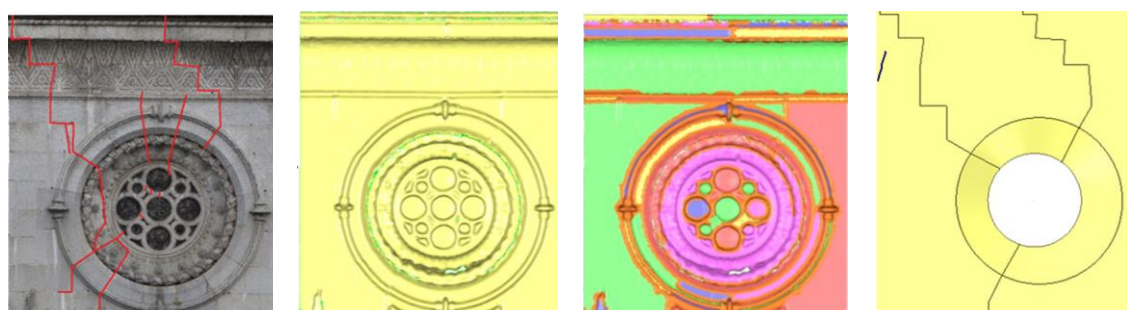


Figura 2.6. Descripción gráfica de la metodología para la obtención del modelo CAD. De izquierda a derecha: nube de puntos, modelo de malla, modelo de segmentación, modelo CAD con detalle de grietas (Sánchez-Aparicio et al, 2014).

En Monforte de Lemos, España, Conde et al. (2016) realiza un análisis estructural de un puente de arco de albañilería considerando la influencia de la geometría de los arcos y el material de relleno en el cálculo de la carga de colapso. La adquisición geométrica se desarrolló utilizando la técnica del escáner laser terrestre. Considerando estos datos reales, se elaboraron varios modelos con diferentes representaciones geométricas y se evaluaron utilizando el enfoque del análisis límite de bloques rígidos y el análisis de elementos finitos no lineal. Asimismo, se analizó la influencia de considerar la contribución del material de relleno, para lo cual se desarrollaron modelos de elementos finitos no lineales que incluían efectos de interacción arco-relleno y modelos de análisis límite. Los resultados obtenidos evidenciaron que los cálculos numéricos realizados en base a idealizaciones de la geometría de los arcos de piedra, usualmente implican sobrestimaciones de la carga de colapso. El caso más notable es el de asumir una geometría totalmente ideal al no considerar las distorsiones de la directriz del arco. La Figura 2.7 muestra el caso de estudio y el mecanismo de falla determinado.

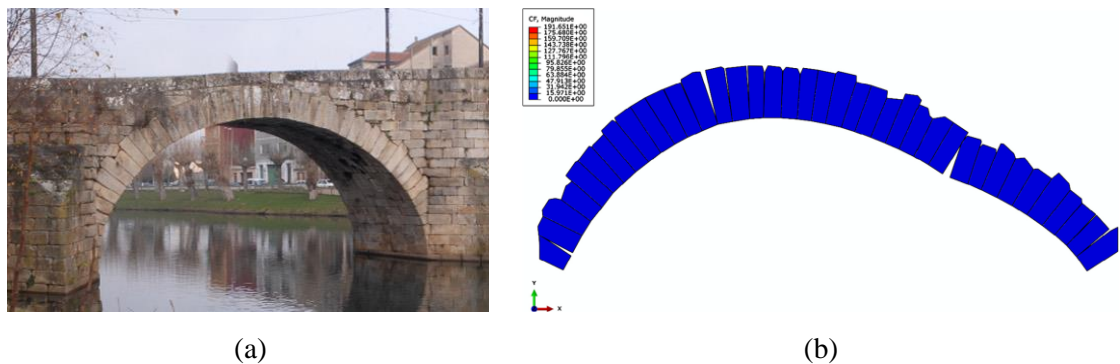


Figura 2.7. Análisis estructural del arco del puente Monforte de Lemos. (a) estructura real, (b) mecanismo de colapso considerando el modelo del arco con efectos geométricos no lineales y geometría real (Conde et al, 2016).

Chácara et al. (2014) presenta un diagnóstico estructural preliminar del complejo arqueológico de adobe Huaca de la Luna basado en investigación in situ y en un análisis numérico. El estudio in situ consistió en la reconstrucción 3D del complejo mediante escáner laser. El modelo obtenido fue usado para una evaluación del daño basada en el patrón de deformaciones de elementos estructurales y también en el análisis numérico. Por otro lado, se desarrollaron ensayos de identificación modal para la caracterización de las propiedades dinámicas en los elementos estructurales representativos (columnas de

adobe). Además, se desarrolló un análisis estático no lineal para identificar la aceleración que conduce al colapso a las columnas. La Figura 2.8 muestra una de las columnas evaluadas, el modelo de elementos finitos construido a partir de la reconstrucción y su estado deformado en el primer modo. En la totalidad del complejo, se realizó un análisis lineal por cargas de gravedad con el objetivo de determinar las zonas con mayores desplazamientos estáticos. Los resultados evidenciaron que existen deformaciones anómalas en zonas específicas del complejo y que una de las columnas evaluadas es vulnerable a eventos sísmicos.

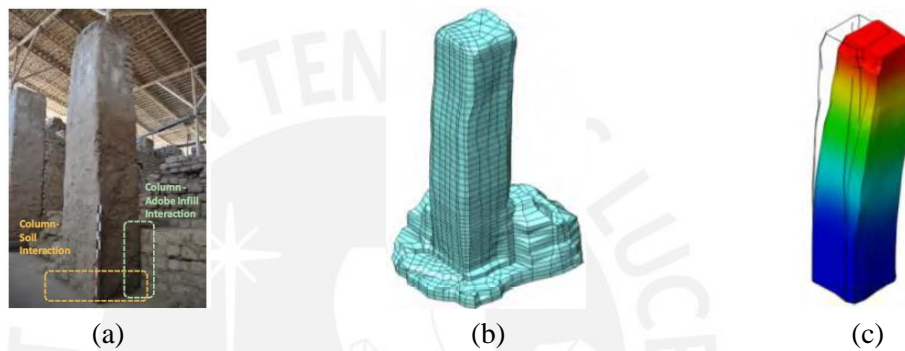


Figura 2.8. Evaluación estructural de una de las columnas evaluadas de la Huaca de la Luna (a) estructura real (b) modelo de elementos finitos (c) estado deformado en el primer modo (Chácara et al, 2014).

Por otro lado, también se han desarrollado investigaciones que incluyen dentro del análisis sísmico, la evaluación del desempeño. Un ejemplo es Valente y Milani (2016) que analiza el comportamiento estructural de ocho torres históricas de albañilería ubicadas en Italia. Se construyeron los modelos 3D detallados de las torres mediante documentación existente y ensayos in situ. Para la evaluación, se ejecutó el análisis dinámico no lineal con acelerogramas reales y diferentes niveles de intensidad sísmica, mostrando los resultados de alta vulnerabilidad en las torres. También se compararon estos resultados con los obtenidos del procedimiento de análisis estático no lineal (método N2) en términos de demanda de desplazamiento y distribución de daños por tracción. Los resultados obtenidos evidenciaron que el procedimiento estático no lineal podría indicar aproximadamente las partes vulnerables de la torre y mostrar las regiones con concentración de daño. Así también, predecir razonablemente la vulnerabilidad sísmica global de la estructura. Finalmente, la comparación entre los resultados obtenidos por los dos enfoques mostró

que el análisis estático no lineal es capaz de evaluar la seguridad estructural sólo cuando no están involucrados fallos de colapso local.

Otro caso es el de Lagomarsino y Cattari (2015) quienes desarrollan un conjunto de directrices para la evaluación sísmica basado en el desempeño de estructuras históricas de albañilería. La metodología inicia con la clasificación de las construcciones y la identificación del método de modelado más conveniente. Para el análisis estructural se adopta un enfoque basado en el desplazamiento utilizando métodos no lineales estáticos, cinemáticos y dinámicos. El método de espectro de capacidad es sugerido en el análisis estático no lineal. Asimismo, se proponen requisitos de seguridad considerando distintos niveles de desempeño relacionados a la seguridad de las personas y a la conservación de la construcción. Además, se recomienda desarrollar un análisis de sensibilidad para optimizar la información de la evaluación in situ y generar factores de seguridad apropiados que permitan reducir la incertidumbre. La metodología también indica procesos de verificación del desempeño, mediante la evaluación de la intensidad sísmica y el periodo de retorno. Se concluye que los resultados de la metodología realizada contribuyen a la verificación de edificaciones patrimoniales de albañilería dentro de un enfoque cuantitativo. Así también, permiten comparar el nivel de riesgo entre diversos bienes patrimoniales con el objetivo de planificar medidas de mitigación.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA



3.1. Introducción

La metodología propuesta se agrupa principalmente en cuatro etapas: la adquisición geométrica, la implementación del Modelo de Elementos Finitos (MEF), la calibración del MEF y la evaluación sísmica. Los subprocesos y el flujo de trabajo se muestran en la Figura 3.1. Bajo el enfoque de la ingeniería inversa, la primera etapa consiste en la adquisición geométrica utilizando Escáner Laser Terrestre (TLS) para el interior de la estructura, fotogrametría aérea para las zonas altas y fotogrametría terrestre para las zonas bajas o con problemas de oclusión. El levantamiento geométrico con cada una de las técnicas mencionadas involucra los procesos de planeamiento, adquisición y registro de los datos adquiridos, obteniendo como resultado un modelo tridimensional híbrido basado en nubes de puntos. La segunda etapa describe el proceso para la construcción de un modelo CAD a partir la nube puntos adquirida y su subsecuentemente discretización para la generación del modelo de elementos finitos. También se propone complementar el MEF con información obtenida en ensayos in-situ, en laboratorio o en estudios similares previos. En la tercera fase de la metodología se ejecuta la calibración del MEF, utilizando como base información experimental obtenida en ensayos de identificación modal. El proceso de calibración se desarrolla mediante la actualización de la información inicial de entrada al MEF (propiedades de los materiales, cargas, condiciones de borde, fisuración y otros tipos de daño en la estructura) hasta determinar resultados similares a los experimentales. La obtención de un modelo representativo conduce a la etapa final que consiste en la evaluación del desempeño sísmico basado en el desplazamiento. Para ello se adopta el método N2 y el proceso de evaluación de daño desarrollado por Lagomarsino (2003).

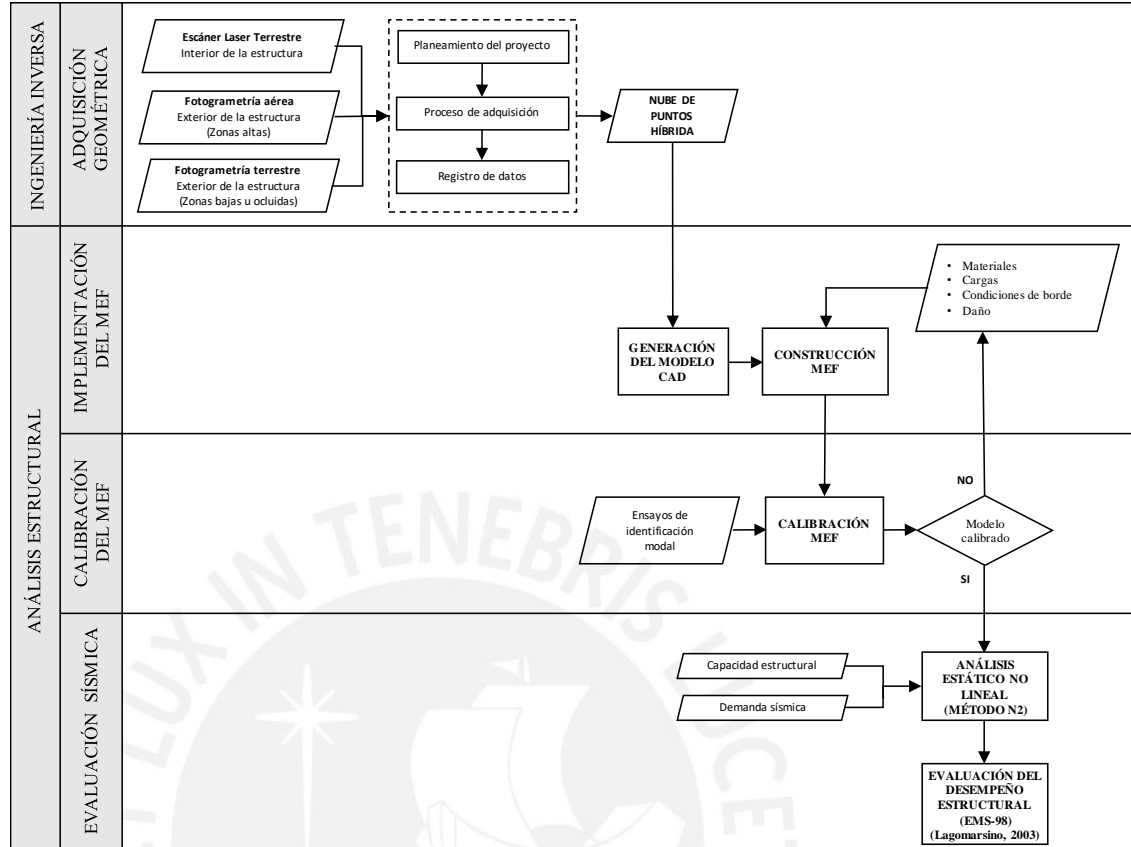


Figura. 3.1. Metodología para la evaluación sísmica de construcciones históricas usando ingeniería inversa y análisis estructural.

3.2. Levantamiento geométrico

La metodología propone el uso de dos diferentes métodos para la adquisición de información geométrica: escáner laser terrestre (TLS) para obtener información 3D del interior de la construcción y fotogrametría para la adquisición de datos de las zonas altas del exterior de la estructura y otras áreas con posibles oclusiones. El TLS es considerada la herramienta más poderosa para modelar y reconstruir monumentos en tres dimensiones (Guidi et al., 2006) (Yastikli, 2007), debido a su rápida y precisa adquisición de la información geométrica de la estructura. Sin embargo, presenta limitaciones para la adquisición de superficies fuera del rango de visión del sistema, como es el caso de los techos y otras zonas altas de una edificación (Arce et al., 2016). La fotogrametría ha sido una herramienta comúnmente utilizada para la digitalización de modelos 3D en diferentes aplicaciones debido al rápido proceso de adquisición y bajo costo de los equipos (Remondino, 2011) (De Reu et al., 2013). Asimismo, el equipo es fácil de transportar y

ofrece la posibilidad de adquirir información de lugares elevados. La combinación de estas dos tecnologías permite una adquisición eficiente y confiable de datos, permitiendo cubrir áreas que no eran accesibles con una sola técnica (Sánchez-Aparicio et al., 2014).

El registro de estructuras con TLS requiere el uso de una metodología apropiada para proporcionar modelos 3D completos y confiables. Esta metodología consiste principalmente en tres pasos: planificación del proyecto de escaneo, proceso de adquisición y registro de datos. La primera fase implica la definición del número de estaciones necesarias del escáner y sus ubicaciones. Esto permite evitar oclusiones con el fin de cubrir completamente el objeto estudiado de manera eficiente (Riveiro et al., 2016). También es necesario determinar la resolución de la nube de puntos, la cual está relacionada a la resolución angular del instrumento y la distancia desde el objeto al escáner. Asimismo, el uso de targets y sus localizaciones debe ser definido. Los targets son puntos de control ubicados como referencia en el área de trabajo, los cuales permiten la combinación de todas las nubes de puntos adquiridas en un modelo con un único sistema de coordenadas. El segundo paso es el proceso de adquisición en las ubicaciones determinadas en el paso previo. Este proceso requiere la calibración del TLS y la configuración de los parámetros de resolución en cada posición de escaneo. La nube de puntos y las imágenes digitales son la data resultante que proporciona información sobre la geometría de la estructura y el color en cada punto de la nube, respectivamente (Arce et al., 2016). El registro de datos es el último paso del proyecto de adquisición geométrica que corresponde a la transformación de la nube de puntos desde un sistema de coordenadas relativo a un Sistema de Coordenadas del Proyecto (PCS). Esta transformación se realiza con la finalidad de generar una nube de punto unificada que integre la información de todos los escaneos. Las técnicas comúnmente utilizadas para el registro de las nubes de puntos utilizan puntos de control y enfoques basados en la superficie. El alineamiento con el primer procedimiento consiste en conocer las coordenadas espaciales de al menos tres puntos comunes entre las nubes de puntos y determinar los parámetros de rotación y traslación. Cuando no es posible colocar targets artificiales en el área de escaneo, se puede usar el registro por aproximaciones basadas en superficies. El método más común es Iterative Closest Point (ICP) (Besl y McKay, 1992), que permite estimar con precisión el registro sin utilizar puntos de correlación, y después de una alineación aproximada

(utilizando métodos manuales o con procedimientos automáticos) (Riveiro et al., 2016) (Castellazzi et al., 2015) (Kraus, 2007).

La reconstrucción 3D con fotogrametría aérea exige la aplicación de procesos que permitan minimizar el número de fotografías y resolver problemas como los cambios de escala y la presencia de áreas ocluidas (Mozas-Calvache et al., 2012). Por lo tanto, se propone considerar los siguientes tres pasos para la adquisición: planificación de proyectos de vuelo, adquisición de fotografías aéreas y registro de datos. La planificación del proyecto comprende la identificación de áreas alrededor de la estructura donde será realizado el vuelo y la definición del nivel de detalle deseado en estas áreas. Este paso permite determinar si la trayectoria de vuelo debe centrarse en sectores específicos de la estructura (Arce et al., 2016). Además, es necesario determinar el ángulo de inclinación de la cámara y la distancia entre las fotografías para obtener al menos un 60% de solapamiento lateral y un 80% de superposición en los extremos superior e inferior (AgiSoft, 2016). El uso de puntos de control (GCPs) debe definirse en este paso. Este es un método normalmente utilizado para lograr una georreferenciación 3D absoluta de la más alta calidad y con precisión geométrica (AgiSoft, 2016). Otra opción es extraer distancias de referencia entre dos puntos conocidos para escalar el modelo de una manera absoluta (De Reu et al., 2013). En el segundo paso, las imágenes aéreas se adquieren utilizando el plan de proyecto previamente desarrollado. El proceso se ejecuta mediante la adquisición de fotografías convencionales de la estructura, tomadas con cámaras sin pre-calibración. Una primera colección de fotografías se adquiere lo más global posible y la segunda sesión se centra en la toma de imágenes de cerca y en áreas donde es necesario mayor detalle, definidas en el paso anterior. Por último, el registro de datos es generado utilizando un proceso totalmente automatizado en Agisoft PhotoScan (AgiSoft, 2016). Antes de comenzar con la alineación de las imágenes se recomienda un pre-procesamiento de las fotografías, ya que los resultados están relacionados con la calidad de la imagen. En este paso, se incluyen imágenes con objetos enmascarados (por ejemplo, sombras u objetos desplazados), con falta de información sobre la textura o en casos en los que la variación de la textura es mínima (De Reu et al., 2013). El procesamiento de alineación se realiza utilizando una Estructura desde el Enfoque del Movimiento (SFM) (Szeliski y Kang, 1994) (Spetsakis y Aloimonos, 1991) y el resultado es una nube de puntos escasa.

La precisión de la alineación de las imágenes debe comprobarse en este paso ya que la nube de puntos resultante representa la geometría de la estructura. El último proceso consiste en convertir la nube de puntos dispersa en una nube de puntos densa mediante un procedimiento automático en Agisoft PhotoScan.

La fotogrametría terrestre se realiza en áreas de baja altura de la estructura con el fin de completar la información de áreas ocluidas que no pueden ser adquiridas por fotogrametría aérea. La adquisición de datos debe realizarse sobre un trípode fotográfico y siguiendo requisitos similares a los de la técnica aérea: es necesario considerar un solapamiento lateral del 60% y uno superior e inferior del 80% como mínimo, una buena iluminación y la ubicación de al menos dos marcadores con una distancia conocida entre ellos sobre el objeto (AgiSoft, 2016). El registro de datos se desarrolla utilizando el mismo proceso de la técnica explicada previamente.

Finalmente, la nube de puntos híbrida se genera mediante el proceso de combinación de todos los datos obtenidos en cada técnica y su conversión en un modelo 3D unificado. Esta etapa toma como base el algoritmo ICP, que permite el registro de la nube de puntos utilizando la geometría de dos conjuntos de datos y sin utilizar puntos de control.

3.3. Implementación del MEF

Una vez que se ha completado el proceso de registro, la nube de puntos resultante necesita ser reeditada en un software CAD, con la finalidad de obtener un modelo adecuado para el análisis estructural. El procedimiento común de la generación de la malla presenta algunos problemas como vacíos en el modelo, ángulos extremadamente agudos y líneas partidas, lo que dificulta la convergencia a una solución en el análisis por elementos finitos (Riveiro et al., 2016). Un software CAD pueden evitar estos problemas debido a las líneas rectas y modelos más cerrados que estos programas pueden generar (Laefer et al., 2011). La generación del modelo CAD comienza con la definición de líneas de contorno o secciones de corte, tomando como referencia la nube de puntos, lo que proporciona la ubicación, el tamaño y la forma de los elementos estructurales. A continuación, se realiza el proceso de extrusión de las líneas de contorno. En este paso es necesario considerar una perfecta coincidencia entre los volúmenes generados para evitar la creación de sólidos

problemáticos, que dificulten la generación de una malla de elementos finitos apropiada. Finalmente, todos los volúmenes que representan elementos estructurales con los mismos materiales se combinan usando operaciones booleanas. El resultado es un modelo CAD preciso y eficiente para la construcción del MEF.

El método de elementos finitos es aplicado en el proceso de generación del modelo numérico. Este tipo de modelamiento representa el método más valioso cuando se necesita un compromiso entre la precisión y la eficiencia (Lourenço, 2009). La estructura se discretiza utilizando elementos tetraédricos, los cuales son los más adecuados para modelos con alto nivel de detalle como los resultantes de la metodología TLS y Fotogrametría (Sánchez-Aparicio et al., 2014). Según Taliencio et al. (2007), este tipo de elementos finitos proporciona gran flexibilidad para adaptarse a la geometría y una gran compatibilidad con los algoritmos de mallado automático.

3.4. Calibración del MEF

El modelo numérico debe ser ajustado por un proceso de calibración para simular de cerca el comportamiento real de la estructura. En este sentido, es necesario obtener datos de ensayos experimentales para optimizar el modelo numérico. Entre las diferentes pruebas in situ no destructivas utilizadas en edificios históricos, el ensayo de identificación modal (OMA) es la técnica más popular que tiene como objetivo caracterizar las propiedades dinámicas de la estructura (frecuencias naturales, coeficientes de amortiguamiento y modos de forma) (Sánchez-Aparicio et al., 2014). Una vez conocidas las propiedades dinámicas de la estructura mediante el ensayo de identificación dinámica, las propiedades mecánicas del modelo numérico como la masa, la rigidez y el amortiguamiento deben ser calibradas de tal manera que los parámetros numéricos (frecuencias y modos de forma) sean cercanos a los experimentales. Uno de los criterios más populares para la comparación cuantitativa de vectores modales es el Criterio de Correlación Modal (MAC), que se define en la relación 3.1 (Allemang y Brown, 1982). Se encuentra limitado entre 0 y 1, con 1 indicando total consistencia entre los modos de forma comparados.

$$MAC_{u,d} = \frac{[(\varphi_i^u)^T(\varphi_i^d)]^2}{(\varphi_i^u)^T(\varphi_i^u)(\varphi_i^d)^T(\varphi_i^d)} \quad (3.1)$$

Donde φ_i^u y φ_i^d representan los vectores de forma experimental y numérico respectivamente, para un modo de vibración i .

3.5. Evaluación sísmica

A partir del modelo numérico calibrado obtenido en el paso previo, se propone realizar un análisis sísmico de la estructura utilizando el método N2 desarrollado por Fajfar, el cual es actualmente recomendado por el Eurocódigo 8. El objetivo de adoptar este método es determinar el desplazamiento de demanda de la estructura ante diferentes escenarios sísmicos. Con el resultado de este análisis, se desarrollará una evaluación del desempeño sísmico utilizando los niveles de daño propuestos en la Escala Macrosísmica Europea 1998 (EMS-98) y las relaciones de demanda de desplazamiento y nivel de daño de Lagomarsino (2003).

3.5.1. Análisis estático no lineal

Se sugiere un análisis estático no lineal considerando cargas horizontales incrementales monótonicamente, que representen las fuerzas inerciales producidas por un terremoto (Eurocódigo 8, 2004). La distribución de carga utilizada es un patrón uniforme proporcional a la masa independientemente de la distribución de altura en la estructura. Se escoge este patrón debido a su buena representatividad en el caso de estructuras de albañilería con diafragma flexible (Endo et al, 2016). En cuanto a la ubicación del punto de control se deberá escoger el nivel de la estructura con mayor desplazamiento y en el muro donde el colapso ocurra primero, como se indica en (Lagomarsino y Cattari, 2015). Esta recomendación se basa en la importancia de una correcta elección del punto de control en el caso de estructuras de albañilería con diafragma flexible. En este tipo de estructuras los resultados son altamente dependientes de la ubicación del punto de control debido a las diferentes rigideces y esfuerzos en los muros de albañilería. Con los resultados del análisis, se determina la relación fuerza-desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF), denominada curva de capacidad. Para ello, se utiliza la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en el punto de control, en la dirección de las cargas aplicadas. Luego, esta curva de capacidad obtenida debe ser transformada a un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF). Para este proceso de conversión, el supuesto más crítico de la metodología N2 es suponer que el modo de forma Φ es

constante durante toda la respuesta estructural debido a movimientos del suelo (Fajfar, 2000). A partir de Fajfar (2000), se han adoptado las siguientes ecuaciones:

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (3.2)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.3)$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i^2}{\sum m_i \Phi_i^{*2}} \quad (3.4)$$

Donde D^* y F^* son el desplazamiento y la fuerza del sistema equivalente SDOF. D y V representan el desplazamiento del punto de control y la cortante basal del modelo MDOF. Γ es el factor de participación, m^* está relacionado con la masa equivalente del sistema SDOF y Φ_i representa el vector de modo de forma en el nivel de historia 'i', que se normaliza a 1 con respecto al punto con mayor desplazamiento. La curva de capacidad en formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) se determina dividiendo las fuerzas del diagrama del SDOF equivalente por la masa equivalente m^* como se muestra en la relación 3.5. El espectro de capacidad obtenido debe ser idealizado a una curva equivalente bilineal perfectamente elasto-plástica para permitir la transformación de los espectros de demanda elástica a una curva inelástica. El requisito principal para la construcción de la curva bilineal es asegurar que la demanda total de energía sea la misma en la curva de capacidad original y en el diagrama idealizado. En este sentido, las áreas correspondientes a cada curva deben coincidir. Además, FEMA 440, (2005) propone que la porción elástica de la curva idealizada debe cruzar la curva de capacidad al 60% de la fuerza de rendimiento propuesta (F_y).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.5)$$

Por otro lado, la demanda sísmica debe ser obtenida a partir de un análisis del peligro sísmico usando el enfoque de la Norma Técnica Peruana de Edificación E.030 (Reglamento Nacional de Construcciones, 2006). Además, es necesario transformar esta curva de respuesta de aceleración en un formato ADRS, con la finalidad de poder

comparar la demanda sísmica con la capacidad estructural. La ecuación 3.6, propuesta por Fajfar, permite esta transformación para sistemas SDOF. S_{ae} y S_{de} representan los valores de la aceleración espectral elástica y el desplazamiento espectral, respectivamente, correspondientes al período de vibración T y una relación de amortiguamiento viscoso fija.

$$S_{de} = \frac{2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.6)$$

Para obtener la demanda de desplazamiento S_d del sistema SDOF, los espectros de demanda y de capacidad deben trazarse en el mismo gráfico, de acuerdo al método N2. El procedimiento gráfico se muestra en la Figura 3.2. La región elástica de la curva bilineal (T^*) se extiende y se intersecta con el espectro de demanda elástico. Esto define la demanda de aceleración requerida para el comportamiento elástico (S_{ae}) y también la demanda de desplazamiento elástico (S_{de}). S_{ay} es la aceleración del límite elástico, que a su vez representa la demanda de aceleración y la capacidad del sistema inelástico. El factor de reducción R_μ y las demandas de ductilidad pueden determinarse mediante las relaciones 3.7 y 3.8. En un primer caso en el que el periodo elástico es mayor o igual al periodo de movimiento del suelo (T_c), la demanda de ductilidad y R_μ tienen el mismo valor. Asimismo, la demanda inelástica de desplazamiento es igual a la demanda elástica de desplazamiento. Esto se puede observar en las ecuaciones 3.9 y 3.10. Si el período elástico del sistema es menor que T_c , la demanda de ductilidad se obtiene mediante las ecuaciones 3.11 y 3.12.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (3.7)$$

$$\mu = \frac{S_d}{D_y^*} \quad (3.8)$$

$$\mu = R_\mu \quad * \geq T_c \quad (3.9)$$

$$S_d = S_{de} \quad (3.10)$$

$$\mu = 1 + (R_{\mu} - 1) \frac{T_c}{T^*} \quad T^* \leq T_c \quad (3.11)$$

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{\mu} \left(1 + (R_{\mu} - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (3.12)$$

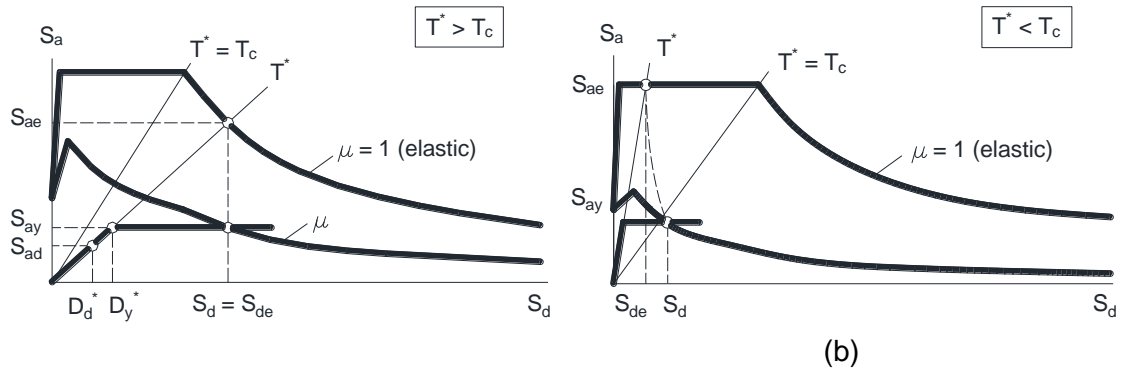


Figura 3.2. Estimación gráfica de la demanda de desplazamiento a partir del método N2 comparando espectros de demanda elástica e inelástica con el diagrama de capacidad: (a) $T^* \geq T_c$, (b) $T^* \leq T_c$. Adaptado de Fajfar, (2000).

3.5.2. Evaluación del desempeño sísmico

Se propone evaluar el desempeño sísmico en base al nivel de daño que puede presentarse en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en los componentes no estructurales. El proceso consiste en categorizar el nivel moderado de daño en la estructura sobre la base de los resultados de un análisis pushover. Para la clasificación de los tipos y niveles de daño probables, se ha adoptado los grados de daño desarrollados por el proyecto RISK-UE e incorporados en la Escala Macrosísmica Europea 1998 (EMS-98). El objetivo de estos niveles es permitir una relación más clara entre el nivel de daño observado y la magnitud del evento sísmico. Una descripción gráfica de cada uno de estos grados aplicados a edificaciones de albañilería se muestra en la Figura 3.3. Por otro lado, Lagomarsino (2003) ha definido límites umbrales para cada nivel de daño, relacionados a los desplazamientos espectrales de una curva de capacidad bilineal idealizada, como se muestra en la Tabla 3.1 y la Figura 3.4. Estos límites proporcionan una estimación de la demanda de desplazamiento total requerida para un cierto nivel de daño en la estructura.

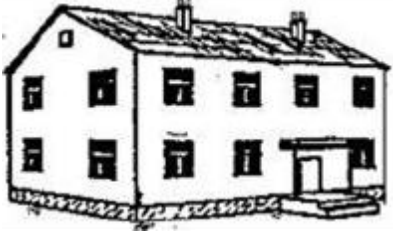




Clasificación de daños para edificios de albañilería	
	<p>Grado 1: Daño despreciable a leve (daño no estructural, daño ligero en elementos no estructurales). Fisuras en muy pocos muros. Caída de pequeñas piezas de recubrimiento. Pocos casos de caídas de elementos sueltos en las partes superiores de los edificios.</p>
	<p>Grado 2: Daño moderado (daño estructural leve, daño en elementos no estructurales moderado). Grietas en varios muros. Caída de piezas grandes de recubrimiento.</p>
	<p>Grado 3: Daño sustancial a fuerte (daño estructural moderado, daño fuerte en los elementos no estructurales). Grietas prolongadas y generalizadas en la mayoría de los muros. Falla de elementos no estructurales individuales (particiones, tímpanos).</p>
	<p>Grado 4: Daño muy fuerte (daño estructural fuerte, daño en elementos no estructurales muy fuerte). Falla seria de muros, falla parcial estructural de techos y muros.</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (Daño estructural muy fuerte). Total, o cerca al colapso.</p>

Figura 3.3. Grados de daño (EMS-98).

Tabla 3.1. Límites umbrales de daño (Lagomarsino, 2002)

Grado de daño	Límite de daño	Relación con el diagrama de capacidad
Leve	S_{d1}	$0.7S_{dy}$
Moderado	S_{d2}	S_{dy}
Sustancial a fuerte	S_{d3}	$0.125S_{dy}$
Muy fuerte	S_{d4}	$0.25S_{du}$
Destrucción	S_{d5}	$0.5S_{du}$

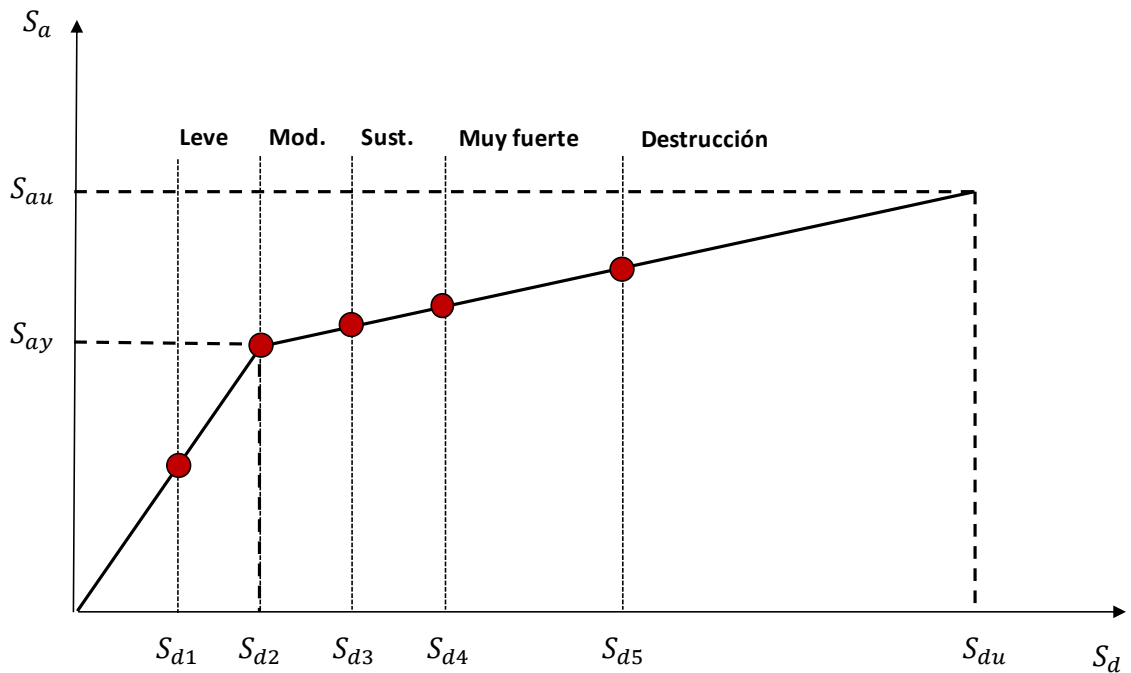
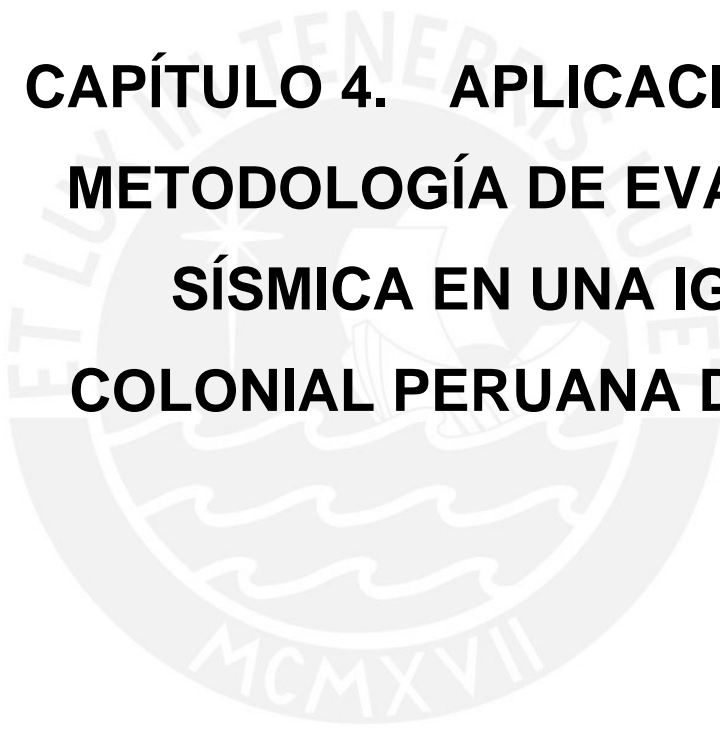


Figura 3.4. Sectorización del diagrama de capacidad según los niveles de daño (Irizarry, 2004).



**CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA
METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN
SÍSMICA EN UNA IGLESIA
COLONIAL PERUANA DE ADOBE**

4.1. Iglesia San Juan Bautista de Huaro

San Juan Bautista de Huaro es una iglesia peruana ubicada a 42 km de la ciudad de Cusco. Fue construida por la Congregación Jesuita española a finales del siglo XVI y principios del XVII (Ruta del Barroco Andino, 2016) (World Monument Fund, 2016). El estilo de este templo es renacentista y se destaca por sus impresionantes pinturas murales, que cubren todos los techos y paredes del interior de la iglesia, lo que demuestra una fusión del estilo andino y el arte colonial (Ruta del Barroco Andino, 2016) (World Monument Fund, 2016), como se muestra en las Figuras 4.1c y 4.1d. Debido a muchos años de abandono combinado con alta actividad sísmica, la iglesia se ha encontrado en mal estado durante mucho tiempo (World Monument Fund, 2016). Entre el 2001 y el 2009, se llevaron a cabo trabajos de conservación por la World Monument Fund y el Ministerio de Cultura, los cuales estuvieron principalmente enfocados en la restauración de las pinturas murales.

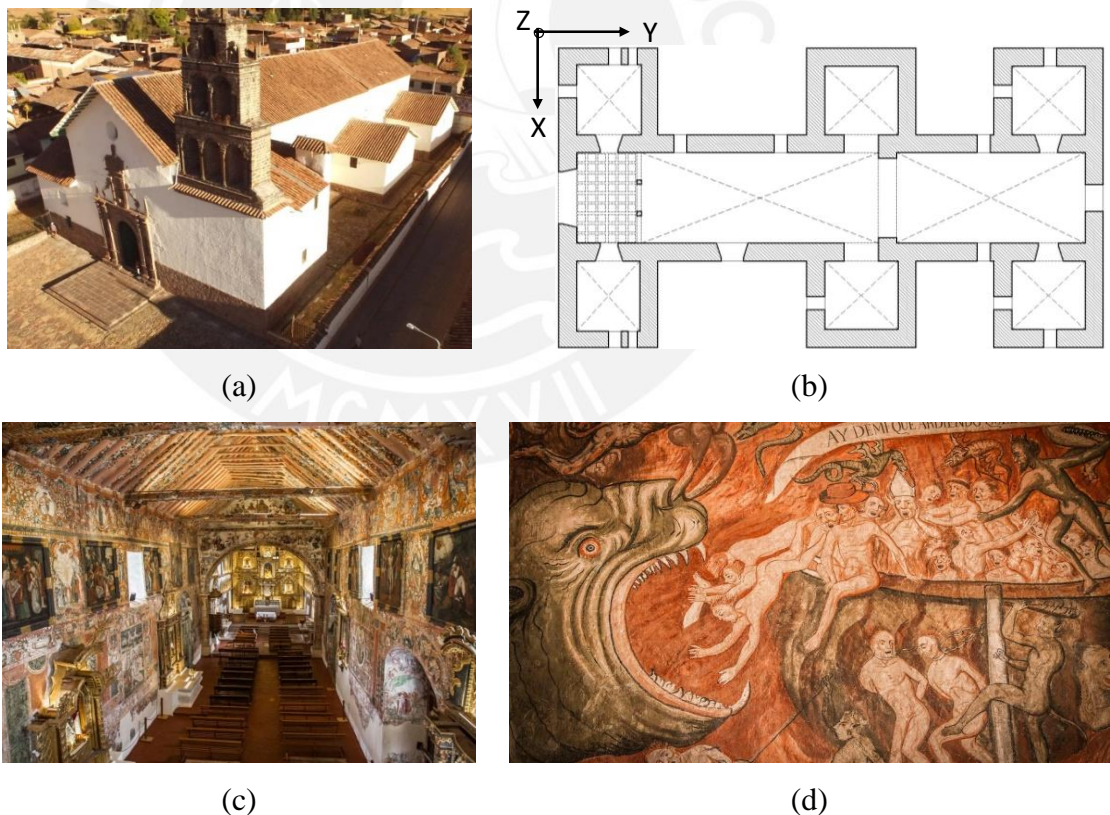


Figura 4.1. Iglesia San Juan Bautista de Huaro: (a) vista exterior, (b) vista en planta, (c) vista interior y (d) muestra de pintura mural (Ruta del Barroco Andino, 2016).

La iglesia está compuesta de una nave alargada, un presbiterio, un coro, una espadaña y seis capillas laterales unidas a la nave a modo de contrafuertes. Estos componentes se pueden observar en la vista isométrica y la vista en planta de la iglesia (Figuras 4.1a y 4.1b). Dentro del templo, un arco triunfal separa el presbiterio de la nave y un sistema de arcos apoyados sobre pilares trabajan como soporte para el coro alto. El sistema estructural de la iglesia está compuesto por paredes de adobe con un espesor promedio de 1,6 m y 11 m de altura. La cimentación es de albañilería de piedra y el sistema de techo es un arreglo de madera a dos aguas conocido como 'par y nudillo'. Las paredes longitudinales están conectadas por pares de vigas de madera a lo largo de la nave y el presbiterio. Asimismo, la portada y la espadaña están contruidos en base a albañilería de piedra.

4.2. Levantamiento geométrico

El modelado 3D se realizó mediante TLS y fotogrametría. La información dentro de la iglesia fue adquirida empleando el TLS. La fotogrametría aérea se utilizó para recopilar información de las zonas altas exteriores de la iglesia. Las áreas bajas fueron adquiridas usando fotogrametría terrestre debido a la presencia de una pared perimetral que no permitió el uso de vehículos aéreos no tripulados (UAV). La metodología utilizada se ha explicado en el capítulo 3.2.

El escaneo se llevó a cabo utilizando un Leica ScanStation C10. Se realizó en seis sesiones individuales considerando las distancias de barrido alrededor de 5-10 m entre sí. La primera sesión se realizó frente a la fachada frontal, mientras que las sesiones restantes se realizaron en lugares estratégicos dentro de la iglesia para adquirir de la mayor cantidad de información. En este caso no se utilizaron puntos de control, por tanto, los datos de las sesiones de escaneo se combinaron utilizando el método Iterative Closest Point (ICP) en el software Cyclone Leica [30]. La nube de puntos obtenida presentó un total de 23.683.162 puntos. Las figuras 4.2a y 4.2b muestran el modelo del interior de la iglesia resultante de la adquisición con TLS.



Figura 4.2. Generación de la nube de puntos híbrida usando fotogrametría y TLS: adquisición del modelo interior con TLS (a) vista isométrica, (b) corte A-A; construcción del modelo exterior con fotogrametría (c) vista isométrica, (d) elevación; y generación del modelo híbrido (e) vista isométrica, (f) corte B-B.

La fotogrametría aérea se desarrolló empleando un cuadricóptero DJI Inspire 1 con una cámara de 12 MP y 20 mm de lente. Un total de 28 fotografías aéreas fueron tomadas desde fuera de la iglesia, considerando un ángulo de inclinación de la cámara de 45° y una distancia media entre las fotografías de 20m. También se utilizó una distancia media de 30 m entre la cámara y la superficie. La fotogrametría terrestre se realizó con una cámara digital Sony Nex 7 de 23 MP. Se adquirieron 294 fotografías terrestres, tomadas

principalmente en las esquinas de la nave y las capillas, así como en la pared posterior de la iglesia. En cada posición, las fotografías se tomaron a una altura de 2 m considerando tres ángulos de inclinación diferentes: 45° , 0° y -45° . La distancia de la cámara a la superficie de la iglesia fue de 5 m y la distancia media entre las fotografías fue de 2 m. Tanto en la fotogrametría aérea como en la terrestre no se utilizaron puntos de control para la georreferenciación. En su lugar se tomaron distancias de referencia entre dos puntos conocidos para escalar el modelo de una manera absoluta. El proceso de alineación de los datos adquiridos con ambas herramientas se realizó mediante SFM, obteniendo como resultado una nube de puntos dispersa de 60.877 puntos. A partir de este modelo fue posible determinar la nube de puntos densa mediante un procedimiento automatizado en Agisoft PhotoScan. La nube resultante presentó 68.837.359 puntos y se muestra en las Figuras 4.2c y 4.2d.

La combinación de los modelos obtenidos con escáner laser y fotogrametría se realizó mediante el algoritmo ICP, el cual como se ha mencionado anteriormente permite el registro de la nube de puntos utilizando la geometría de dos conjuntos de datos y sin utilizar puntos de control. En las Figuras 4.2e y 4.2f, se presenta el modelo final, generado mediante la combinación de información geométrica externa e interna de la iglesia, obtenida con fotogrametría y TLS, respectivamente.

4.3. Implementación del MEF

Una vez que la nube de puntos fue obtenida, esta se reeditó en un software CAD con la finalidad de obtener un modelo adecuado para el análisis numérico. El proceso de construcción del modelo CAD inició con la adquisición de líneas de contorno a partir de cortes ortogonales en la nube de puntos, las cuales permitieron identificar el tamaño y forma de los elementos estructurales. Luego las líneas fueron extruidas considerando perfecta coincidencia entre los volúmenes generados de manera que se evite la creación de elementos problemáticos en el MEF. Finalmente, los volúmenes que correspondían a elementos con los mismos materiales fueron combinados usando operaciones booleanas. El modelo sólido resultante se conformó únicamente de cuatro volúmenes: la espadaña, el cuerpo de iglesia, las vigas de amarre, y la cimentación junto con la portada. Los tres pasos del proceso mencionado se muestran en la Figura 4.3 de izquierda a derecha.



Figura 4.3. Proceso de generación del modelo CAD. De izquierda a derecha: (a) definición de las líneas de contorno, extrusión y modelo final combinado.

El modelo de elementos finitos de la iglesia fue posteriormente construido en DIANA TNO [32]. Los muros de Adobe, vigas de madera, cimientos de piedra y espadaña fueron modelados utilizando elementos tetraédricos (TE12L) con un tamaño medio de 0,40 m. El techo no fue modelado debido a la complejidad de simular las conexiones giratorias y deslizantes siguiendo las sugerencias de Fonseca & D 'Ayala (2012). Sin embargo, el peso del sistema de techo se representó mediante masas distribuidas en la parte superior de las paredes. En total, alrededor de 242 888 elementos discretos se obtuvieron en el modelo numérico. La Figura 4.4 muestra una vista isométrica general del MEF desarrollado y también detalles de la malla.

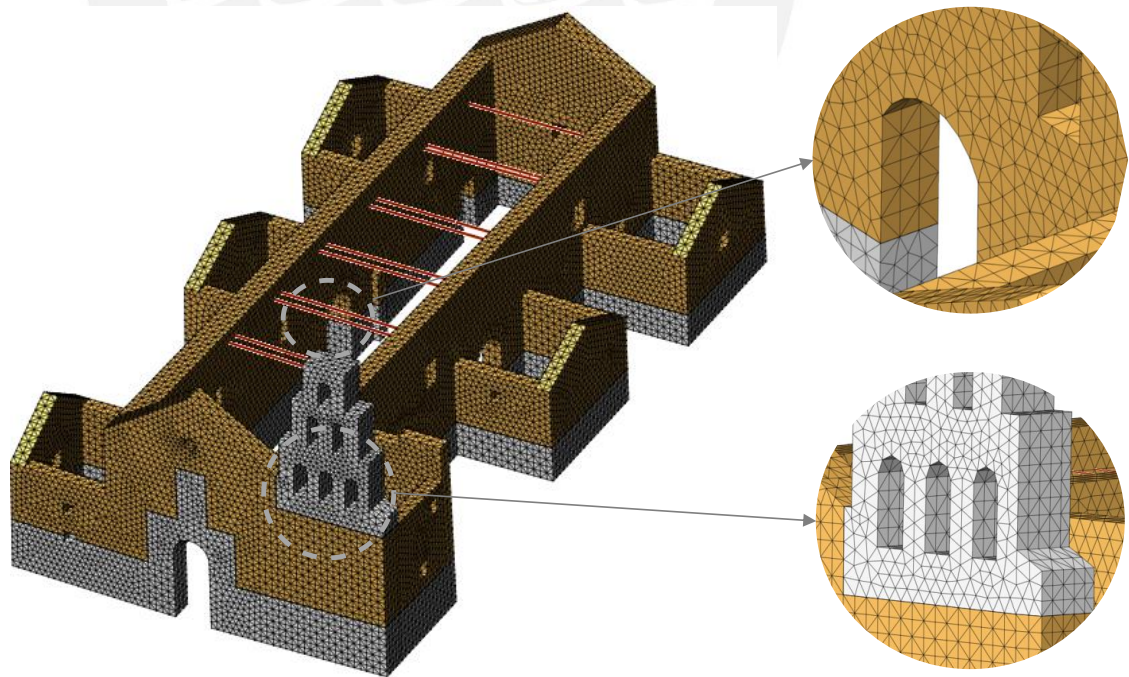


Figura 4.4. Vista isométrica y detalle de la malla del modelo de elementos finitos.

4.4. Calibración del MEF

Para la calibración del modelo de elementos se utilizó información de las propiedades dinámicas de la estructura provenientes de un ensayo de identificación modal. El ensayo de identificación modal consistió en la medición de aceleraciones en veinte grados de libertad del edificio cuya configuración se puede observar en la Figura 4.5a. Los transductores fueron acelerómetros piezoeléctricos con una sensibilidad de 10V /g y un rango dinámico de +/- 0,5g (Figura 4.5b), así como un sistema de adquisición de 24 bits de resolución. La adquisición tuvo en cuenta ratios y tiempos de muestreo de 200 Hz y 10 minutos, respectivamente. Una muestra del trabajo en campo y del procesamiento de los datos adquiridos se presenta en la Figura 4.5c y 4.5d.

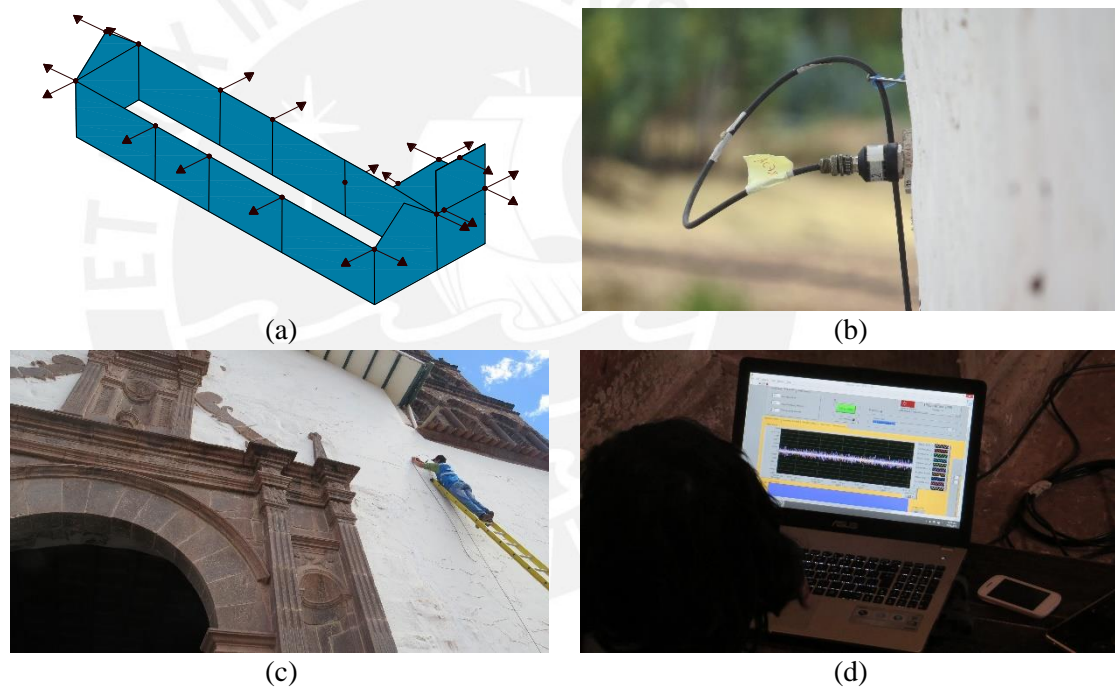


Figura 4.5. Ensayo de identificación modal en la iglesia: (a) Vista esquemática de la configuración de los 20 sensores colocados, (b) acelerómetros utilizados, (c) muestra del trabajo de campo y (d) procesamiento de datos.

El procesamiento de datos se llevó a cabo utilizando la técnica de Identificación Subespacial Estocástica (SSI) implementada en ARTeMIS (SVS, 2015). Este paso permitió identificar las cinco primeras formas modales del edificio que se presentan en la Figura 4.6. Como se muestra, el movimiento del primer modo se concentra en la espadaña, mientras que los tres modos siguientes consisten en la vibración en traslación de la nave.

El quinto modo muestra un movimiento fuera del plano de los tímpanos, de las dos fachadas y de la espadaña.

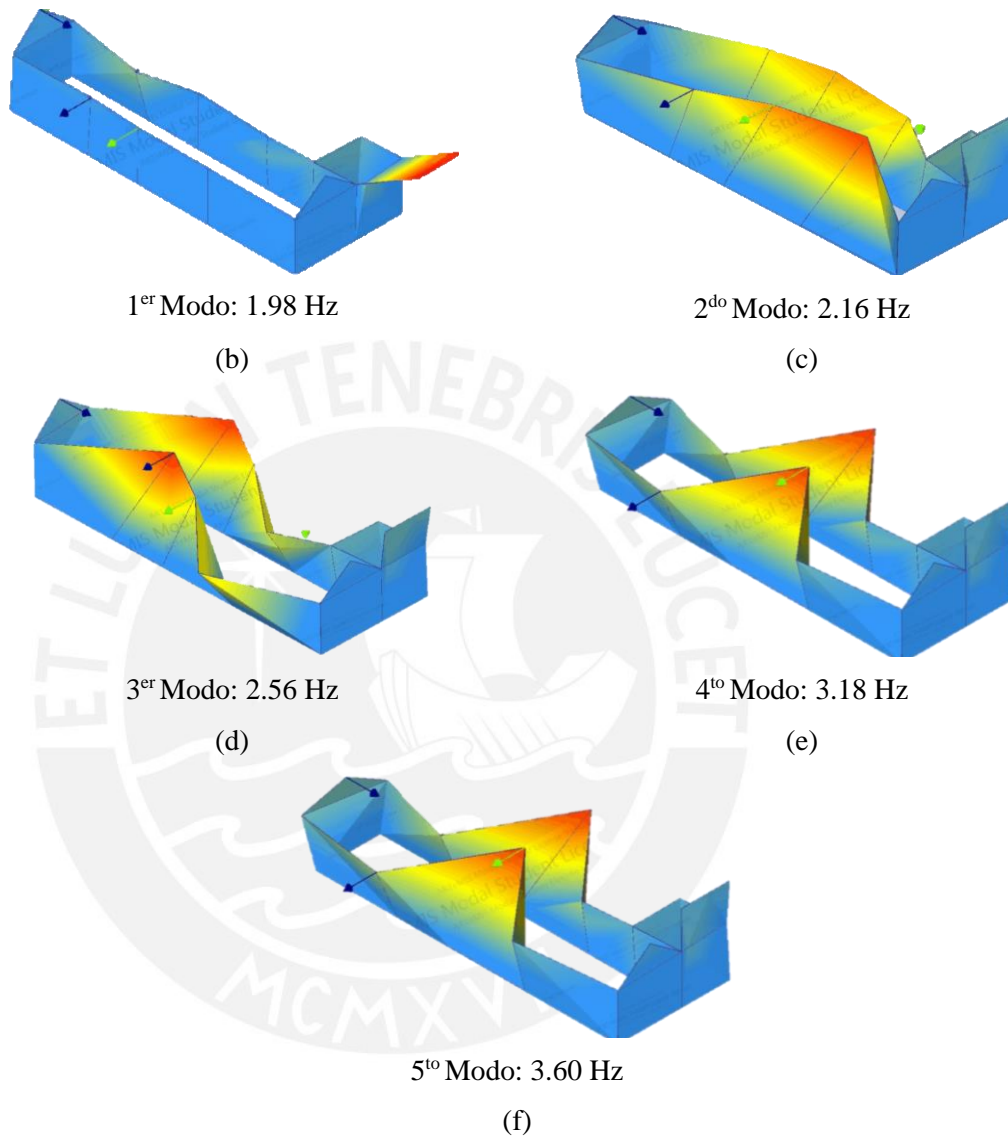


Figura 4.6. Ensayo de identificación modal en la iglesia: (a) vista esquemática de la configuración de los 20 GDL, (b) primera, (c) segunda, (d) tercera, (e) cuarta y (f) y quinta forma modal.

Una vez obtenidos experimentalmente los parámetros dinámicos de la estructura, se llevó a cabo el proceso de calibración del modelo numérico. La calibración consistió en un análisis paramétrico en el que se consideró como variables las propiedades mecánicas de los materiales y la conectividad de los elementos estructurales. Se prepararon diferentes

modelos para evaluar por separado las variables consideradas y descartar las que no influían en el acercamiento de los resultados del análisis modal (analítico) con los del ensayo de identificación modal (experimental). Los cambios globales en el comportamiento dinámico de cada modelo se midieron considerando las diferencias de frecuencias y formas modales, tomando como referencia los resultados experimentales. El criterio de correlación modal – MAC fue empleado con la finalidad de evaluar estas diferencias. Para una comparación gráfica entre las frecuencias experimentales y numéricas, y los valores MAC, se utilizó el gráfico FMAC.

El análisis partió de un modelo base (M1) con propiedades tomadas de un trabajo investigación previo con un caso de estudio similar, una iglesia colonial de adobe en Cusco (Ivancic et al., 2014). Estas propiedades iniciales se muestran en la Tabla 4.1 Asimismo, se consideró que todos los elementos estructurales se encontraban perfectamente conectados y con condición de empotramiento en la base de la iglesia. Los resultados del modelo M1 (Figura 4.7a) evidenciaron una buena correlación en términos de frecuencias y valores MAC excepto en el cuarto modo y la relación de baja frecuencia en el primer modo. Con la finalidad de mejorar el MAC del modo 4, se realizó una serie de cambios en la conectividad de los elementos estructurales, ya que los valores MAC se encuentran íntimamente relacionados a la geometría. Se determinó que los mejores resultados son los obtenidos en el modelo M2 que no incluye la contribución de la viga de madera situada al nivel del coro y tampoco el aporte del mismo coro, evidenciando su falta de conectividad con la nave. Este modelo mostró una mejora evidente de los resultados en el cuarto modo, especialmente en el valor MAC (Figura 4.7b). No obstante, se mantuvo la baja relación de frecuencias del primer modo. Los resultados numéricos y experimentales previos evidenciaron que el primer modo de vibración era un modo local de la espadaña que estaba compuesto únicamente de albañilería de piedra. Con el objetivo de mejorar los resultados del modelo M2, se adoptó un nuevo valor para el módulo de elasticidad de la albañilería de piedra perteneciente a la espadaña. Utilizando la suma de los errores cuadráticos de los valores MAC y las frecuencias, fue posible identificar que el módulo de elasticidad con mayor precisión era de 4200 MPa, como se evidencia en la curva % error vs frecuencia mostrada en la Figura 4.7d. En este modelo se logró reducir drásticamente la diferencia de los valores de la primera frecuencia analítica y la

experimental como se observa en la Figura 4.7c. El error promedio obtenido en la estimación de la frecuencia fue de 3% y el valor más bajo de los valores MAC fue de 0.75. En Lourenço et al. (2012) se desarrolla una calibración con tres modos y se consideran muy buenos los valores mayores a 0.90 y aceptables los cercanos a 0.80. Tomando en cuenta que en este estudio se han considerado 5 modos, siendo el valor MAC más bajo el obtenido en uno de los últimos modos, los resultados pueden considerarse buenos. Debido al bajo porcentaje de error de frecuencias calculado y valores MAC adecuados, se considera al modelo M3 como el final. Los valores de las propiedades de los materiales obtenidos después de la calibración se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1. Valores iniciales de las propiedades elásticas de los materiales.

Propiedades de los Materiales	Unid	Albañilería de adobe	Albañilería de piedra	Madera
Peso específico (γ)	Kg/m ³	1510	1900	470
Módulo de elasticidad (E)	MPa	350	800	10000
Módulo de Poisson (ν)	-----	0.25	0.2	0.2

Tabla 4.2. Valores de las propiedades elásticas de los materiales después de la calibración.

Propiedades de los materiales	Unid	Albañilería de adobe (muros)	Albañilería de piedra (cimentación)	Albañilería de piedra (campanario)	Madera
Peso específico (γ)	Kg/	1510	1900	1900	470
Módulo de elasticidad (E)	MPa	350	800	4200	10000
Módulo de Poisson (ν)	-----	0.25	0.2	0.2	0.2

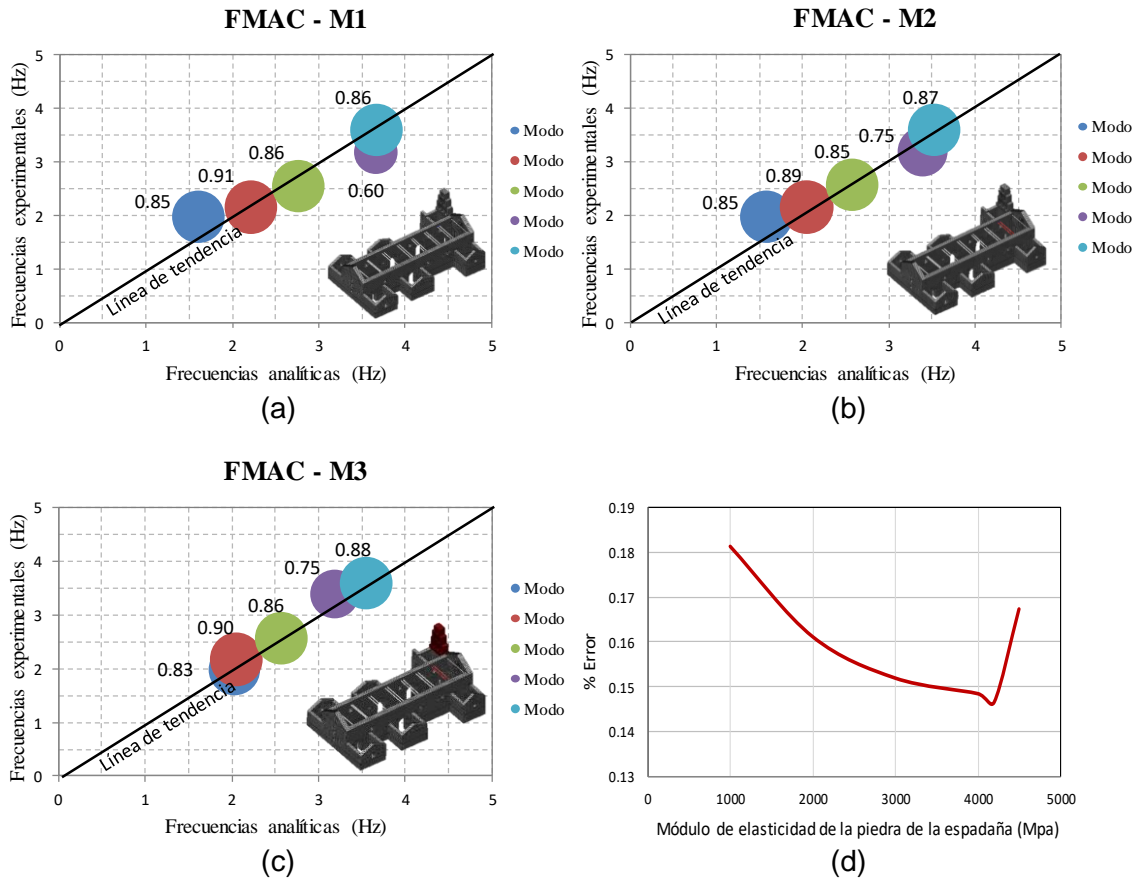


Figura 4.7. Gráficas FMAC correspondientes a los modelos construidos durante el proceso de calibración: (a) modelo inicial (M1), (b) modelo sin una viga y sin coro (M2), (c) modelo final (M3) con un mayor valor del módulo de elasticidad de la albañilería de piedra perteneciente a la espadaña y (d) curva % error vs módulo de elasticidad para determinar el valor más preciso del módulo de la albañilería de la piedra del campanario.

4.5. Evaluación sísmica

4.5.1. Análisis estático no lineal

Un análisis estático no lineal se aplicó en el caso de estudio utilizando un patrón uniforme de fuerzas laterales proporcional a la masa e independiente de la altura de la estructura. Este patrón de carga se asignó en la orientación positiva y negativa de los ejes globales (direcciones X e Y), representando las dos direcciones del sismo y debido a la falta de simetría en planta (Eurocódigo 8, 2004). El procedimiento de análisis automático utilizado fue el método de iteración Newton-Raphson Modificado combinado con el método de longitud de arco. Los puntos de control utilizados para el método de longitud de arco se

ubicaron en el nivel más alto de la nave y en los muros donde el colapso ocurría primero como se indicó en la sección 3.5.1, variando según la dirección de análisis. También se consideró el control de convergencia mediante energía usando una tolerancia de 10^3 . En cuanto a las propiedades del material, el comportamiento no lineal de la albañilería se modeló utilizando un modelo constitutivo basado en la deformación total (Total Strain Crack Model), obtenido en DIANA (TNO DIANA, 2015). Según Lourenço et al. (2012), este modelo proporciona una buena estabilidad en el control de abertura de grietas a un costo computacional moderado. Un enfoque comúnmente utilizado es el modelo de rotura denominado Rotating Crack Model, que fue adoptado en este trabajo. El modelo evalúa las relaciones tensión-deformación en las direcciones principales del vector de deformación y asume también que la dirección de la grieta gira con los ejes principales de deformación. El comportamiento de la albañilería a tracción se representó usando un modelo de ablandamiento exponencial post-pico (Figura 4.8a) mientras que en el comportamiento de compresión se adoptó un endurecimiento parabólico, seguido de un ablandamiento parabólico post-pico (Figura 4.8b).

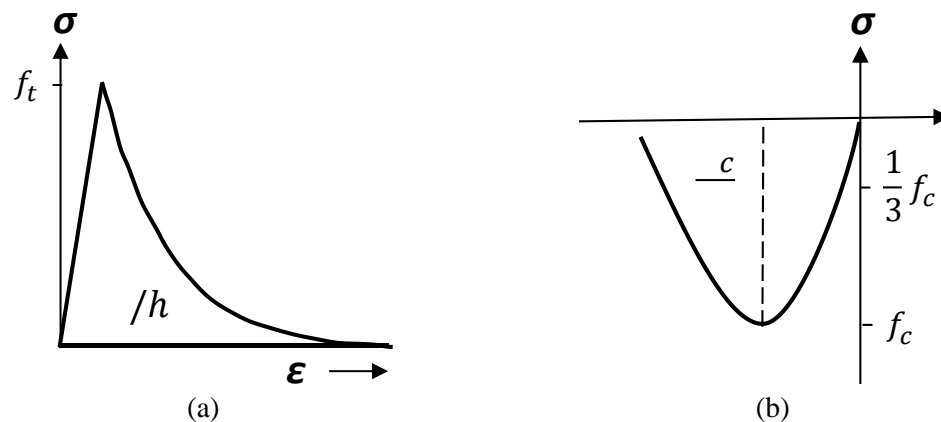


Figura 4.8. (a) Curva exponencial para el comportamiento de la albañilería en tracción y (b) curva parabólica para el comportamiento de la albañilería en compresión (TNO DIANA BV, 2009).

Las propiedades inelásticas de los materiales se determinaron a partir de resultados publicados en Van der Pluijm (1999), Lourenço (2009) y Almeida (2012), debido a la falta de pruebas de laboratorio. Estas son mostradas en la Tabla 4.3. La resistencia a la compresión se determinó con $f_m = E/400$, donde E es el módulo de Young calculado en la sección anterior. La resistencia a la tracción se estimó con la siguiente relación $f_t =$

$f_m/10$. La energía de fractura por compresión se calculó como $G_m = \mu * f_m$, donde μ representa el factor de ductilidad. Este factor fue asumido igual a 1,6 mm, que es un valor recomendado para una resistencia a la compresión menor de 12 MPa (Burgos, 2014) (Lourenço, 2009). Finalmente, se adoptó un valor de energía de fractura por tracción (G_f) igual a 10 N/m, según las recomendaciones de Lourenço, (2014).

Tabla 4.3. Propiedades elásticas y no elásticas finales de los materiales

Material properties	Unit	Albañilería de adobe (muros)	Albañilería de piedra (cimentación)	Albañilería de piedra (campanario)	Madera
Peso específico (γ)	Kg/m ³	1510	1900	1900	470
Módulo de elasticidad (E)	MPa	350	800	4200	10000
Módulo de Poisson (ν)	-----	0.25	0.2	0.2	0.2
Factor de ductilidad en compresión (μ)	mm	1.6	1.6	1.6	----
Esfuerzo de compresión (f_m)	MPa	0.875	2	10.5	-----
Energía de fractura en compresión (G_m)	N/m	1400	3200	16800	-----
Esfuerzo de tensión (f_t)	MPa	0.0875	0.2	1.05	-----
Energía de fractura en tensión (G_f)	N/m	10	10	10	-----

La Figura 4.9 resume las curvas de capacidad en términos de carga-desplazamiento a lo largo de los ejes globales X e Y. Los puntos de desplazamiento representativo adoptados para la curva de capacidad se ubicaron en el nivel más alto de la nave y en las zonas con mayor desplazamiento de los muros que llegaban a la falla. La ubicación de estos puntos se puede observar en la Figura 4.10. Como era de esperar, las curvas muestran la falta de simetría entre los ejes X e Y positivos y negativos. El factor de carga más bajo encontrado fue 0.165, correspondiente al eje -Y, siendo esta dirección la más vulnerable en términos de resistencia. La dirección X, presenta un buen desempeño como lo demuestran los altos

coeficientes de carga obtenidos, lo que se puede atribuir a los contrafuertes y a las paredes gruesas del campanario.

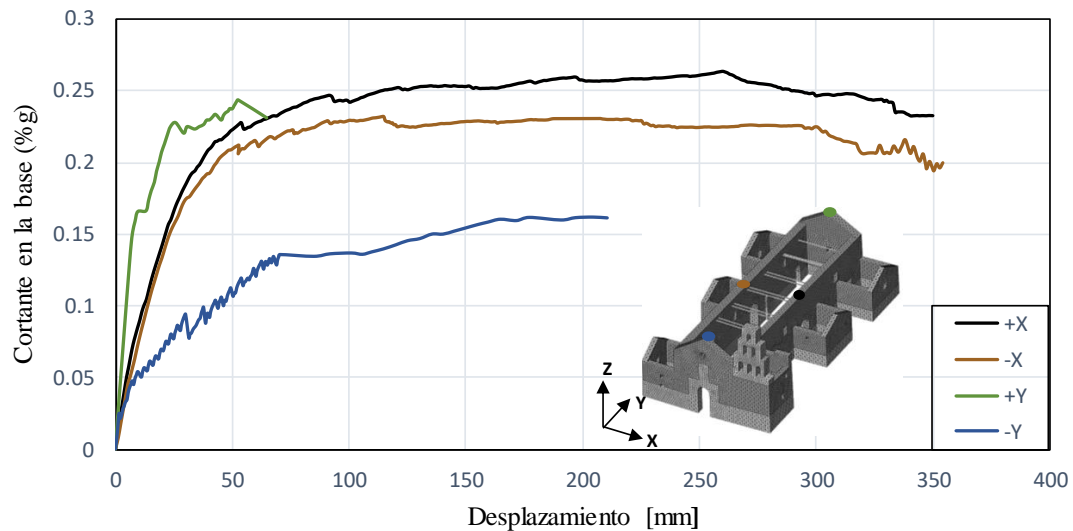


Figura 4.9. Curva de capacidad de la iglesia San Juan Bautista debido a un patrón de carga uniforme asignado a los ejes globales X e Y

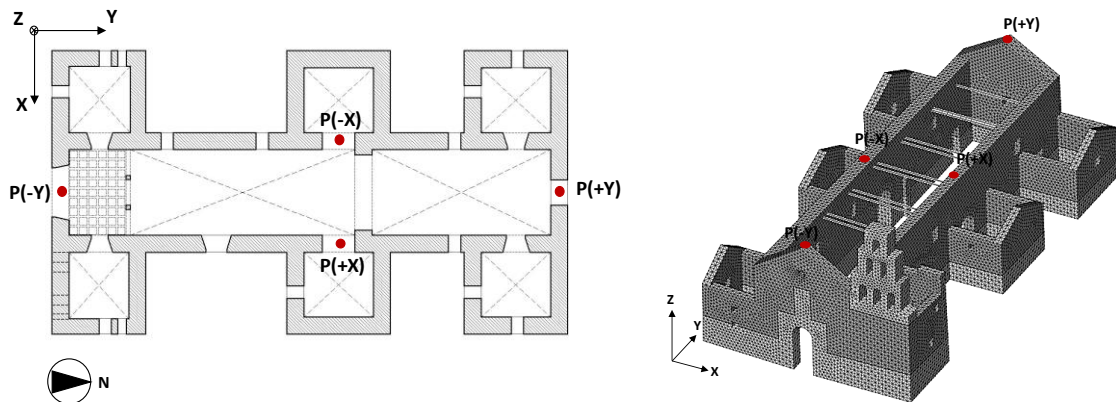


Figura 4.10. Orientación de los ejes globales del modelo numérico y posición de los puntos de control seleccionados para medir los desplazamientos laterales.

La deformada y el nivel de daño obtenido por la carga unidireccional aplicada a lo largo de los ejes globales, se muestran en las Figuras 4.11-4.14. Estos fueron medidos en la etapa de los factores de carga máxima y representados por la deformación principal ϵ_1 , causados por esfuerzos principales de tensión. La Figura 4.11 presenta el caso de carga +X que evidencia principalmente el daño concentrado en la conexión entre la pared

longitudinal oeste y las capillas laterales, considerando el eje +Y como el norte. Asimismo, es posible observar agrietamiento horizontal propagado a lo largo de los muros longitudinales de la nave, siendo más intenso el agrietamiento en el muro este. En la parte alta de los muros de la nave también existen grietas verticales que nacen de las vigas y de las conexiones con las capillas. En el caso de la fachada principal, ésta es afectada por la formación de dos grietas verticales ubicadas en la conexión con la nave. En los muros de la torre del campanario se muestran grietas diagonales producto también de la conexión con la nave. Por otro lado, en el análisis -X se muestra el mismo patrón de daño en la conexión de la nave y las capillas del oeste, como se observa en la Figura 4.12. Asimismo, aparece nuevamente el agrietamiento generalizado en los muros longitudinales de la nave, pero en este caso las grietas se encuentran más desarrolladas en el muro oeste. También se presentan las grietas verticales en la parte superior de los muros longitudinales de la nave, producto de las vigas y las conexiones con las capillas. En este análisis, la torre del campanario no presenta agrietamiento, ya que los esfuerzos de tracción afectan a su conexión con la nave. Sin embargo, aparece una grieta diagonal significativa en unos de los muros de la capilla central oeste.

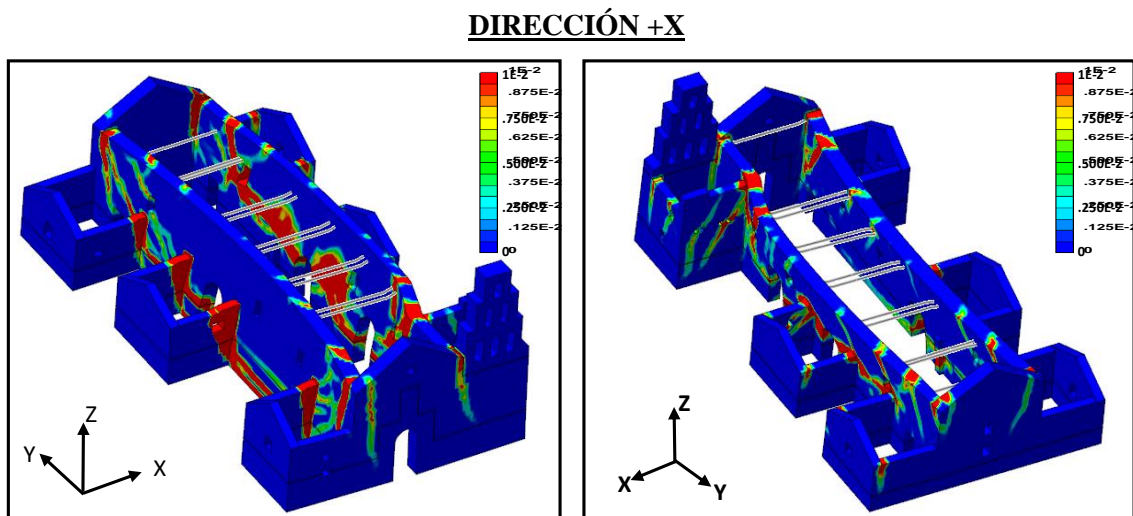


Figura 4.11. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para +X.

DIRECCIÓN -X

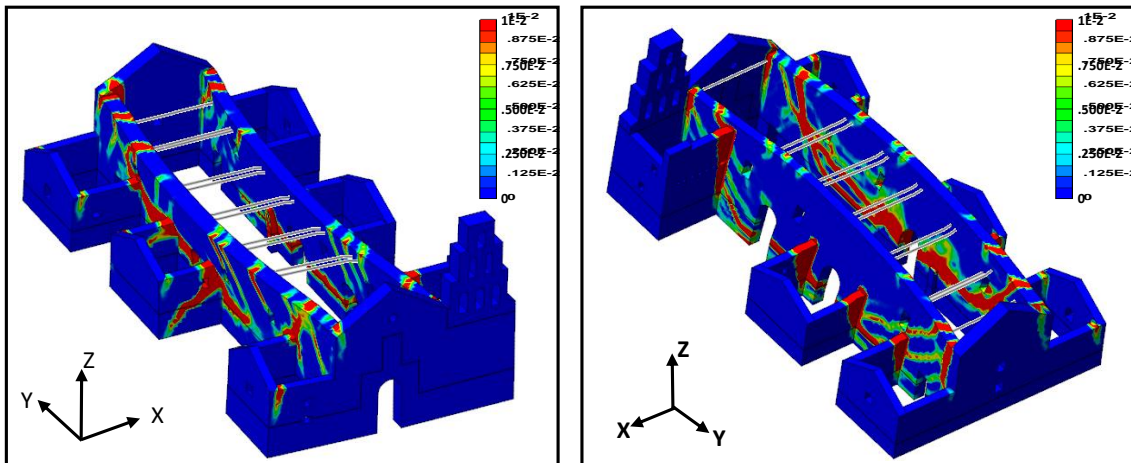


Figura 4.12. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para -X

Respecto al caso de carga + Y existe daño intenso en la conexión de la fachada norte con la nave, como se muestra en la Figura 4.13. Asimismo, hay evidencias de daño en la base de la espadaña y grietas verticales en la torre del campanario. En el caso del análisis -Y, se muestra alto nivel de daño en la conexión de la nave con la fachada principal, así también grietas en el tímpano (Figura 4.14). En ambos casos, el mecanismo de colapso es básicamente el desplome de la fachada norte y sur respectivamente, lo cual representa una falla localizada, a diferencia de los análisis en la dirección X, que muestran un daño global.

DIRECCIÓN +Y

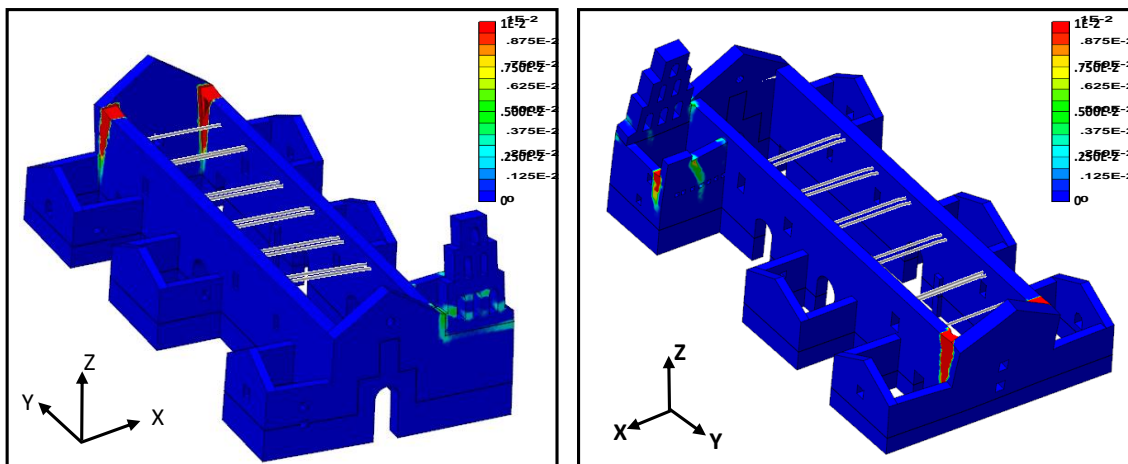


Figura 4.13. Deformada y nivel de daño representados por esfuerzos principales de tensión para +Y.

DIRECCIÓN -Y

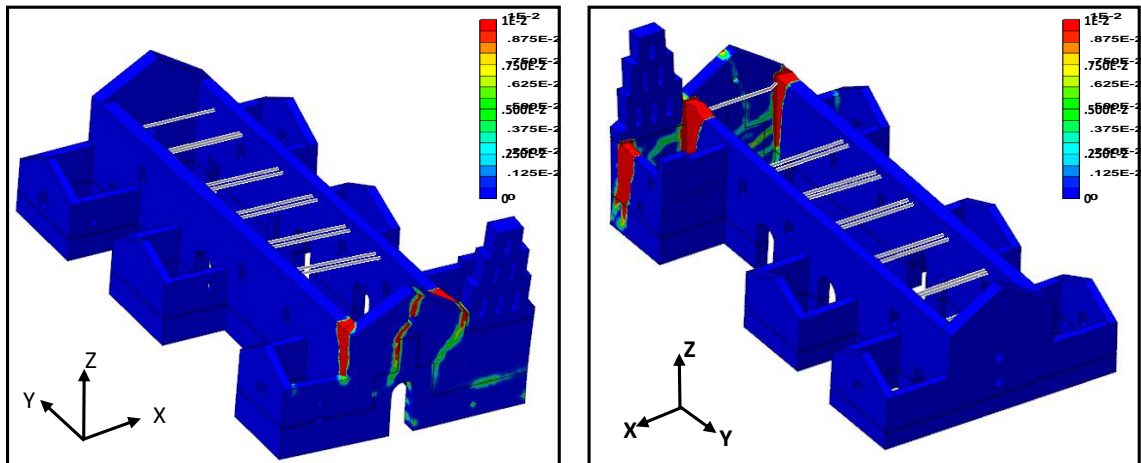
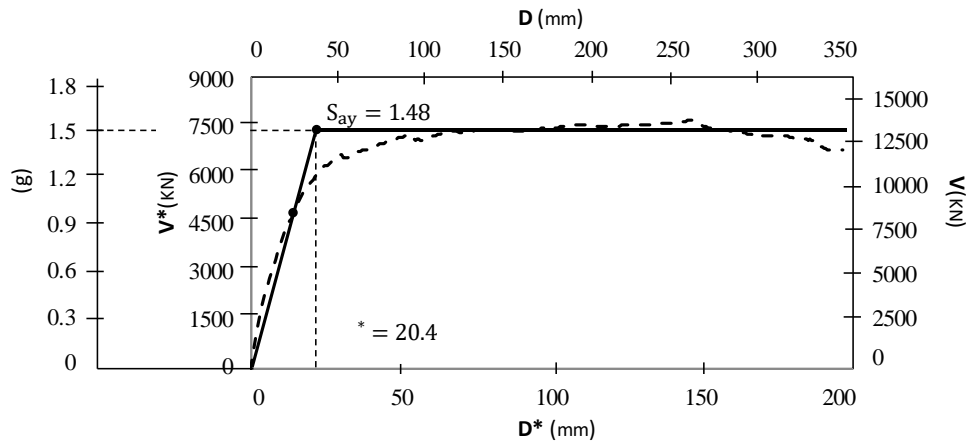


Figura 4.14. Deformada y nivel de daño representado por los esfuerzos principales de tensión para -Y.

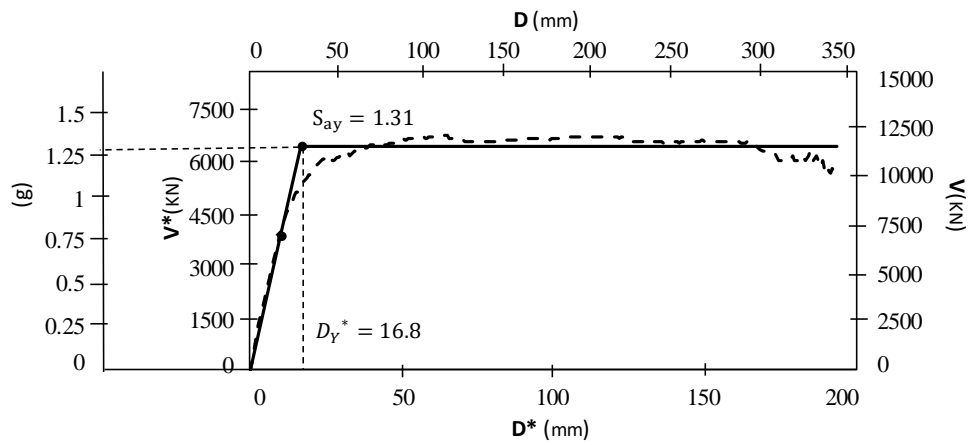
Una vez evaluada la capacidad de la estructura en términos de carga, se procedió al cálculo del desplazamiento demandado por sismos de diseño. El proceso inició determinando el diagrama de capacidad mediante la transformación de las curvas pushover (MDOF) en un sistema equivalente de un grado de libertad y luego en una curva bilineal idealizada en formato ADRS. Para ello se utilizó las relaciones presentadas en la sección 3.5.1 (ecuaciones 3.2 - 3.5). Los factores de participación calculados para la dirección X e Y fueron 1.73 y 2.06, respectivamente. La Figura 4.15 muestra cuatro gráficas correspondientes a las cuatro direcciones de análisis, donde cada una de ellas incluye la curva pushover y el diagrama de capacidad, presentados a diferentes escalas. La cortante en la base (V) y el desplazamiento en el punto de control (D) determinan un sistema MDOF, mientras que la fuerza F^* y el desplazamiento D^* muestran un sistema SDOF. La aceleración S_a y el desplazamiento D^* representan el diagrama de capacidad.

DIRECCIÓN +X



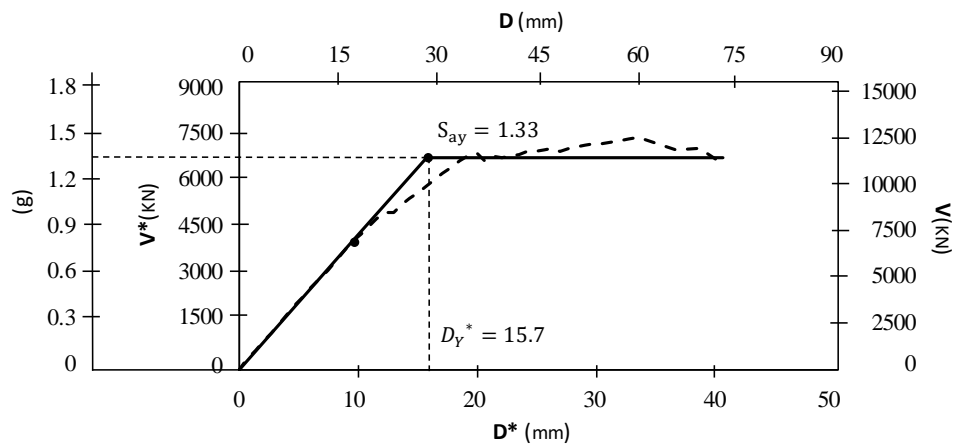
(a)

DIRECCIÓN -X



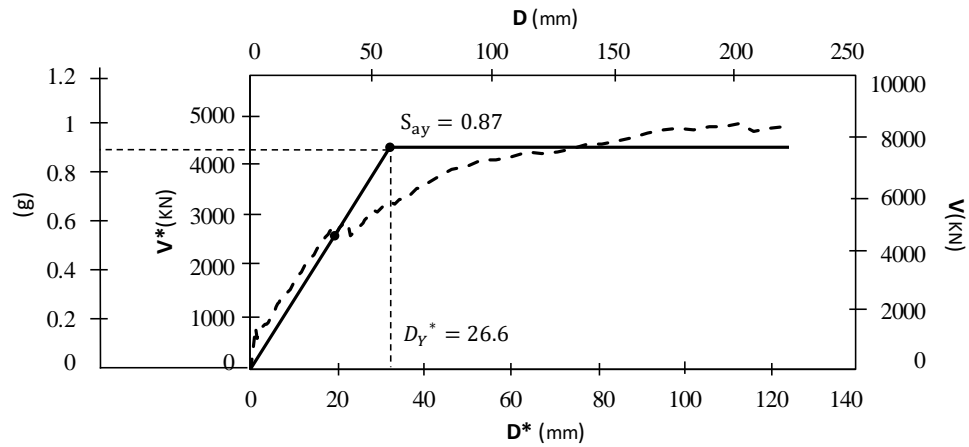
(b)

DIRECCIÓN +Y



(c)

DIRECCIÓN -Y



(d)

Figura 4.15. Curva pushover y diagrama de capacidad considerando diferentes escalas. V y D para un sistema MDOF, V^* y D^* para un Sistema SDOF, y S_a y D^* para el diagrama de capacidad.

El espectro de diseño se construyó utilizando la metodología propuesta en el código sísmico peruano. La clase de sitio considerada fue de tipo 3 y la aceleración máxima del suelo (PGA) fue 0,26 g correspondiente a la probabilidad de superación del 10% en 50 años. Esta información se basó en las condiciones geotécnicas encontradas en Fernández-Baca, (2008). Además, según Pando et al., (2016), la velocidad media de onda de corte es de 471 m / s, lo que corresponde a un sitio sísmico clase C (IBC, 2012). Por lo tanto, se consideró un factor de amplificación de condición de sitio local (F_a) de 1,1 y el PGA correspondiente de 0,29 g. Para el código peruano el espectro de diseño corresponde a un amortiguamiento del 5% y se evalúa utilizando las expresiones 4.1 a 4.4. La Tabla 4.4 presenta los parámetros asumidos para el análisis espectral y la Figura 4.16a muestra el espectro de diseño construido. El espectro de demanda elástico en formato de aceleración-desplazamiento (ADRS) fue obtenido utilizando la ecuación 3.6 y se muestra en la Figura 4.16b.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{\dots} \quad (4.1)$$

$$< T_P \quad = 2.5 \quad (4.2)$$

$$< T_P \quad = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad (4.3)$$

$$< T_P \quad = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{2} \right) \quad (4.4)$$

Tabla 4.4. Parámetros para la construcción del espectro de diseño.

Factor	Valor
Factor de zona (Z)	0.26
Factor de amplificación por condición de sitio (F_a)	1.1
Factor de importancia de la estructura (U)	1.3
Factor de amplificación sísmica (C)	(T_P, T_L, T)
Factor de amplificación del suelo (S)	1.4
Factor de reducción por ductilidad (R)	1

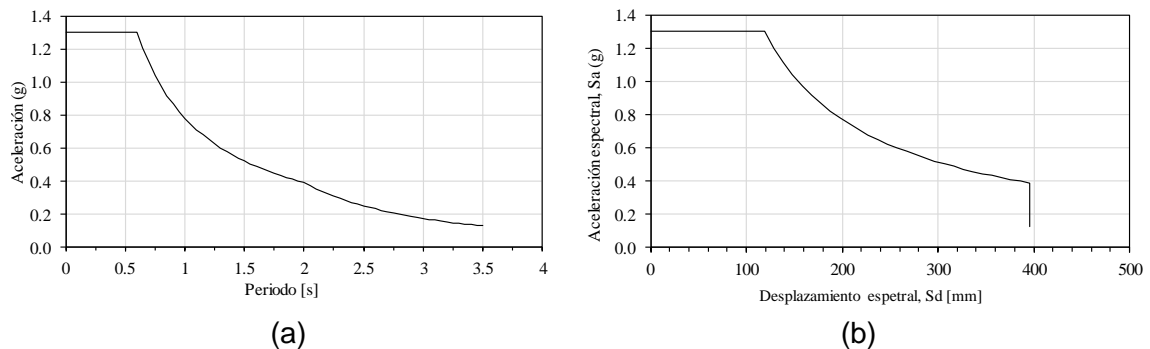


Figura 4.16. Espectro de demanda sísmica: (a) Espectro de diseño elástico según el código sísmico peruano, (b) espectro de demanda elástica en el formato ADRS.

La demanda de desplazamiento se determinó mediante la comparación del espectro de demanda y el diagrama de capacidad utilizando el proceso explicado en la sección 3.5.1 (ecuaciones 3.7- 3.12) y mostrado gráficamente en la Figura 3.2. Para la comparación se utilizaron cuatro escenarios sísmicos distintos propuestos por el SEAOC (1995): Sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro, con periodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años,

respectivamente. El espectro de demanda obtenido previamente corresponde a un sismo raro, por lo que este espectro fue escalado para el cálculo de los espectros de diseño de los otros escenarios sísmicos. Los factores de escala se calcularon utilizando el programa CRISIS (Ordaz et al., 2007). Este programa, a partir de un modelo probabilístico, permite calcular el riesgo sísmico en cualquier ubicación dentro de la zona analizada. En este caso fue posible obtener la aceleración máxima del suelo para la ubicación de la iglesia de Huaro y para diferentes periodos de retorno, lo que permitió el cálculo de los factores de escala. Los valores de estos factores se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Factores de escala y PGA para diferentes periodos de retorno

Escenario sísmico	Factores de escala	Aceleración máxima del suelo
Frecuente	0.46	0.13
Ocasional	0.55	0.16
Raro	1	0.29
Muy raro	1.22	0.35

La Figura 4.17 muestra el proceso gráfico para la obtención de las demandas de desplazamiento para el análisis en la dirección +X. Las intersecciones del diagrama de capacidad con los espectros elásticos de diseño de los sismos frecuente, ocasional y raro, representan las demandas de desplazamiento de cada escenario sísmico, ya que pertenecen al rango elástico del diagrama de capacidad. Para el caso del sismo muy raro la intersección sobrepasa este rango elástico. Por tanto, se debió considerar la construcción de un espectro de demanda inelástico. Dado que el periodo de la estructura en la dirección +X es $T^* = 0.23$ y el periodo del suelo es $T_C = 0.60$, se optó por las ecuaciones 3.7, 3.11 y 3.12, que tienen como condición $T^* \leq T_C$. El factor de reducción (R_u) encontrado fue de 1.09, la demanda de ductilidad (u) de 1.19 y la demanda de desplazamiento (S_d) de 24.18 mm. El espectro inelástico no es mostrado en la Figura 4.17 por razones de claridad. Las demandas de desplazamiento calculadas corresponden a un sistema SDOF por lo que se tuvieron que transformar a un sistema MDOF mediante el factor de participación. Los valores de ambas demandas de desplazamiento, para todos los escenarios sísmicos, se muestran en la Tabla 4.6.

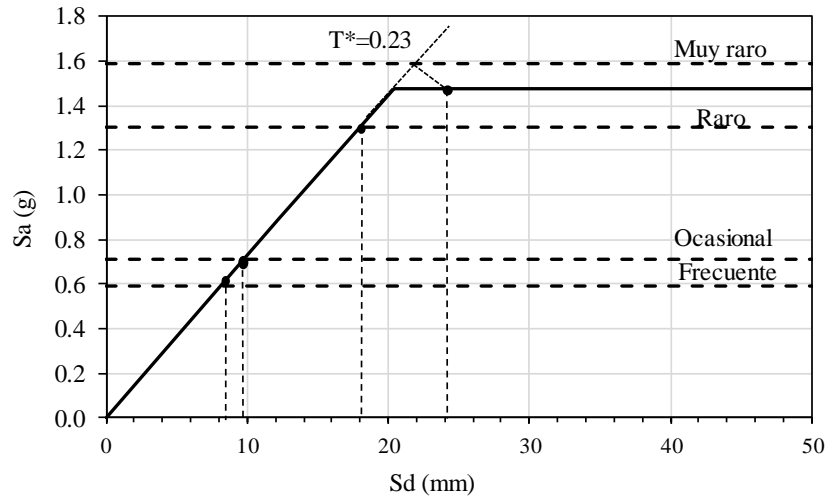


Figura 4.17. Diagrama de capacidad de la iglesia analizada y espectros de demanda para cuatro niveles de intensidad sísmica – dirección +X.

Tabla 4.6. Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF - dirección +X

Escenario sísmico	Demanda espectral	Demanda de desplazamiento
	(mm)	(mm)
Frecuente	8.20	14.21
Ocasional	9.84	17.05
Raro	17.93	31.06
Muy raro	24.18	41.90

Para el análisis en la dirección -X, la Figura 4.18 presenta el proceso gráfico para el cálculo de las demandas de desplazamiento. En este caso, también las intersecciones del diagrama de capacidad con los tres espectros de demanda más bajos pertenecen al rango elástico del diagrama de capacidad, por lo tanto el valor de la demanda de desplazamiento es el correspondiente a la intersección. Para el escenario sísmico muy raro fue necesario obtener el espectro de demanda inelástico. Debido a que el periodo de la estructura correspondiente a la dirección -X es $T^* = 0.23$ y el periodo del suelo es $T_C = 0.60$, es decir $T^* \leq T_C$, se optó nuevamente por las ecuaciones 3.7, 3.11 y 3.12. El R_u calculado fue de 1.21, el u de 1.57 y el S_d de 26.36mm. Los valores de demanda de desplazamiento para todos los escenarios sísmicos y para la dirección -X, se muestran en la Tabla 4.7.

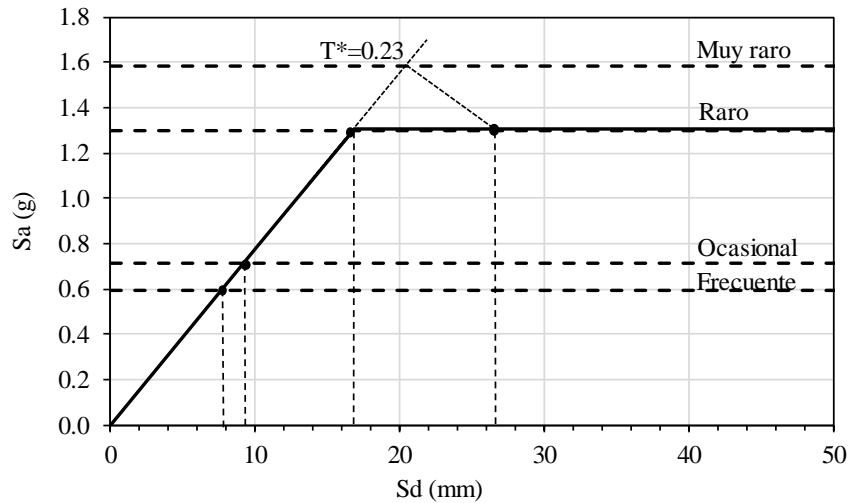


Figura 4.18. Diagrama de capacidad de la iglesia analizada y espectros de demanda para cuatro niveles de intensidad sísmica – dirección -X.

Tabla 4.7. Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF – dirección -X

Escenario sísmico	Demanda espectral	Demanda de desplazamiento
	(mm)	(mm)
Frecuente	7.66	13.27
Ocasional	9.19	15.92
Raro	16.74	29.01
Muy raro	26.36	45.68

En la dirección +Y, la Figura 4.19 muestra el diagrama de capacidad, los espectros de demanda elásticos para los cuatro escenarios sísmicos y las demandas de desplazamiento determinadas. En todos los casos, excepto en el sismo muy raro, las demandas de desplazamiento se obtuvieron de la intersección del diagrama de capacidad con los espectros de diseño por encontrarse en el rango elástico. Para el sismo muy raro se requirió construir el espectro de demanda inelástico de igual manera que en las otras dos direcciones analizadas. En este caso el periodo de la estructura era de $T^* = 0.22$ menor al periodo del suelo $T_C = 0.60$, por tanto, se utilizaron las ecuaciones 3.7, 3.11 y 3.12. Se determinó un R_u de 1.19, un valor de u igual a 1.54 y un S_d de 24.16 mm. La Tabla 4.8 muestra los valores de demanda de desplazamiento para todos los escenarios sísmicos, en la dirección de análisis +Y.

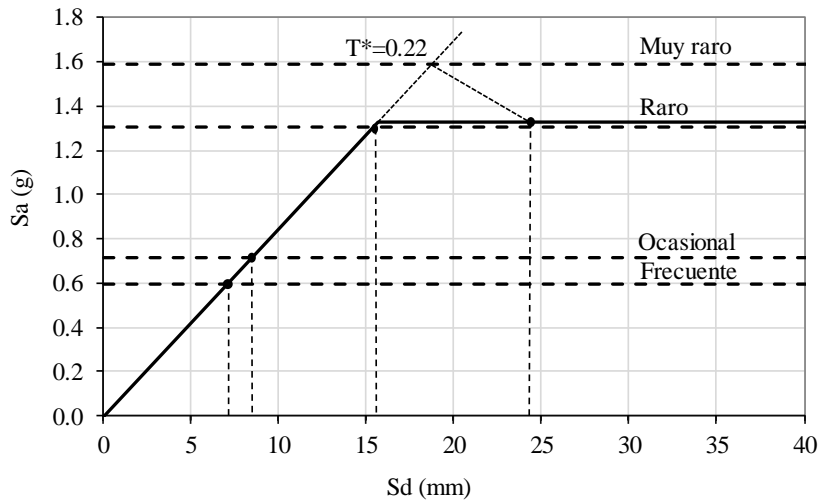


Figura 4.19. Procedimiento no lineal estático en el formato ADRS para diferentes niveles de intensidad sísmica - dirección +Y

Tabla 4.8. Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF – dirección +Y

Escenario sísmico	Demanda espectral (mm)	Demanda de desplazamiento (mm)
Frecuente	7.03	12.19
Ocasional	8.44	14.63
Raro	15.38	25.65
Muy raro	24.16	41.86

Finalmente, la Figura 4.20 presenta el proceso gráfico de cálculo de las demandas de desplazamiento para la dirección -Y. En este caso, los espectros elásticos de demanda para los escenarios sísmicos raro y muy raro no intersecaron al diagrama de capacidad en el rango elástico, por lo tanto, se necesitó generar los espectros inelásticos de demanda. Dado que el periodo de la estructura en esta dirección es de $T^* = 0.35$ menor al periodo del suelo $T_C = 0.60$, se utilizaron las ecuaciones 3.7, 3.11 y 3.12. El R_u calculado fue de 1.82, el u de 2.43 y el S_d de 64.37 mm. La Tabla 4.9 presenta los valores de demanda de desplazamiento para los cuatro escenarios sísmicos, en la dirección de análisis -Y.

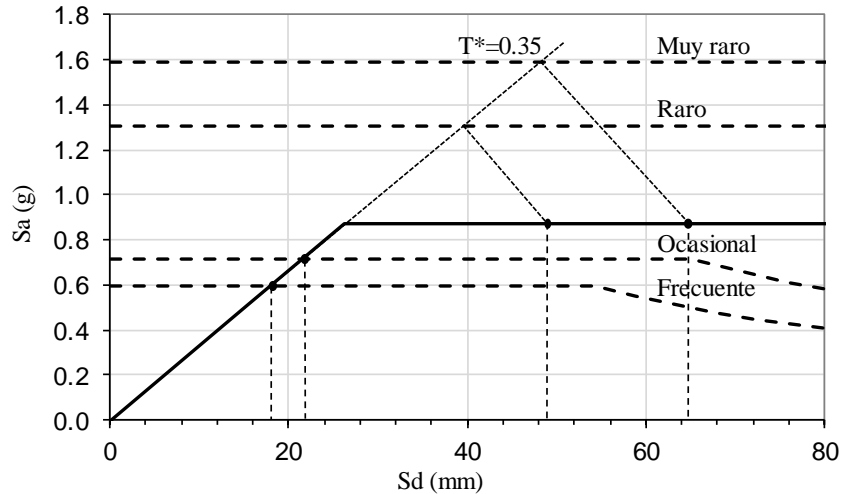


Figura 4.20. Procedimiento no lineal estático en el formato ADRS para diferentes niveles de intensidad sísmica - dirección -Y

Tabla 4.9. Demandas de desplazamiento en el sistema SDOF y MDOF – dirección -Y

Escenario sísmico	Demanda espectral (mm)	Demanda de desplazamiento (mm)
Frecuente	18.16	31.47
Ocasional	21.79	37.76
Raro	49.30	85.43
Muy raro	64.37	111.54

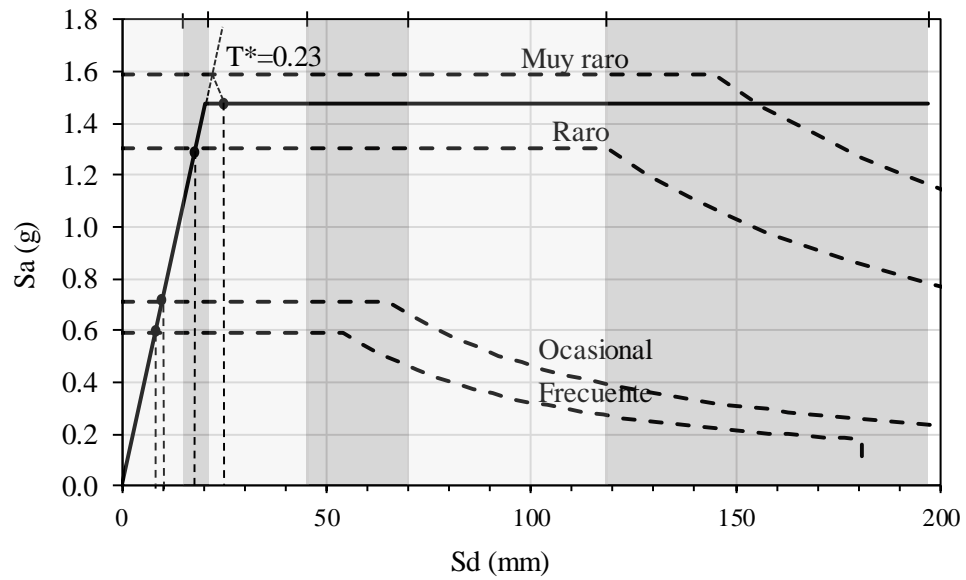
4.5.2. Evaluación del desempeño sísmico

Los diagramas de capacidad obtenidos previamente fueron sectorizados considerando la clasificación de los niveles de daño propuestos en la EMS-98 y según las relaciones de demanda de desplazamiento y niveles de daño sugeridas en Lagomarsino (2003). Las Figuras 4.21 y 4.22 muestran la sectorización de los diagramas de capacidad de las cuatro direcciones de análisis. Asimismo, proporcionan los sectores a los que pertenece cada demanda de desplazamiento, indicando el nivel de daño alcanzado en la estructura. La Tabla 4.10 resume los niveles de daño obtenidos en cada escenario sísmico y para cada dirección de análisis.

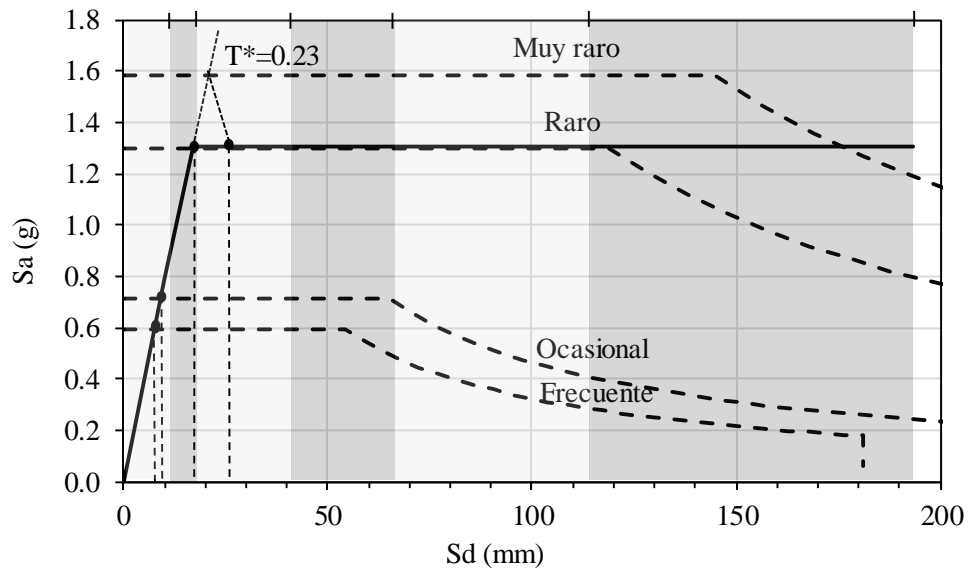
Considerando que el caso de estudio es una estructura histórica cubierta interiormente de pinturas murales en los techos y muros, no se debería esperar agrietamiento ni pérdida del recubrimiento para los sismos ocasionales, frecuentes y raros; es decir, solo debería desarrollar daño leve. Y para un sismo muy raro se debería alcanzar únicamente daño moderado. No obstante, los resultados de la evaluación del desempeño sísmico de la iglesia muestran daño sustancial a fuerte para un sismo raro que representa el desarrollo de grietas generalizadas en los muros, caídas de piezas considerables de recubrimiento y la falla de elementos no estructurales individuales como el caso de los tímpanos. Asimismo, en el caso de un sismo muy raro la estructura alcanza un nivel de daño muy fuerte que considera la falla parcial estructural de muros y techos. Esto pone en evidencia la alta vulnerabilidad sísmica en el que se encuentra la iglesia. Los resultados de este análisis por desplazamientos también confirman que la dirección más vulnerable es la +Y, asociada al desplome de la fachada principal, siendo por tanto este el primer mecanismo de colapso de la iglesia.

Tabla 4.10. Clasificación de daño según el nivel de amenaza sísmica y la dirección de análisis

Dirección de análisis	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
+X	Leve	Leve	Leve	Moderado
-X	Leve	Leve	Leve	Moderado
+Y	Leve	Leve	Leve	Sustancial a fuerte
-Y	Leve	Leve	Sustancial a fuerte	Muy fuerte



(a)



(b)

Figura 4.21. Sectorización de los diagramas de capacidad según los niveles de daño propuestos por el EMS-98 y los límites umbrales de daño de Lagomarsino (2003): (a) dirección de análisis +X, (b) dirección de análisis -X.

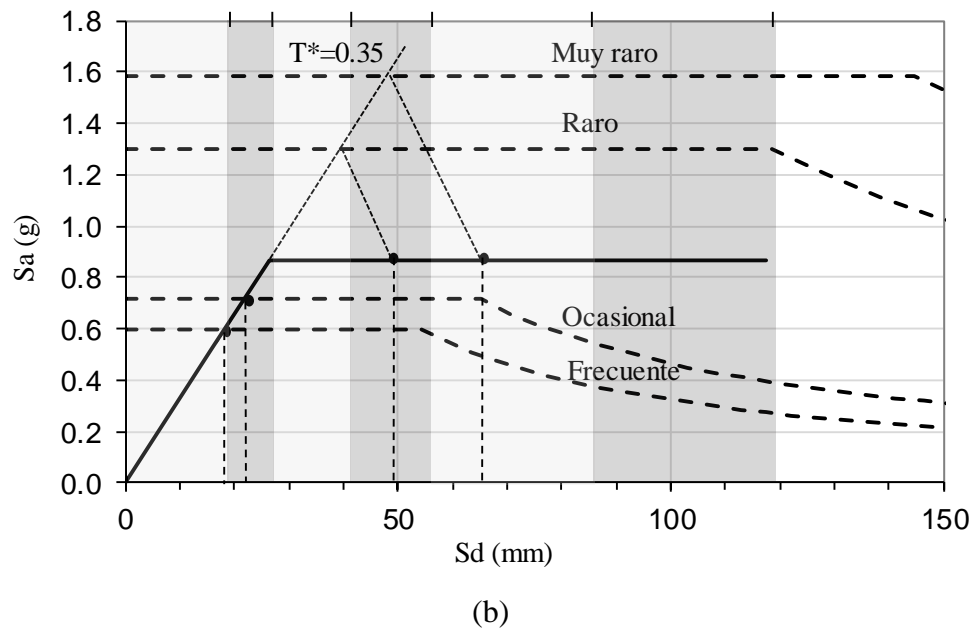
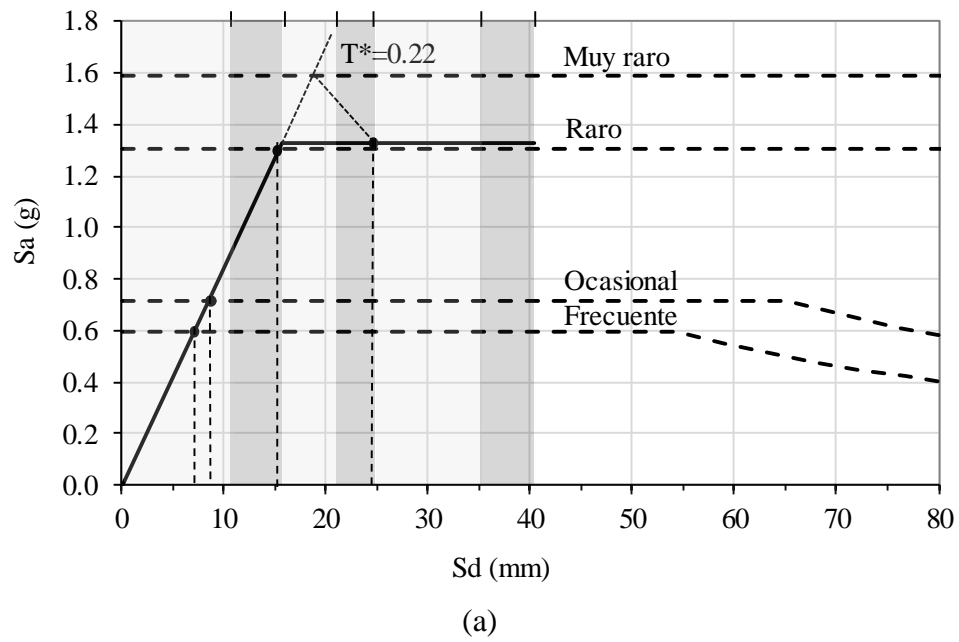


Figura 4.22. Sectorización de los diagramas de capacidad según los niveles de daño propuestos por el EMS-98 y los límites umbrales de daño de Lagomarsino (2003): (a) dirección de análisis +Y, (b) dirección de análisis -Y.



CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La metodología desarrollada busca mayor confiabilidad en los resultados de las evaluaciones sísmicas a través de la implementación de modelos representativos y métodos numéricos avanzados. Una de las propuestas de la metodología es utilizar el análisis estático no lineal tradicional (análisis pushover) como método numérico para evaluar el comportamiento de la estructura ante cargas sísmica. Aunque este análisis ha sido extensamente utilizado debido a su enfoque práctico y relativamente simple (Kalkan y Kunnath, 2004), se conoce que presenta algunas limitaciones. Una de ellas es que el análisis estático no lineal parte de la suposición de que la respuesta está controlada por el modo fundamental, lo que es común en estructuras con sistemas de masas concentradas o diafragmas rígidos. Sin embargo, en estructuras con diafragmas flexibles cada modo de vibración implica principalmente el comportamiento local de paredes individuales, con una fracción muy baja de la masa participante. Esto indicaría que en el análisis estático no lineal se estaría despreciando el aporte significativo de los otros modos. Es por ello que se recomienda aplicar con cautela el análisis pushover en estructuras sin comportamiento tipo caja y se sugiere complementar la investigación con otros tipos de análisis (Endo, 2016) (Pinho et al., 2006). Un enfoque avanzado utilizado para analizar las más complejas configuraciones como la presencia de pisos flexibles o irregularidades en planta y elevación es el denominado análisis pushover modal (Chopra y Goel, 2002) (Perpetuate, 2015), el cual ha sido descrito en la sección 2.3. No obstante, el inconveniente asociado con este método es que es inevitablemente más complejo que el tradicional debido a que conlleva a la ejecución de múltiples análisis pushover (Maison, 2005). Es la simplicidad del análisis estático no lineal la que lo mantiene como una alternativa atractiva para el análisis estructural o como un complemento adecuado para el análisis no lineal dinámico (Pinho et al., 2006). El análisis del caso de estudio adoptado en este trabajo, por tratarse de una estructura con diafragma flexible, deberá ser verificado con otros tipos de análisis como un análisis dinámico no lineal o en su defecto con un análisis multimodal.

Otro aspecto discutible es la elección del punto de desplazamiento representativo para la construcción de la curva de capacidad, ya que la curva muestra una capacidad de desplazamiento distinta (ductilidad) si el desplazamiento considerado es el de una pared que llega a la falla o no. Los códigos comúnmente proponen asumir el nodo de control en

en la planta superior, debido a que es el nivel donde se produce el colapso. En cuanto a la ubicación en planta, la elección del punto de control representa un problema muy importante en el caso de los edificios con pisos flexibles, ya que los resultados son altamente dependientes de la posición del nodo de control debido a las diferentes rigideces y resistencias de los muros de albañilería. Investigaciones como Perpetuate (2015) sugieren utilizar el desplazamiento promedio de todos los nodos al mismo nivel, ponderado por la masa nodal sísmica. No obstante, con el objetivo de representar el comportamiento global de la estructura en función de los primeros mecanismos de colapso, en la presente investigación, los nodos estuvieron ubicados en la planta superior de la estructura y en los muros que llegaban a la falla. Un ejemplo de la incidencia de la ubicación del punto de control en la capacidad de desplazamiento de la estructura se muestra en la Figura 5.1.

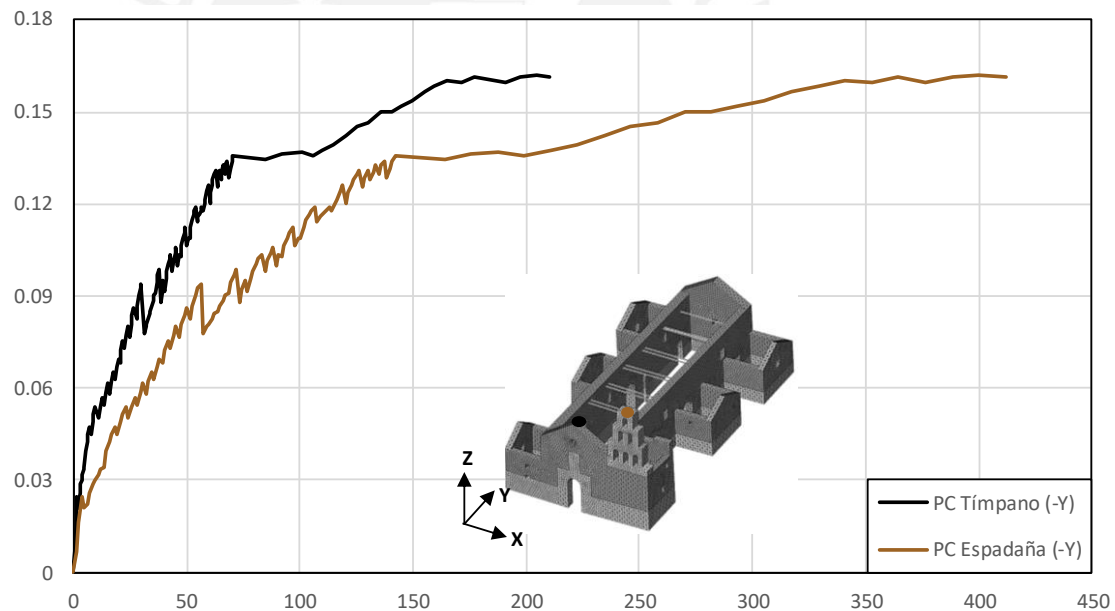


Figura 5.1. Curvas de capacidad de la iglesia San Juan Bautista de Huaro en la dirección -Y tomando como punto de control el nivel más alto del tímpano y de la espadaña.

En esta imagen se presentan curvas de capacidad de la dirección más vulnerable de la iglesia San Juan Bautista de Huaro (-Y), que controla el mecanismo de falla de la estructura. Las curvas se construyeron tomando como punto de control la parte más alta de la espadaña y el punto más alto del tímpano. Si se considerara mostrar dentro de los resultados del análisis estructural, la curva resultante de tomar como nodo de control el

punto de la espadaña, se estaría indicando que la falla de la estructura está condicionada al colapso de la espadaña, obviando que la falla del tímpano ocurre primero. Asimismo, se mostraría una ductilidad de casi el doble de la del tímpano, que no representaría adecuadamente el comportamiento global de la iglesia.

Finalmente, se observa que los mecanismos de colapso encontrados a partir del análisis estático no lineal concuerdan con la tipología de daño presentada en literatura para edificios históricos de adobe, mostrada en la Figura 5.2 (Tolles et al, 2003). Los principales mecanismos de falla de la iglesia se muestran en la Figura 5.3 que corresponden a la falla por oscilación fuera del plano de los muros portantes (Figura 5.3a) y el desplome del muro del tímpano con vuelco desde la base (Figura 5.3b). En el primer caso, se puede observar el mismo patrón de fisuración en la iglesia y en la imagen desarrollada por Tolles et al (2003). Las grietas nacen del encuentro de muros perpendiculares y luego se prolonga por la base de la estructura recorriendo ventanas y puertas. De igual manera, en la Figura 5.3b se muestra fisuración incipiente en la base de del muro del tímpano y falla en la conexión de la nave y la fachada principal, conllevando al vuelco de este último.

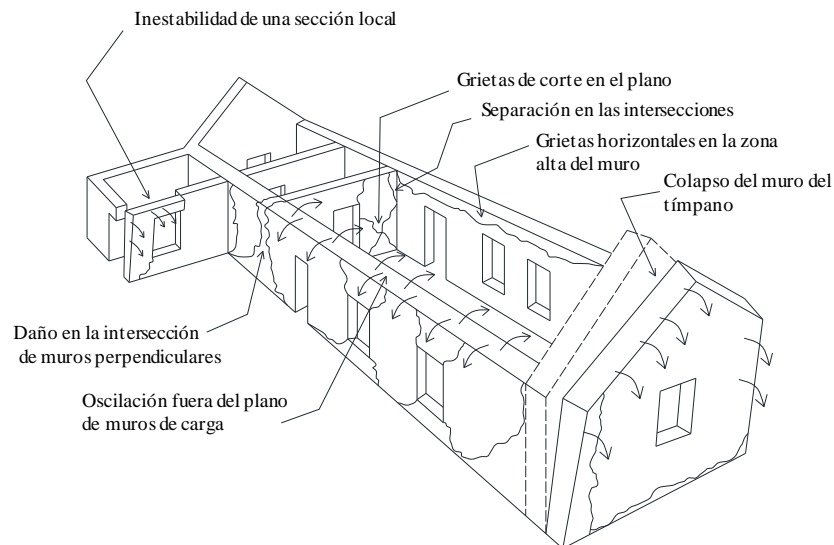
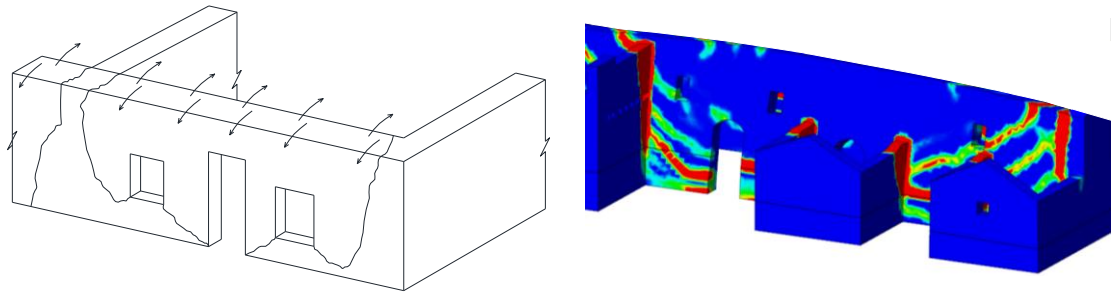
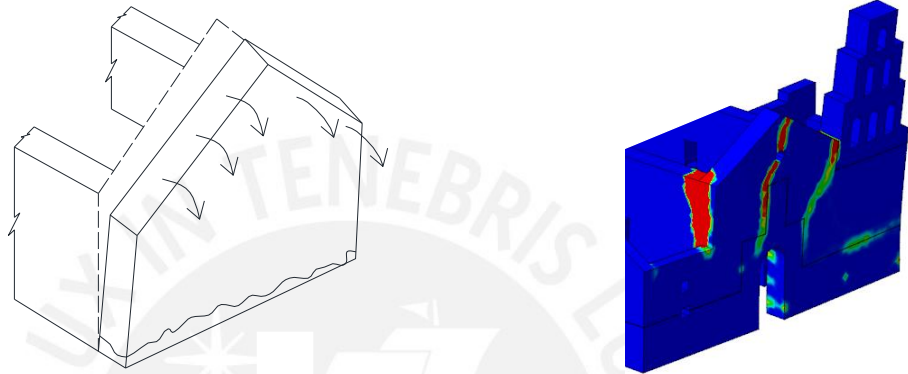


Figura 5.2. Modos típicos de daños observados en edificios históricos de adobe (Tolles et al., 2003).



(a)



(b)

Figura 5.3. Principales mecanismos de falla de la iglesia (a) Flexión fuera de plano de la pared portante (b) Colapso del muro del tímpano, vuelco desde la base.



CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la presente investigación se ha desarrollado una metodología para el análisis sísmico de construcciones históricas de adobe utilizando técnicas de ingeniería inversa y métodos numéricos avanzados. La metodología comprende procesos para el levantamiento geométrico y la generación de modelos CAD, a partir de la nube de puntos. También, presenta métodos para la construcción de modelos de elementos finitos basado en modelos CAD, así como para la calibración del FEM utilizando los parámetros dinámicos obtenidos en ensayos de identificación modal. Además, se desarrolla el proceso de evaluación sísmica a través del método N2 y se analiza el desempeño estructural en base al nivel de daño desarrollado en la edificación. Para evaluar el potencial de la metodología elaborada se tomó como caso de estudio la Iglesia de San Juan Bautista de Huaró, Cusco. Se trata de un templo colonial del siglo XVI, resaltante por sus impresionantes pinturas murales que cubren la totalidad de las paredes y el techo. A partir de la evaluación desarrollada se ha podido obtener las siguientes conclusiones:

- La combinación de Escáner Laser y Fotogrametría permite una completa y rápida adquisición de los datos, cubriendo áreas que no son accesibles con una sola herramienta. Mientras que el escáner laser permite realizar la adquisición de manera precisa y sin limitaciones de luz, la fotogrametría hace posible el levantamiento de superficies que están fuera del rango de visión del TLS, como es el caso de los techos y otras zonas altas de la edificación.
- La adquisición de la geometría a partir de ingeniería inversa permite construir modelos numéricos más precisos y con mayor detalle que los desarrollados en base a planos, que en muchos casos proporcionan información inexacta o no la proporcionan. Asimismo, los modelos tridimensionales permiten una mejor y rápida comprensión de la geometría de la estructura lo que conlleva a un ahorro de tiempo en la fase inicial del proceso de construcción del modelo de elementos finitos.
- Para la implementación del FEM a partir de la nube de puntos es esencial utilizar un software CAD que permita reeditar la nube y obtener un modelo adecuado para el análisis estructural. Los procedimientos automatizados de generación de la malla a partir de la nube de puntos presentan algunos problemas como vacíos en el modelo, ángulos extremadamente agudos y líneas partidas, lo que dificulta la convergencia a

una solución en el análisis por elementos finitos. Un software CAD puede evitar estos problemas debido a las líneas rectas y modelos más cerrados que estos programas pueden generar.

- El análisis de la iglesia evidencia la importancia de utilizar técnicas modernas de evaluación no intrusiva. El estudio de este templo es desafiante no solo por estar construido de adobe, sino también porque el interior del templo está cubierto de pinturas murales, lo que dificulta la inspección de la estructura portante. Los ensayos de identificación modal representan un complemento necesario para el análisis numérico, ya que sin afectar a la edificación proporcionan información del comportamiento dinámico de la estructura, lo que hace posible la calibración de los modelos computacionales.
- Las construcciones de adobe presentan alta vulnerabilidad a las acciones sísmicas, por lo que se requiere estudios avanzados para evaluar su comportamiento y para diseñar técnicas adecuadas de reforzamiento. El análisis estático no lineal es una opción atractiva por su enfoque práctico y simple; sin embargo, presenta algunas limitaciones para los casos de estructuras con diafragma flexible. Se recomienda verificar los resultados con otros tipos de análisis como el dinámico no lineal o con un análisis pushover modal.
- La elección del punto de desplazamiento representativo para la construcción de la curva de capacidad modifica significativamente la ductilidad de la estructura, especialmente en construcciones con pisos flexibles. La curva mostrará una capacidad de desplazamiento distinta si el punto de control considerado está un muro que llega a la falla o no. Dado que es necesario condicionar la respuesta de la estructura a los mecanismos de colapso, se sugiere escoger los puntos de control que se encuentren ubicados en la planta superior y en los muros que lleguen primero a la falla.
- Como resultado de la calibración de la iglesia con ensayos de identificación modal se ha obtenido un error promedio de 3% en la estimación de la frecuencia y valores MAC altos, siendo el menor 0.75. Según Lourenço et al. (2012) para una calibración con tres modos se puede considerar muy buenos los valores mayores a 0.90 y aceptables los cercanos a 0.80. Tomando en cuenta que en este estudio se han considerado 5 modos,

siendo el más bajo MAC el obtenido en uno de los últimos modos, los resultados pueden considerarse buenos.

- Los resultados de la evaluación sísmica de la iglesia San Juan Bautista de Huaro evidenciaron que el templo sufriría daño sustancial a fuerte en el caso de un sismo raro con periodo de retorno de 475 años. Según la clasificación de daño del EMS-98 esto significaría el desarrollo de grietas generalizadas en los muros, caídas de piezas considerables de recubrimiento y falla de elementos no estructurales individuales como los tímpanos. Asimismo, en el caso de un sismo muy raro (970 años) la estructura alcanzaría un nivel de daño muy fuerte que conllevaría a la falla parcial estructural de muros y techos. Considerando que la iglesia es una estructura histórica cubierta en su interior de pinturas murales, se debería esperar daño leve para sismos frecuentes (43 años), ocasionales (72 años) y raros, así como, daño moderado para un sismo muy raro. Se ha podido identificar también los mecanismos de colapso de la estructura, siendo el primero de ellos el desplome de la fachada principal. Debido a la vulnerabilidad en la que se encuentra la iglesia es altamente recomendable intervenir la construcción con la finalidad de proteger su valor cultural y arquitectónico.



CAPÍTULO 1. BIBLIOGRAFÍA

AgiSoft LLC, 2016. Agisoft PhotoScan User Manual. Professional Edition, Version 1.2. http://www.agisoft.com/pdf/photoscan-pro_1_2_en.pdf.

Aguilar, R., Marques, R., Sovero, K., Martel, C., Trujillano, F., Boroscsek, R. (2015). Investigations on the structural behaviour of archaeological heritage in Peru: From survey to seismic assessment. *Engineering Structures*, vol. 95, pp 94-111.

Aguilar, R., Noel, M. F., Briceño, C., Castañeda, B., Ramos, L. (2016). Geomatics' procedures and dynamic identification for the structural survey of the church of 'San Juan Bautista de Huaró' in Perú. In: *6th International Brick and Block Masonry Conference (IBMAC 2016), Padova, Italia*, pp. 815-820.

Allemang, R. J., Brown, D. L. (1982). A correlation coefficient for modal vector analysis. In: *Proceedings of the 1st international modal analysis conference*, SEM, Orlando, vol. 1, pp 110-116.

Almeida, J. (2012). Mechanical characterization of traditional adobe masonry elements, (MSc thesis, University of Minho, Guimarães).

Andreotti, C., Liberatore, D., Sorrentino, L. (2014). Identifying seismic local collapse mechanisms in unreinforced masonry buildings through 3D laser scanning. *Engineering Materials*, vol. 628, pp 79-84.

Andrés, A. N., Pozuelo, F. B., Marimón, J. R., De Mesa Gisbert, A. (2012). Generation of virtual models of cultural heritage. *Journal of Cultural Heritage*, vol. 13(1), pp 103-106.

Antoniou S., Rovithakis A., Pinho R. (2002). Development and verification of a fully adaptive pushover procedure, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, UK, Paper No. 822.

Anwer, N., Mathieu, L. (2016). From reverse engineering to shape engineering in mechanical design. *Journal of CIRP Annals-Manufacturing Technology*, vol. 65(1), pp 165-168.

Arce, D., Retamozo, S., Aguilar, R., & Castañeda, B. (2016). A mixed methodology for detailed 3D modeling of architectural heritage. In: *Structural Analysis of Historical Constructions: Anamnesis, diagnosis, therapy, controls*, pp. 104-110.

ASCE/SEI 41-13 (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA. ISBN 978-0-7844-7791-5.

Besl, P., McKay, N. (1992). A method for registration of 3-D shapes. *IEEE Trans Pattern Anal Mach Intell*, vol. 14(2), pp 239-56.

Bitelli G., Dubbini M., Zanutta A., (2004), terrestrial laser scanning and digital photogrammetry techniques to monitor landslide bodies, *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Science*, vol. 38(7B), pp 246-251

Bracci, J. B., Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures, *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, pp 3-10.

Burgos, A. (2014). *Study of the Armenian Church in Famagusta*, (Master's thesis, University of Minho).

BS EN 1998-1:2004 (E) (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards Institution. Approved by European Committee for Standardization (CEN).

Calvi, G. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering.*, vol. 3, pp 411-438.

Castellazzi, G., D'Altri, A. M., Bitelli, G., Selvaggi, I., & Lambertini, A. (2015). From laser scanning to finite element analysis of complex buildings by using a semi-automatic procedure. *Sensors*, vol. 15(8), pp 18360-18380.

Chácara, C., Zvietcovich, F., Briceño, C., Marques, R., Perucchio, R., Castañeda, B., Aguilar, R. (2014). On-site investigation and numerical analysis for structural assessment

of the archaeological complex of Huaca de la Luna. In: *International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*.

Chiarugi A., Fanelli A., Giuseppetti G. (1993). Diagnosis and strengthening of the Brunelleschi Dome. In: *IABSE Symposium 1993*, Zürich, Switzerland.

Chopra A., Goel R. (2000). Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems. *Journal of Structural Engineering*, vol.126(4), pp 482-490.

Chopra, A. K., Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31(3), pp 561-582.

Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 33(8), pp 903-927.

Cirulis, A., De Paolis, L., Tutberidze, M. (2015). Virtualization of Digitalized Cultural Heritage and Use Case Scenario Modeling for Sustainability Promotion of National Identity. *Procedia Computer Science*, vol. 77, pp 199-206.

Conde, B., Díaz-Vilariño, L., Lagüela, S., Arias, P. (2016). Structural analysis of Monforte de Lemos masonry arch bridge considering the influence of the geometry of the arches and fill material on the collapse load estimation. *Construction and Building Materials*, vol. 120, pp 630-642.

De Reu, J., Plets, G., Verhoeven, G., De Smedt, P., Bats, M., Cherretté, B., Van Meirvenne, M. (2013). Towards a three-dimensional cost-effective registration of the archaeological heritage. *Journal of Archaeological Science*, vol. 40(2), pp 1108-1121.

De Sensi, B. (2003). Terracuda, La Diffusione Dell'architettura Di Terra (Soil, Dissemination of Earth Architecture). Recuperado de www.terracuda.com/architetturadiffusione.htm.

Diario correo (2015). La transformación de Cusco a 65 años del terremoto. Recuperado de <http://diariocorreo.pe/ciudad/la-transformacion-de-cusco-a-65-anos-del-terremoto-589635/>.

Diario Las Américas (2016). Un sismo de magnitud 5.2 sacude nuevamente el sur de Perú. Recuperado de <http://www.diariolasamericas.com/america-latina/un-sismo-magnitud-52-sacude-nuevamente-el-sur-peru-n4100900>.

Eilam, E. (2005). *Reversing: secrets of reverse engineering*. Wiley Publishing, Inc.

Endo, Y., Pelà, L., Roca, P. (2016). Review of different pushover analysis methods applied to masonry buildings and comparison with nonlinear dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, pp 1-22.

Fajfar P., Gaspersic P., Drobic D. (1997). A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures. *Proceedings Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Rotterdam, Balkema*.

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake spectra*, vol. 16(3), pp. 573-592.

Fajfar, P., Kilar, V., Marusic, D., Perus, I., Magliulo, G. (2005). The extension of the N2 method to asymmetric buildings. *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behavior of irregular and complex structures*.

FEMA 440 (2005). *Improvement of non-linear static seismic analysis procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., United States of America.

Fernandez, C. (2008). *Estudio de Suelos para Diagnóstico de Humedad Subterránea: Templo de Andahuaylillas*. Cusco, Perú.

Fonseca, C., D' Ayala, D. (2012). Seismic assessment and retrofitting of Peruvian earthen churches by means of numerical modelling. *In Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, CD ROM, Lisboa.

Freeman S., Nicoletti J., Tyrell J. (1975). Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, U.S.A, pp. 113-122.

Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A. (2006). On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. *In Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Switzerland, Geneva.

Ginell, W. S., Tolles, E. L. (2000). Seismic stabilization of historic adobe structures. *Journal of the American Institute for Conservation*, vol. 39(1), pp 147-163.

Guidi, G., Frischer, B., Russo, M., Spinetti, A., Carosso, L., Micoli, LL. (2006). Threedimensional acquisition of large and detailed cultural heritage objects, vol. 17(6): pp 349–60.

Gupta, B., Kunnath, S. K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, vol. 16, 367–392.

IBC, I. (2012). International Code Council. International Building Code. International Code Council, Washington DC, United States.

ICOMOS (2005) Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. In: International scientific committee for analysis and restoration of structures and architectural heritage (ISCARSAH), ver www.icomos.org

Ivancic, S., Briceño, C., Marques, R., Aguilar, R., Perucchio, R., Vargas, J. (2014). Seismic Assessment of the St. Peter Apostle Church of Andahuaylillas in Cusco, Peru. *In Proc. of the SAHC 2010: 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, pp 14-17, Mexico.

Kalkan, E., Kunnath, S. K. (2004). Lateral load distribution in nonlinear static procedures for seismic design. *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future*, pp. 1-10.

Kraus, K. (2007). *Photogrammetry, Geometry from Images and Laser Scans*. Walter de Gruyter, Berlin, Germany.

Krawinkler, H. (1995). New trends in seismic design methodology. In: *European Conference on Earthquake Engineering*.

Kreslin, M. and Fajfar, P. (2012) The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 10(2), pp 695-715.

Laefer, D., Truong-Hong, L., Fitzgerald, M. (2011). Processing of terrestrial laser scanning point cloud data for computational modelling of building facades. *Recent Patents on Computer Science*, vol. 4(1), pp 16-29.

Lagomarsino, S., Penna, A. (2003). Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology, WP4: Vulnerability assessment of current buildings. RISK-UE project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns.

Lagomarsino, S., Cattari, S., Degli Abbati, S., Ottonelli, D. (2014). Seismic assessment of complex monumental buildings in aggregate: the case study of Palazzo del Podestà in Mantua (Italy). In *SAHC2014–9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*.

Lagomarsino, S., Cattari, S. (2015). PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13(1), pp 13-47.

Lambers, K., Eisenbeiss, H., Sauerbier, M., Kupferschmidt, D., Gaisecker, T., Sotoodeh, S., & Hanusch, T. (2007). Combining photogrammetry and laser scanning for the recording and modelling of the Late Intermediate Period site of Pinchango Alto, Palpa, Peru. *Journal of archaeological science*, vol. 34(10), pp 1702-1712.

Leica Geosystems (2015). *Leica Cyclone user's Manual*, release 7.1.1. Switzerland.

Lourenço, P. B., Ramos L. F. (1999). Investigaçãoo sobre as Patologias do Santuário de São Torcato. Final Report. University of Minho.

Lourenço P. B. (2006). Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney. *Journal of Construction and Building Materials*, vol. 20(4), pp 239–251.

Lourenço, P.B. (2009), Recent advances in masonry structures: Micromodelling and homogenisation, em: *Multiscale Modeling in Solid Mechanics: Computational Approaches*, pp 251-294.

Lourenço, P. B., Trujillo, A., Mendes, N., Ramos, L. F. (2012). Seismic performance of the St. George of the Latins church: Lessons learned from studying masonry ruins. *Engineering structures*, vol. 40, pp 501-518.

Lourenço P. B. (2014). Presentation SA2_12: Modelling of masonry and homogenization. SAHC Masters. University of Minho, Guimarães, Portugal.

Macchi G, Ruggeri M, Eusebio M, Moncecchi M (1993) Structural assessment of the leaning tower of Pisa. In: *Structural preservation of the architectural heritage, IABSE*, Zürich, Switzerland, pp 401–408.

Magliulo, G., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2012). Extension of N2 method to plan irregular buildings considering accidental eccentricity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 43, pp 69-84.

Maison B. (2005). Discussion of “Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analysis: SAC Buildings”, *Earthquake Spectra* vol. 21(1), pp 275-275.

Majstorovic, V., Trajanovic, M., Vitkovic, N., & Stojkovic, M. (2013). Reverse engineering of human bones by using method of anatomical features. *Journal of CIRP Annals-Manufacturing Technology*, vol. 62(1), pp 167-170.

Marks, P. (2005). Capturing a competitive edge through digital shape sampling & processing (DSSP). Society of Manufacturing Engineers, blue book series.

Meli R., Sánchez-Ramírez A. (1995). Structural aspects of the rehabilitation of the Mexico City Cathedral. *Structural analysis of historical constructions I*, CIMNE, Barcelona, Spain, pp 123–140.

Mola F., Vitaliani R. (1995). Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments: the St. Mark's Basilica in Venice. *Structural analysis of historical constructions I*. CIMNE, Barcelona, Spain, pp 166–188

Mozas-Calvache, A., Pérez-García, J., Cardenal-Escarcena, F., Mata-Castro, E., Delgado-García, J. (2012). Method for photogrammetric surveying of archaeological sites with light aerial platforms. *Journal of Archaeological Science*, vol. 39(2), pp 521-530.

Ordaz, M., Aguilar, A., Arboleda, J. (2007). CRISIS 2007, Módulo de cálculo de amenaza sísmica de CAPRA (Evaluación Probabilística de Riesgo para América Central). Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Pando, M. A., Aguilar, R., Lopez, S., Zavala, G. (2016). Geotechnical conditions and seismic hazard analysis for architecture heritage preservation in Peru: The Andahuaylillas Church case study. In *Structural Analysis of Historical Constructions: Anamnesis, diagnosis, therapy, controls*, pp 1575-1580.

Panoramio (2009). Pisco, puerta lateral iglesia de la Compañía destruida, terremoto 15 Ago. 2007. Recuperado de <http://www.panoramio.com/photo/18507577#>.

Pesci, A., Teza, G., Bonali, E., Casula, G., Boschi, E. (2013). A laser scanning-based method for fast estimation of seismic-induced building deformations. *ISPRS journal of photogrammetry and remote sensing*, vol. 79, pp 185-198.

Pinho, R., Antoniou, S. (2005). A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames. In *Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*.

Pinho, R., Antoniou, S., Pietra, D. (2006). A displacement-based adaptive pushover for seismic assessment of steel and reinforced concrete buildings. *In Proceedings of the Eighth US National Conference on Earthquake Engineering*.

Pinho, R., Casarotti, C., Antoniou, S. (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 36(10), pp 1347-1362.

Potter, C. (2011). Seismic analysis of a typical masonry building from Barcelona's Eixample district, (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).

Priestly, M. (1997). Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 1, pp 157–192.

Reglamento Nacional de Construcciones (2006). Norma Técnica Peruana de Edificación E.030, Lima.

Remondino, F. (2011). Heritage recording and 3D modeling with photogrammetry and 3D scanning. *Remote Sensing*, vol. 3(6), pp 1104–1138.

Riveiro, B., Lourenço, P. B., Oliveira, D. V., González-Jorge, H., Arias, P. (2015). Automatic Morphologic Analysis of Quasi-Periodic Masonry Walls from LiDAR. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*.

Riveiro, B., González-Jorge, H., Conde, B., Puente, I. (2016). Laser Scanning Technology: Fundamentals, Principles and Applications in Infrastructure. *Non-Destructive Techniques for the Evaluation of Structures and Infrastructure*, chapter 2, pp 7-29.

Roca, P., Cervera, M., Gariup, G. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 17(3), pp 299-325.

Rua, H., Alvito, P. (2011). Living the past: 3D models, virtual reality and game engines as tools for supporting archaeology and the reconstruction of cultural heritage—the case-

study of the Roman villa of Casal de Freiria. *Journal of Archaeological Science*, vol. 38(12), pp 3296-3308.

Ruta del Barroco Andino (2016). San Juan Bautista de Huaró | Ruta del Barroco Andino. Recuperado de <http://rutadelbarrocoandino.com/la-ruta/san-juan-bautista-de-huaro/>.

Saloustros, S. Pelà, L. Roca, P. and Portal, J. (2015) Numerical analysis of structural damage in the church of the Poblet Monastery, *Engineering Failure Analysis*, vol. 48, pp 41–61.

Sánchez-Aparicio, L. J., Riveiro, B., Gonzalez-Aguilera, D., & Ramos, L. F. (2014). The combination of geomatic approaches and operational modal analysis to improve calibration of finite element models: A case of study in Saint Torcato Church (Guimarães, Portugal). *Journal of Construction and Building Materials*, vol. 70, pp 118-129.

Satyarno, I., Carr, A.J., Restrepo, J. (1998). Refined pushover analysis for the assessment of older reinforced concrete buildings. *Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering Technology Conference*, Wairakei, New Zealand, pp 75–82.

SEAOC, (1995). Performance based seismic engineering of Buildings. *Vision 2000 Committee*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

SEAOC, (1999). Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary. The Blue Book, Structural Engineers Association of California, Sacramento California.

Spetsakis, M., Aloimonos, Y. (1991). A multi-frame approach to visual motion perception. *International Journal of Computer Vision*. Vol. 6, pp 245–255.

SVS, (2015). ARTeMIS user's Manual, release 8.4, Structural Vibration Solution. Denmark.

Szeliski, R., Kang, S.B. (1994). Recovering 3-D shape and motion from image streams using nonlinear least squares. *Journal of Visual Communication and Image Representation*, vol. 5, pp 10–28.

Taliercio, A., Binda, L. (2007). The Basilica of San Vitale in Ravenna: Investigation on the current structural faults and their mid-term evolution. *Journal of Cultural Heritage*, vol. 8(2), pp 99-118.

Themelis, S. (2008). Pushover analysis for seismic assessment and design of structures, (Doctoral dissertation, Heriot-Watt University).

TNO DIANA (2015). DIANA user's manual, release 9.4.4. Netherlands.

Tolles, E., Kimbro, E., Ginell, W. (2003). Planning and engineering guidelines for the seismic retrofitting of historic adobe structures. Getty Publications.

Truong-Hong, L., Laefer, D., (2015). A Semi-Automatic Member Detection for Metal Bridges. In: *International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium (IABSE)*, paper No. 21, vol. 104, pp. 1-7

Valente, M., Milani, G. (2016). Non-linear dynamic and static analyses on eight historical masonry towers in the North-East of Italy. *Engineering Structures*, vol. 114, pp 241-270.

Van der Pluijm, R. (1999). Out of plane bending of masonry: behaviour and strength, (PhD thesis, Eindhoven University of Technology: Eindhoven).

Várady, T., Martin, R., Cox, J. (1997). Reverse engineering of geometric models—an introduction. *Computer Aided Design*, vol. 29(4), pp 255-268.

Várady, T., Martin, R. (2002). Reverse engineering. *Handbook of Computer Aided Geometric Design*, Chapter 26, pp. 651–681.

Wmf.org. (2016). San Juan Bautista of Huaro Church | World Monuments Fund. Recuperado de <https://www.wmf.org/project/san-juan-bautista-huaro-church>.

Yastikli, N. (2007). Documentation of cultural heritage using digital photogrammetry and laser scanning. *Journal of Cultural Heritage*, vol. 8(4), pp 423–7.