

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE IGLESIAS
ANDINAS COLONIALES TÍPICAS A PARTIR DE ANÁLISIS LÍMITE
CINEMÁTICO Y EL MÉTODO N2**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

Autora:

María Fernanda Noel Tapia

Asesor:

Rafael Aguilar Vélez

Lima, abril del 2021

RESUMEN

El Perú cuenta con un vasto legado de construcciones patrimoniales de adobe, siendo una de las tipologías más representativas las iglesias andinas coloniales. Estas construcciones religiosas forman parte de la historia y cultura del país, y representan una fuente económica significativa para las comunidades gracias al turismo. A pesar de la importancia de estos templos, muchos de ellos se encuentran en estado de abandono o no están siendo conservados con las técnicas adecuadas. La falta de mantenimiento sumada al alto peligro sísmico de la zona y las bajas propiedades mecánicas del material de construcción, ponen en riesgo significativo a este importante patrimonio arquitectónico peruano. Debido a ello son necesarios métodos modernos de evaluación y conservación que sean aplicables a este tipo de estructuras. Bajo este contexto, el presente estudio busca evaluar la aplicación del método N2 y el análisis límite cinemático en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de iglesias andinas coloniales. Para este fin, se han tomado como casos de estudio el templo de San Juan Bautista de Huaró y la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, ambas edificaciones ubicadas en Cusco, Perú. La evaluación se realizó considerando cuatro escenarios sísmicos, con períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, que corresponden a terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, respectivamente. Los resultados obtenidos en la presente investigación, evidencian que el uso combinado de análisis límite cinemático y el método N2 permiten evaluar eficientemente la seguridad sísmica de este tipo de estructuras en términos de capacidad y ductilidad. En el caso de la iglesia de Huaró se demostró que los primeros mecanismos de colapso en activarse en la estructura serían el volteo de la fachada principal y el colapso parcial del tímpano. Para la iglesia de Andahuaylillas los resultados evidenciaron que los mecanismos más inseguros son el volteo fuera del plano de la fachada posterior y el colapso del muro lateral. Asimismo, se identificó que la iglesia que requiere una intervención estructural más urgente es el templo San Pedro Apóstol de Andahuaylillas ya que es vulnerable antes sismos ocasionales de 72 años de periodo de retorno, mientras que la iglesia de Huaró es insegura a partir de sismos raros de 475 años.

ÍNDICE

RESUMEN.....	2
ÍNDICE.....	3
LISTA DE FIGURAS.....	5
LISTA DE TABLAS	8
CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	9
1.1. Motivación	9
1.2. Objetivos	10
1.3. Organización del trabajo.....	10
CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE	12
2.1. Iglesias coloniales andinas.....	12
2.2. Comportamiento sísmico de iglesias coloniales andinas	13
2.3. Lineamientos para la evaluación sísmica de iglesias coloniales andinas.....	16
2.4. Técnicas de análisis estructural.....	19
2.4.1. Análisis límite cinemático.....	19
2.4.2. Método N2.....	21
2.5. Espectro de respuesta.....	24
2.5.1. Lineamientos del código peruano	24
2.5.2. Espectro de respuesta para la zona evaluada.....	25
CAPÍTULO III - ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA SAN JUAN BAUTISTA DE HUARO	27
3.1. Descripción del caso de estudio	27
3.1.1. Locación	27
3.1.2. Historia.....	28
3.1.3. Arquitectura y estructura.....	29
3.1.4. Estudios previos sobre el comportamiento sísmico del caso de estudio.....	32
3.2. Análisis límite cinemático.....	36
3.2.1. Consideraciones	36
3.2.2. Resultados.....	37
3.3. Método N2.....	39
3.3.1. Consideraciones	39
3.3.2. Resultados.....	40
CAPÍTULO IV - ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA SAN PEDRO APOSTOL DE ANDAHUAYLILLAS.....	45

4.1.	Descripción del caso de estudio	45
4.1.1.	Locación	45
4.1.2.	Historia.....	46
4.1.3.	Geometría y estructura.....	47
4.1.4.	Estudios previos.....	49
4.2.	Análisis límite cinemático.....	52
4.2.1.	Consideraciones	52
4.2.2.	Resultados.....	54
4.3.	Método N2.....	55
4.3.1.	Consideraciones	55
4.3.2.	Resultados.....	56
CAPÍTULO V - CONCLUSIONES.....		60
REFERENCIAS		62



LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE

Figura 2. 1 Modos de daño típicos observados en edificios históricos de adobe después del terremoto de Northridge de 1994 (Adaptado de Tolles, 2003).....	14
Figura 2. 2. Patrones de daño encontrados en iglesias coloniales andinas a partir de estudios numéricos predictivos: iglesia San Juan Bautista de Huaró e iglesia Virgen de la Asunción de Sacsamarca.....	15
Figura 2. 3. Patrones de daño encontrados en iglesias coloniales andinas a partir de estudios numéricos predictivos: iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas e iglesia de Kuño Tambo.	16
Figura 2. 4. Metodología para la evaluación sísmica de construcciones históricas usando ingeniería inversa y análisis estructural (Aguilar et al., 2019).	18
Figura 2. 5. Estimación gráfica de la demanda de desplazamiento según el método N2: (a) $T^* \geq T_c$, (b) $T^* \leq T_c$. Adaptado de Fajfar, (2000).	23
Figura 2. 6. Microzonificación sísmica propuesta por la NT E030	24
Figura 2. 7. Espectro inelástico calculado según la Norma Técnica E030 de Diseño Sismorresistente	26

CAPÍTULO III - ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA IGLESIA SAN JUAN BAUTISTA DE HUARO

Figura 3. 1. Ubicación del distrito de Huaró dentro de la provincia de Quispicanchi- Cusco.28	
Figura 3. 2. Pinturas murales de la iglesia San Juan Bautista de Huaró elaboradas por el artista Thadeo Escalante	29
Figura 3. 3. Planos de la iglesia: (a) fachada, (b) vista en elevación del muro oeste, (c) vista en planta del templo, (d) vista esquemática en planta de las vigas de madera de techo. Adaptado de Noel (2017).	30
Figura 3. 4. Vistas exteriores y de los ambientes interiores de la iglesia San Juan Bautista de Huaró: (a) vista exterior, (b) nave, (c) artesonado, (d) estructura de techo par y nudillo, (e) arco triunfal y, (f) sistema de arcos del coro.	31
Figura 3. 5. Curvas de capacidad obtenidas a partir de un patrón de carga lateral uniforme asignado a los ejes X e Y globales (Aguilar et al., 2019).	33
Figura 3. 6. Resultados de la evaluación sísmica de la iglesia de Huaró en términos de deformación y agrietamiento: (a) resultado del caso de carga en la dirección + X y (b) resultado del caso de carga en la dirección -X (Aguilar et al., 2019).	34

Figura 3. 7. Resultados de la evaluación sísmica de la iglesia de Huaro en términos de deformación y agrietamiento: (a) resultado del caso de carga en la dirección + Y y (b) resultado del caso de carga en la dirección -Y (Aguilar et al., 2019).	35
Figura 3. 8. Mecanismos potenciales de colapso: (a) volteo de la fachada (mecanismo 1), (b) colapso parcial del tímpano (mecanismo 2), (c) volteo del campanario (mecanismo 3) y, (d) colapso fuera del plano del muro longitudinal (mecanismo 4).	36
Figura 3. 9. Resumen del proceso de verificación del desempeño sísmico realizado en la iglesia mediante análisis de límite cinemático	38
Figura 3. 10. Resultados del método N2 aplicado en los tres mecanismos de colapso: MDOF, SDOF y curvas bilineales.	42
Figura 3. 11. Resultados del método N2 aplicado en los tres mecanismos de colapso: (a) MDOF, SDOF y curvas bilineales, y (b) transposición de la curva de capacidad bilineal con el espectro de respuesta y los puntos de demanda de desplazamiento.....	44

CAPÍTULO IV - ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA IGLESIA SAN PEDRO APOSTOL DE ANDAHUAYLILLAS

Figura 4. 1. Ubicación del distrito de Andahuaylillas dentro de la provincia de Quispicanchi-Cusco.	45
Figura 4. 2. Muestras de las obras de arte del pintor Luis de Riaño: (a) Pintura mural “el camino hacia el cielo”, (b) Organo pintado.....	46
Figura 4. 3. Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas: (a) vista de la fachada y, (b) vista interior de la iglesia.	48
Figura 4. 4. Plano de la iglesia (a) vista en planta, (b) vista de la fachada sur, y (c) vista del muro este (Adapatado de Aguilar et al, 2021).	49
Figura 4. 5. Curvas de capacidad obtenidas a partir de un patrón de carga lateral uniforme asignado a los ejes X e Y globales (Aguilar et al., 2021).	50
Figura 4. 6. Resultados de la evaluación sísmica usando un análisis estático no lineal con cargas incrementales aplicadas en la dirección X: (a) resultados en la dirección + X con capacidad máxima de carga de 0.25g, y (b) resultados en la dirección -X con capacidad máxima de carga de 0,24 g (adaptado de Aguilar et al., 2021).	51
Figura 4. 7. Resultados de la evaluación sísmica usando un análisis estático no lineal con cargas incrementales aplicadas en la dirección Y: (a) resultados en la dirección + Y con capacidad máxima de carga de 0.15g, y (b) resultados en la dirección -Y con capacidad máxima de carga de 0.20 g (adaptado de Aguilar et al., 2021).	52
Figura 4. 8. Vista esquemática de los mecanismos de colapso probables que se activarían durante eventos sísmicos: (a) colapso parcial de la fachada frontal (Mecanismo 1), (b)	

balanceo de la fachada trasera (Mecanismo 2), (c) falla fuera del plano de la pared lateral (Mecanismo 3).....	53
Figura 4. 9. Resumen del proceso de verificación del desempeño sísmico realizado en la iglesia mediante análisis de límite cinemático	54
Figura 4. 10. Resultados del método N2 aplicado en los tres mecanismos de colapso: MDOF, SDOF y curvas bilineales.....	57
Figura 4. 11. Resultados del método N2 aplicado en los tres mecanismos de colapso: (a) MDOF, SDOF y curvas bilineales, y (b) transposición de la curva de capacidad bilineal con el espectro de respuesta y los puntos de demanda de desplazamiento.....	59



LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE

Tabla 2. 1. Parámetros para la construcción del espectro de diseño	26
--	----

CAPÍTULO III - ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA IGLESIA SAN JUAN BAUTISTA DE HUARO

Tabla 3. 1. Factores de escala y PGA para diferentes periodos de retorno	37
Tabla 3. 2. Resultados del análisis de límite cinemático considerando los cuatro escenarios sísmicos.....	39

CAPÍTULO IV - ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA IGLESIA SAN PEDRO APOSTOL DE ANDAHUAYLILLAS

Tabla 4. 1. Factores de escala y PGA para diferentes periodos de retorno	53
Tabla 4. 2. Resultados del análisis de límite cinemático considerando los cuatro escenarios sísmicos.....	55



CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Motivación

Las edificaciones de albañilería de adobe representan una parte significativa del patrimonio mundial construido, hecho asociado a técnicas de construcción temprana, accesibilidad a los materiales y bajo costo de construcción (Karanikoloudis and Lourenço, 2018). En el caso del Perú, la construcción con adobe se remonta a la época prehispánica, época en la que se construyeron edificaciones como la Ciudadela de Chan Chan, considerada “la ciudad de barro más grande de América”, la Ciudad Sagrada de Caral, “la más antigua de América”, la Fortaleza de Paramonga o el Complejo de Pachacamac. El uso del adobe en el Perú se ha extendido hasta estos días debido principalmente a que es un material de fácil acceso y porque permite crear ambientes con propiedades ambientales favorables, como la mitigación del ruido y la intensa temperatura externa (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2010).

En cuanto a patrimonio arquitectónico de adobe, el Perú presenta un extenso legado de construcciones históricas construidas durante el período colonial. Una de las tipologías constructivas con mayor presencia en el Perú son las iglesias debido a que el principal interés del cristianismo en el periodo colonial fue la construcción de edificaciones para la difusión de la nueva religión. Se estima que sólo en el sur del Perú existen más de 300 iglesias y capillas coloniales de adobe y mampostería de piedra que, además de ser utilizadas frecuentemente para misas, albergan una innumerable cantidad de joyas y obras artísticas (Viceministerio de Patrimonio Cultural e Industrias Culturales, 2020).

No obstante, las edificaciones de adobe son altamente vulnerables a sismos debido a las bajas propiedades mecánicas del material, las conexiones débiles entre elementos estructurales, la ausencia de diafragmas rígidos horizontales y, en el caso de edificaciones históricas, al daño acumulado en el tiempo (Lourenço et al., 2019). La falta de mantenimiento y la ausencia de técnicas de restauración adecuadas también son otros factores que intensifican la pérdida de tejido histórico (Karanikoloudis and Lourenço, 2018). Asimismo, el riesgo sísmico en la región sudamericana es aún mayor por la existencia de alta actividad tectónica y una serie de fallas geológicas activas.

Debido a la situación de riesgo en la que se encuentra la arquitectura patrimonial religiosa de adobe en el Perú, se vuelve necesario el desarrollo de metodologías modernas de evaluación y de simulación del comportamiento sísmico, que permitan prevenir posibles colapsos y con ello proteger su valor cultural y arquitectónico, así como la vida de los visitantes. Por esta

razón, el presente trabajo, tiene como objetivo contribuir en el desarrollo de conocimiento en el campo de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones patrimoniales religiosas de adobe, específicamente iglesias andinas coloniales típicas. Para el cumplimiento de este objetivo se plantea utilizar como casos de estudio la iglesia San Juan Bautista de Huaró y la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas. La investigación propone la aplicación del método N2 y el método de Análisis Límite Cinemático para la verificación de la seguridad sísmica a nivel de capacidad y de desplazamientos, como métodos complementarios al Análisis Pushover. El uso combinado del Análisis Pushover, el Análisis Límite Cinemático y el Método N2 permitirá una caracterización completa de la respuesta sísmica de esta tipología de edificación en términos de mecanismos de colapso y de verificación del desempeño sísmico.

1.2. Objetivos

El objetivo general de la presente investigación es contribuir en el desarrollo de conocimiento en el campo de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de iglesias andinas coloniales típicas, tomando como casos de estudio la iglesia San Juan Bautista de Huaró y la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas. Para el cumplimiento de este objetivo general, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Recopilar información sobre vulnerabilidad sísmica en iglesias andinas coloniales típicas e información sobre métodos numéricos para su evaluación.
- Recopilar bibliografía sobre estudios preliminares del comportamiento sísmico en las iglesias San Juan Bautista de Huaró y San Pedro Apóstol de Andahuaylillas
- Desarrollar el espectro de demanda para la zona evaluada y según la NT E030.
- Analizar la vulnerabilidad sísmica de la iglesia San Juan Bautista de Huaró utilizando análisis límite cinemático y método N2.
- Analizar la vulnerabilidad sísmica de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas utilizando análisis límite cinemático y método N2.
- Discutir los resultados obtenidos en la evaluación de ambos casos de estudio y plantear las principales conclusiones obtenidas en el estudio realizado.

1.3. Organización del trabajo

El trabajo de investigación comprende cinco capítulos. El primero presenta la importancia del estudio desarrollado y una breve introducción a la investigación. También se indican el objetivo general y los objetivos específicos del estudio, junto con una descripción de la

organización y los contenidos del trabajo. La sección 2 consiste en el estado del arte de la investigación donde se presenta información sobre el comportamiento sísmico y los lineamientos de evaluación estructural de iglesias coloniales andinas. Asimismo, se explican las dos técnicas de análisis estructural y de verificación sísmica que son usadas en la presente investigación: método N2 y análisis límite cinemático. Finalmente, en esta sección se presentan las directrices para el desarrollo de un espectro de respuesta según la normativa peruana NT E030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, 2019) y se presenta el espectro generado para la zona geográfica estudiada. En la sección 3 y 4, se desarrolla el análisis de la vulnerabilidad sísmica de la iglesia San Juan Bautista de Huaro y la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas. En ambas secciones se describen los casos de estudio y se explican las consideraciones y resultados del proceso de aplicación del Método N2 y del Análisis Límite Cinemático en las iglesias. Por último, en la sección 5, se presentan las conclusiones de la investigación desarrollada.



CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE

2.1. Iglesias coloniales andinas

Desde la llegada de los españoles al Perú, se han edificado un sinnúmero de iglesias que formaron parte importante del proceso de conquista (Mendoza, 2005). En cada población fundada por los españoles, se construyeron iglesias locales, dirigidas por órdenes religiosas provenientes de Europa, cuyo objetivo principal era el de evangelizar a la población indígena. Ordenes como la Dominicana, Franciscana, Agustina y Jesuita estuvieron a cargo de los diferentes templos del Perú (Mendoza, 2016). En las ciudades importantes florecieron las catedrales y los conventos, mientras que, en las localidades menores, como en las reducciones de indios, la iglesia fue erigida como el edificio principal, al centro de la plaza (Castillo et al., 2017)

Las iglesias coloniales eran edificios de gran tamaño con espaciosas naves para albergar a la población. El templo podía contar con una única nave alargada, varias naves o una nave tipo cruz. La mayoría de las iglesias eran dotadas de un altillo en la entrada denominado coro alto y campanarios situados a los costados, que en algunos casos podían encontrarse fuera de la iglesia. También presentaban un altar mayor, capillas laterales y una sacristía. El espacio contiguo a la iglesia estaba destinado a ser el cementerio del pueblo, donde los conversos debían enterrar a sus muertos (Mendoza, 2016). Estos templos usualmente eran construidos con adobe y albañilería de piedra, y contaban con un techo a dos aguas de tejas.

Desde el siglo XVI al XVIII, se construyeron varias iglesias distribuidas a lo largo de un vasto territorio que va desde Cusco hasta el lago Titicaca, pasando por la Selva Amazónica (Castillo, 2017). La época de apogeo de estos templos duró hasta el siglo XIX, pasado ese periodo, se inició una etapa de deterioro y daño hasta la actualidad (Mendoza, 2016). Los diferentes eventos sísmicos sucedidos en el Perú, el paso del tiempo y la falta de mantenimiento las condujo a un estado de deterioro y en muchos casos de abandono. En la actualidad, las iglesias situadas en ciudades importantes son las mejor conservadas, debido a su notoriedad y al turismo (San Cristóbal, 2004; Robles, 2005; Tord, 1983). En las localidades menores, las iglesias han sufrido mayores deterioros en sus estructuras y en su conservación interna y externa (Mendoza, 2016). Sin embargo, en todos los casos, estudios e intervenciones a nivel estructural son necesarias para revertir el daño del paso del tiempo y asegurar su continuidad.

2.2. Comportamiento sísmico de iglesias coloniales andinas

El adobe ha sido extensamente usado en el Perú desde años inmemorables debido a sus características favorables en la construcción de edificios y a los múltiples beneficios que proporciona: brinda un aislamiento térmico eficaz, el suelo arcilloso del que se fabrican los ladrillos de adobe es omnipresente, la habilidad y la experiencia necesaria para construir las estructuras de adobe es mínima y la construcción de este material requiere un mínimo de combustible (Tolles et al., 2003). Las construcciones de adobe representan una parte significativa del patrimonio construido, no obstante, la falta de mantenimiento y la ausencia de técnicas de intervención adecuadas han intensificado la pérdida del tejido histórico (Karanikoloudis and Lourenço, 2018).

A pesar de los muchos beneficios del adobe, los terremotos representan una amenaza real para la existencia continua de edificios de adobe porque el comportamiento sísmico de las estructuras de adobe, así como el de la piedra y otras formas de mampostería no reforzada, generalmente se caracteriza por un colapso repentino y dramático (Lourenço et al., 2019). Las edificaciones de adobe, debido a sus bajas propiedades mecánicas y pobre resistencia al volteo, están sujetas a daños estructurales tempranos, como grietas, separación de elementos estructurales y, posiblemente, colapso en áreas de alto riesgo sísmico (Karanikoloudis and Lourenço, 2018). También existe la amenaza para los ocupantes y los usuarios de la edificación de que reciban lesiones físicas graves o hasta la muerte durante los eventos sísmicos. En términos generales, la evaluación de la comunidad de ingenieros es que los edificios de adobe son más susceptibles a los daños por terremotos que los otros tipos de edificios (Tolles et al., 2003). Tolles en su investigación de 2003 realizó un resumen de los daños típicos en edificaciones de adobe durante un sismo, a partir de la observación de los daños en el terremoto de Northridge de 1994. Un resumen gráfico de dichos daños se presenta en la Figura 2.1.

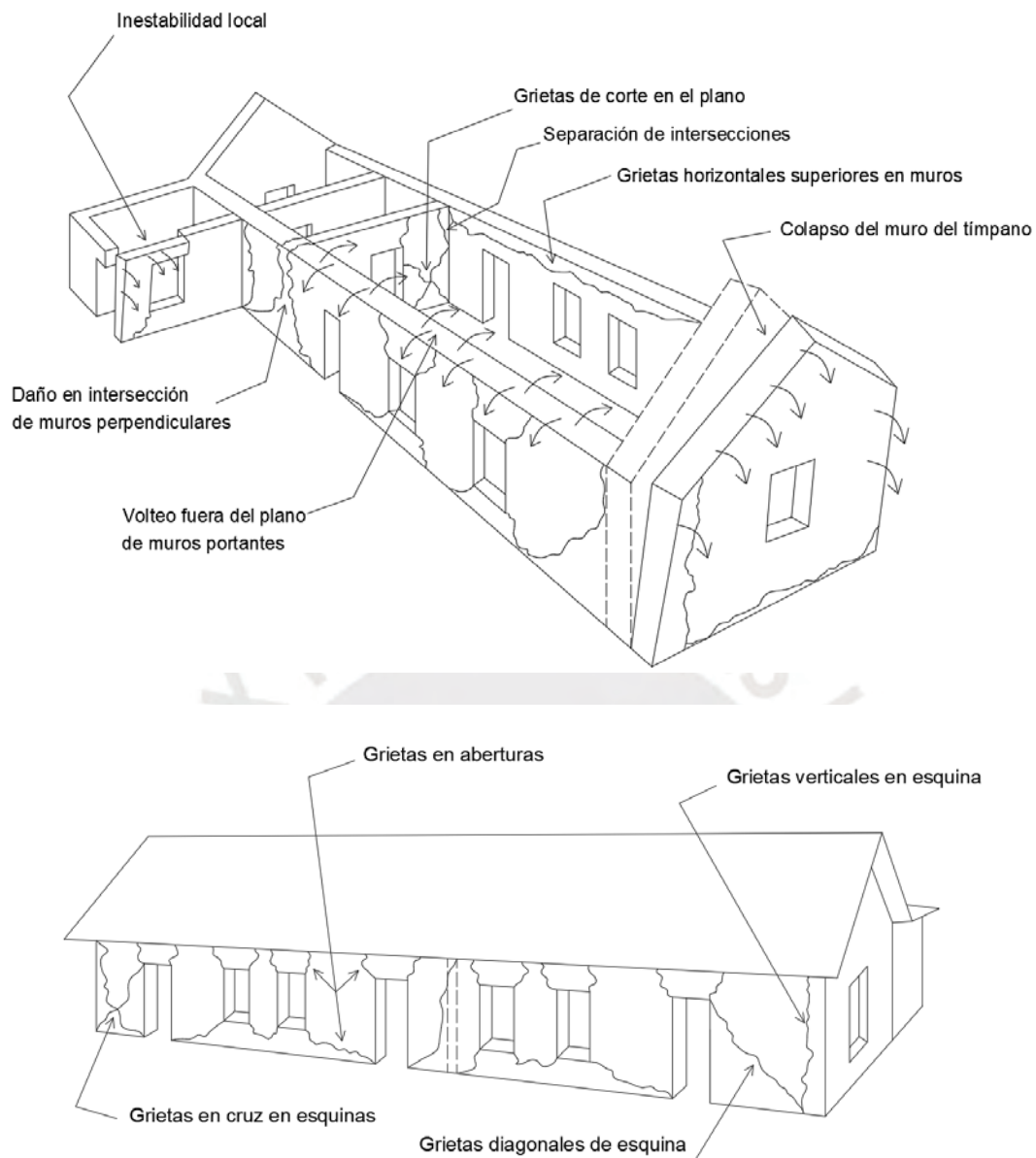


Figura 2. 1 Modos de daño típicos observados en edificios históricos de adobe después del terremoto de Northridge de 1994 (Adaptado de Tolles, 2003)

Estas tipologías de daños brindadas en Tolles et al. (2003) fueron verificadas en una serie de estudios predictivos numéricos realizados en iglesias coloniales del ande peruano. Una de las iglesias evaluadas en Aguilar et al. (2019), fue la de San Juan Bautista de Huaró ubicada en Cusco Perú. En este estudio se observó que los principales mecanismos de falla fueron el colapso de la fachada principal y de una porción de los muros laterales. En Briceño et al. (2019) se presenta el caso del estudio de la iglesia de la Virgen de la Asunción de Sacsamarca donde los principales mecanismos de colapsos fueron la falla de los muros laterales debido a la falta de arriostramiento lateral. El caso de la iglesia San Pedro de Andahuayllillas fue evaluado en el artículo de Aguilar et al. (2021), donde los resultados obtenidos mostraban

que el mecanismo de colapso de la iglesia consistía en el volteo fuera del plano de la fachada posterior. Finalmente, en el estudio de la iglesia de Kuño Tambo de Karanikoloudis (2018) se evidenció que los principales mecanismos de falla de la iglesia son el colapso de la fallada posterior y del muro lateral. En todos los casos se generan grietas en las aberturas de las ventanas y puertas, así como en la intersección de los muros laterales. A partir de estos resultados se evidencia que el comportamiento sísmico de las iglesias andinas coloniales es típico y corresponde al volteo fuera del plano de los muros de fachada o los muros laterales, debido a la falta de una adecuada conexión en el encuentro de muros ortogonales, así como la ausencia de un diafragma rígido que brinde un comportamiento tipo caja. Los patrones de daño encontrados en las iglesias mencionadas se muestran en la Figura 2.2 y Figura 2.3.

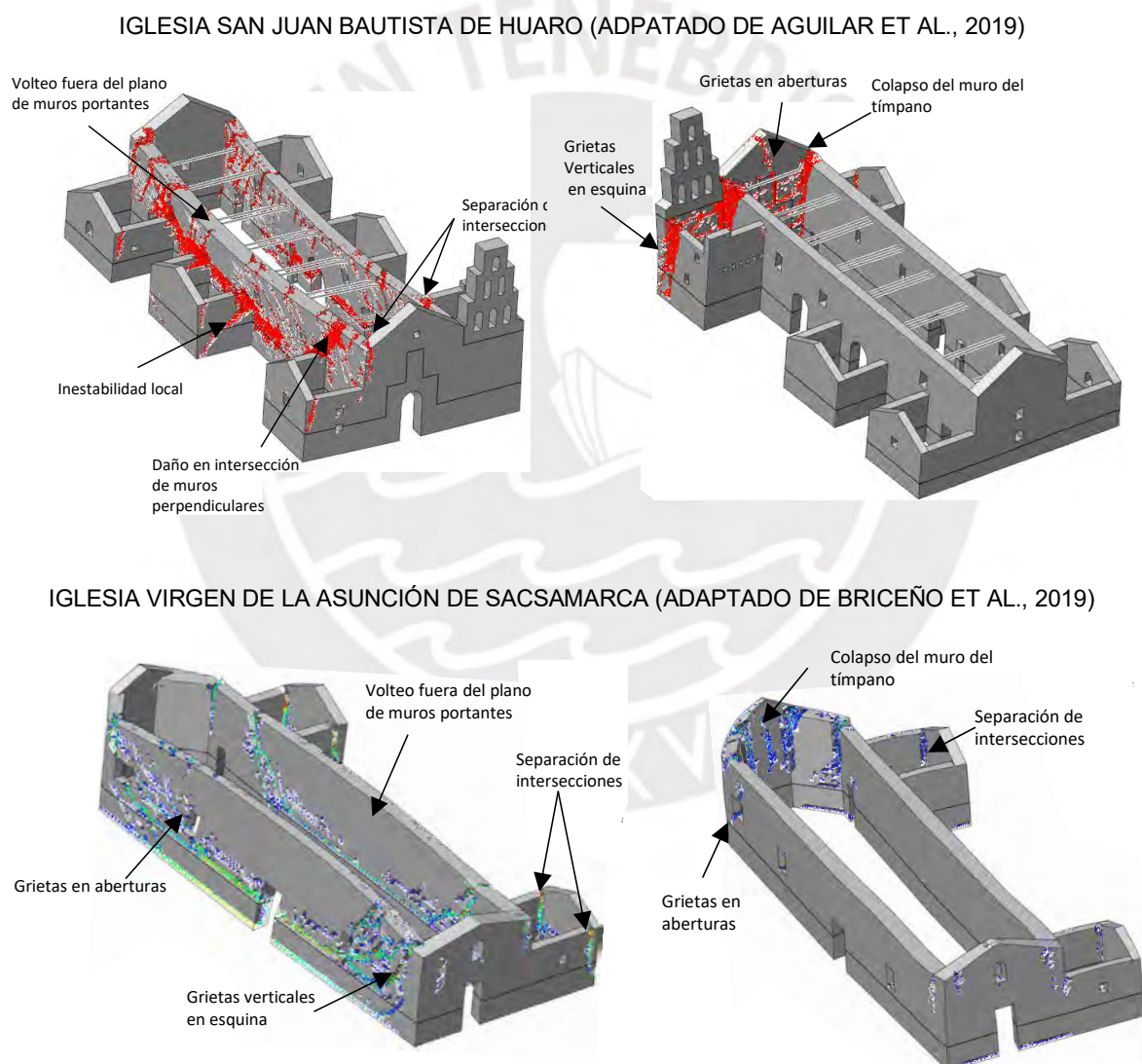
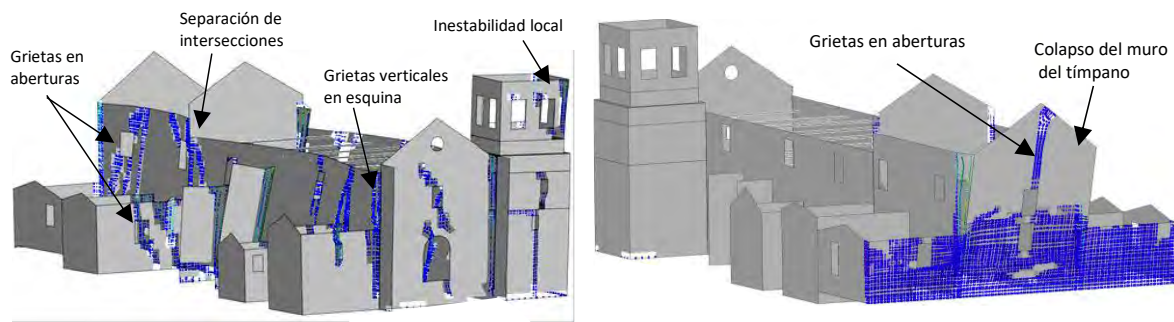


Figura 2. 2. Patrones de daño encontrados en iglesias coloniales andinas a partir de estudios numéricos predictivos: iglesia San Juan Bautista de Huaro e iglesia Virgen de la Asunción de Sacsamarca

IGLESIA SAN PEDRO APOSTOL DE ANDAHUAULILLAS (ADAPTADO DE AGUILAR ET AL., 2021)



IGLESIA DE KUÑO TAMBO (ADAPTADO DE KARANIKOLOUDIS AND LOURENÇO, 2018)

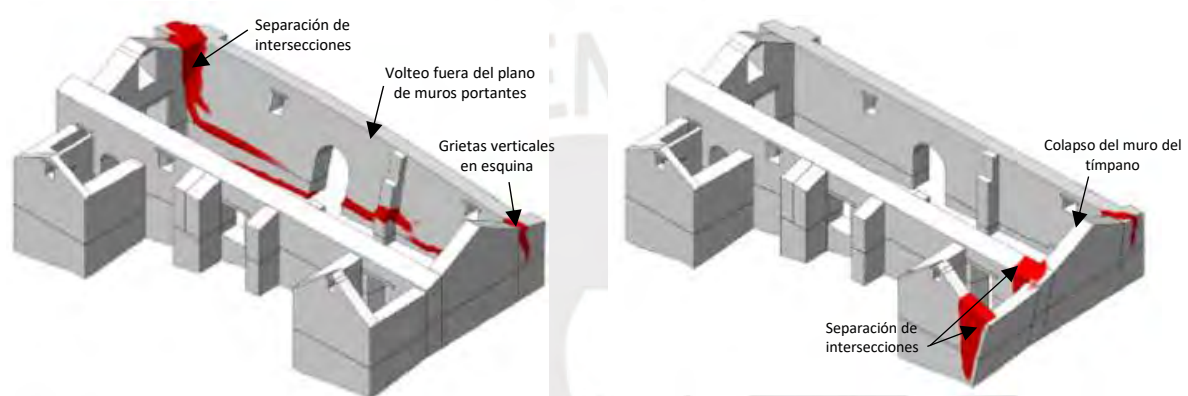


Figura 2. 3. Patrones de daño encontrados en iglesias coloniales andinas a partir de estudios numéricos predictivos: iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas e iglesia de Kuño Tambo.

2.3. Lineamientos para la evaluación sísmica de iglesias coloniales andinas

Existen diferentes investigaciones que plantean la evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones históricas; sin embargo, una de las que propone y describe una metodología completa desde la adquisición de información hasta el análisis numérico y la verificación en iglesias coloniales andinas es Aguilar et al. (2019). En dicho estudio se presenta una metodología de evaluación sísmica que integra herramientas de ingeniería inversa con una combinación de métodos analíticos avanzados y simplificados para realizar análisis predictivos del comportamiento estructural de edificios históricos de adobe bajo cargas sísmicas. La metodología propone cuatro fases de trabajo, de las cuales las tres primeras se basan en conceptos de ingeniería inversa y la última fase se enmarca en métodos de análisis no lineal.

En la Fase 1 de Adquisición Geométrica, la metodología propone el uso complementario de Escáner Láser Terrestre (TLS) para la obtención de datos 3D del interior y exterior de los

edificios, y la fotogrametría terrestre y aérea para la adquisición de datos en áreas de difícil acceso o con oclusiones. Las nubes de puntos obtenidas de ambas herramientas pasan por un procesamiento para la obtención de una única nube de puntos híbrida. La Fase 2 denominada Implementación del MEF (Modelo de Elementos Finitos), inicia con la simplificación de la nube de puntos híbrida, y la limpieza del ruido y las características geométricas que no son importantes para el análisis estructural. A partir de esta nube de puntos simplificada se crea el modelo sólido con el uso de un software CAD. El modelo sólido luego es discretizado en elementos tetraédricos con ayuda de un software MEF capaz de importar el modelo sólido CAD. La etapa finaliza con la implementación del MEF a partir del modelo discretizado. En la fase 3, la calibración modal del MEF, la metodología desarrolla la validación del modelo numérico (MEF) a través de un proceso de calibración para asegurar que los resultados analíticos coincidan con el comportamiento real medido in situ de la estructura. Para la obtención de información experimental del comportamiento dinámico estructural se utiliza el Análisis Modal Operacional (OMA en sus siglas en inglés). El análisis numérico modal se utiliza como herramienta para obtener los parámetros dinámicos analíticos de la estructura. Una vez se ha caracterizado el comportamiento estructural dinámico, los factores como la rigidez, condiciones de contorno, masa, daño se calibran para que los resultados analíticos y experimentales presenten la menor discrepancia posible. Finalmente, en la Fase 4, la verificación del comportamiento sísmico, la metodología propone el desarrollo de un análisis estático no lineal o análisis Pushover para identificar patrones de agrietamiento, mecanismos probables de colapso y las cargas que activan las configuraciones de falla. Para la verificación de la capacidad lateral y la evaluación de la seguridad estructural se plantea el método de análisis límite. Un flujograma de la metodología completa se presenta en la Figura 2.4.

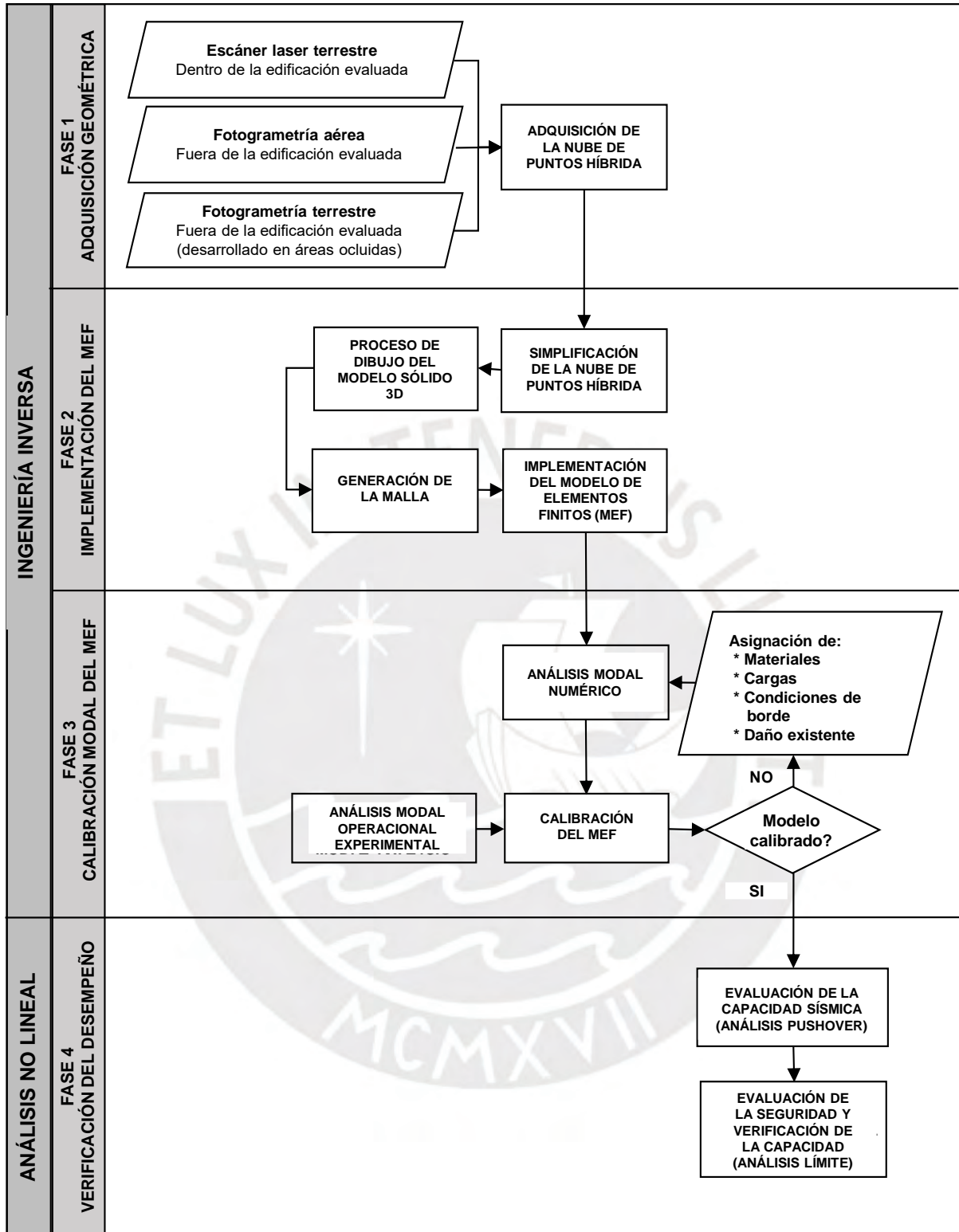


Figura 2. Metodología para la evaluación sísmica de construcciones históricas usando ingeniería inversa y análisis estructural (Adaptado de Aguilar et al., 2019).

2.4. Técnicas de análisis estructural

2.4.1. Análisis límite cinemático

El análisis límite cinemático es un método con un enfoque simplificado para el análisis de estructuras que cuentan con un comportamiento caracterizado por la formación de rótulas plásticas y la generación de mecanismos de colapso. Debido a la simplicidad y rapidez del método en la estimación de cargas de colapso y mecanismos de falla, normativas como la del código de construcción Italiano NTC (2008) y la DPCM (2011) han decidido incluirlo entre sus lineamientos. Nos obstante, para estudios más complejos, como la evaluación sísmica de estructuras de mampostería bajo cargas sísmicas, el método de análisis límite ha sido utilizado de manera complementaria a los enfoques basados en FEM (Torelli et al., 2020) (Rossi et al., 2019), (Karanikoloudis y Lourenco, 2018).

La clave del análisis límite es la definición de los posibles mecanismos de colapso, que podría llegar a ser una tarea relativamente difícil dependiendo de las particularidades de la estructura (Aguilar et al, 2015). Sin embargo, en el caso específico de estructuras de mampostería la aplicación del método de análisis límite resulta interesante debido a la rápida identificación de los mecanismos de colapso, gracias a la débil conexión existente entre elementos estructurales adyacentes y la falta de un diafragma rígido que consolide los muros (Karanikoloudis and Lourenco, 2018).

Una vez identificados los mecanismos de falla, el método de análisis límite propone, bajo un enfoque cinemático, la identificación de un multiplicador de carga α_0 que activa el mecanismo de colapso. Basado en la aplicación del principio de trabajo virtual, se obtiene α_0 cuando se alcanza un equilibrio del trabajo producido por las cargas verticales y horizontales alrededor del punto de rotación. La solución del equilibrio se formula según la ecuación (2.1):

$$W_{E,S} + W_{E,G} = W_I$$
$$\alpha_0 \left[\sum_{I=1}^n m_{b,i} \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} m_{f,i} \delta_{x,i} \right] + g \sum_{i=1}^n m_{b,i} \delta_{y,i} = 0 \quad (2.1)$$

Donde:

- $W_{E,S}$ es el trabajo externo generado por fuerzas sísmicas;
- $W_{E,G}$ es el trabajo externo generado por fuerzas de gravedad;
- W_I es el trabajo generado por fuerzas internas. En el caso de cuerpos rígidos, dicha componente es nula ya que no se produce ninguna deformación elástica o post-elástica.

- α_0 es la aceleración horizontal que activa el modo de falla analizado.
- n es el número de diferentes bloques de la cadena cinemática;
- m es el número de pisos internos;
- $m_{b,i}$ es la masa del bloque genérico;
- $m_{f,i}$ es la masa del piso genérico;
- $\delta_{x,i}$ es el desplazamiento virtual horizontal del punto de aplicación de la i -ésima fuerza sísmica;
- $\delta_{y,i}$ es el desplazamiento virtual vertical del punto de aplicación de la i -ésima fuerza-peso.

Para la verificación del comportamiento sísmico, el procedimiento de análisis límite cinemático requiere la conversión del sistema analizado en un sistema equivalente de un único grado de libertad (SDOF). En ese sentido, se puede calcular la capacidad de aceleración del mecanismo específico α_0^* utilizando la ecuación (2.2).

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} m_i}{M^* F_C} = \frac{\alpha_0}{e^* F_C} \quad (2.2)$$

Donde:

- m_i es la masa del piso o bloque genérico;
- F_C es el factor de confianza.
- $e^* = M^* / \sum_{i=1}^n m_i$ es el ratio de masa participativa del mecanismo considerado;
- M^* es la masa participativa para el mecanismo considerado, obtenido como una función de los desplazamientos virtuales horizontales según ecuación (2.3):

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} m_i \delta_{x,i})^2}{(\sum_{i=1}^{n+m} m_i \delta_{x,i}^2)} \quad (2.3)$$

Teniendo en cuenta las directrices propuestas por el código italiano NTC (2008), la primera verificación del estado límite de daño (DLS) y del estado límite último (ULS) se realiza cuando el mecanismo de activación (aceleración espectral en SDOF, α_0^*), excede la demanda sísmica (α_d^*). Las expresiones utilizadas para la primera verificación del DLS y SDOF se muestran en la ecuación (2.4) y (2.5), donde a_g es la aceleración máxima del suelo, S es el factor de amplificación del suelo, q es el factor de comportamiento de la estructura, Z es la altura desde la base del cuerpo hasta el centro de gravedad y H es la altura total del cuerpo.

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{2.5} \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H}\right) \quad (2.4)$$

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{q} \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H}\right) \quad (2.5)$$

La segunda verificación se realiza comprobando que la capacidad de desplazamiento del sistema (d_u^*) es mayor que la demanda de desplazamiento (d_d^*). El desplazamiento d_u^* se calcula como el 40% del desplazamiento máximo (d_0^*), que ocurre cuando a_0^* es igual a cero, mientras que, la intersección del espectro de demanda con el período secante T_S permite identificar la demanda de desplazamiento d_d^* .

2.4.2. Método N2

El desarrollo del método N2 se inició en la década de los 80's y fue presentado por primera vez en Fajfar y Fischinger (1987) y en Fajfar y Fischinger (1989). La idea básica surge del modelo Q desarrollado por Saiidi y Sozen (1981) que a su vez se basa en el trabajo de Gulkan et al. (1974). El método N2 se propone como una alternativa al método de Espectro de Capacidad basado en espectros inelásticos. En el método N2 se combinan las ventajas de la representación visual del método del espectro de capacidad, desarrollado por Freeman (Freeman et al. 1975, Freeman 1998), con la sólida base física de los espectros de demanda inelásticos. La principal diferencia entre estos dos métodos es el tipo de espectro de demanda utilizado para la estimación del target de desplazamiento. Los pasos para la aplicación del método, descritos en Fajfar (2000), se detallan a continuación:

- Análisis estático no lineal del Modelo de Múltiples Grados de Libertad (MDOF)

El método inicia asumiendo una distribución vertical de la carga lateral que se aplicará en la estructura, basada en el modo fundamental de vibración. Utilizando esta distribución de cargas, se lleva a cabo un análisis estático no lineal para obtener una curva que relaciona el desplazamiento en el punto más alto y la cortante en la base de la estructura. Dicha curva se denomina curva de capacidad.

- Determinación del modelo equivalente de Un Solo Grado de Libertad (SDOF)

En este paso, la curva de capacidad obtenida en el sistema (MDOF) es transformada a un espectro de capacidad en el sistema equivalente SDOF, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (2.6)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.7)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (2.8)$$

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (2.9)$$

Donde D^* y F^* son el desplazamiento y la fuerza del sistema equivalente SDOF, mientras que D y V representan el desplazamiento en el punto más alto de la estructura y la cortante basal del modelo MDOF, respectivamente. Γ es el factor de participación, m^* representa la masa equivalente del sistema SDOF y φ está relacionado al vector de forma del modo en el i -ésimo nivel, que se normaliza a 1 con respecto al punto con el mayor desplazamiento.

La curva de capacidad luego es convertida al formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) mediante la división de las fuerzas del diagrama del SDOF equivalente entre la masa equivalente m^* a partir de la relación (2.9).

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.10)$$

El espectro de capacidad en el sistema ADRS 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. La principal exigencia para el desarrollo 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. Bajo esta premisa, las áreas correspondientes a cada curva deben concordar. Asimismo, 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).

- Demanda Sísmica

La demanda sísmica debe ser obtenida usando el enfoque de la Norma Técnica Peruana de Edificación E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, 2019). La curva de respuesta de aceleración obtenida debe ser transformada a un formato ADRS, con la finalidad de comparar la demanda sísmica con la capacidad estructural. La ecuación (2.10), propuesta por Fajfar (2000), permite esta transformación para sistemas SDOF. En dicha ecuación, 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.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.11)$$

- Demanda sísmica para el equivalente sistema SDOF

Para obtener la demanda de desplazamiento del sistema SDOF, el espectro de respuesta y la curva bilineal se deben trazar en el mismo gráfico. La intersección del período elástico con el espectro de respuesta determina el comportamiento elástico (S_{ae}) y también la demanda de desplazamiento elástico (S_{de}). El periodo elástico se determina mediante la relación (2.11). Para obtener un desempeño inelástico, se debe calcular el factor de reducción R_μ y el desempeño de ductilidad μ siguiendo las expresiones indicadas en (2.12) y (2.13). En dichas ecuaciones, S_{ay} es la aceleración del límite elástico, que a su vez representa la demanda de aceleración y la capacidad del sistema inelástico. El T_c es el período característico del movimiento del suelo. El procedimiento gráfico del método N2 se muestra en la Figura 2.5.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.12)$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (2.13)$$

$$\mu = (1 - R_\mu) \frac{T_c}{T^*}, \quad T^* \leq T_c \quad (2.14)$$

$$\mu = R_\mu, \quad T^* \geq T_c$$

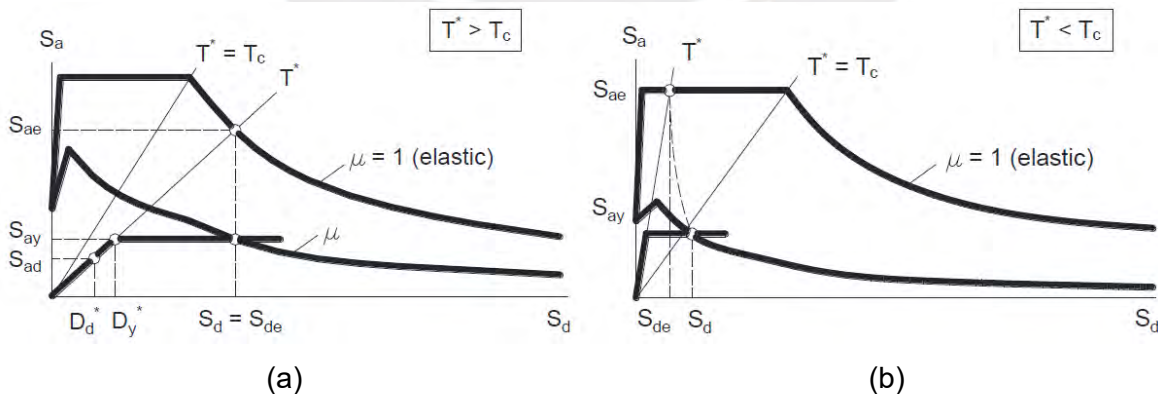


Figura 2. 5. Estimación gráfica de la demanda de desplazamiento según el método N2: (a) $T^* \geq T_c$, (b) $T^* \leq T_c$. Adaptado de Fajfar, (2000).

2.5. Espectro de respuesta

2.5.1. Lineamientos del código peruano

La Norma Técnica E030 de Diseño Sismorresistente propone para el cálculo de la demanda sísmica la relación mostrada en (2.14), donde S_a corresponde al espectro de pseudoaceleraciones.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (2.15)$$

De la ecuación (2.14), el factor Z representa la aceleración máxima horizontal de un suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este factor se presenta como una fracción de la aceleración de la gravedad. La NT E030 presenta una división del territorio nacional en cuatro zonas, según se muestra en la Figura 2.6, donde cada zona tiene asignado un factor Z.

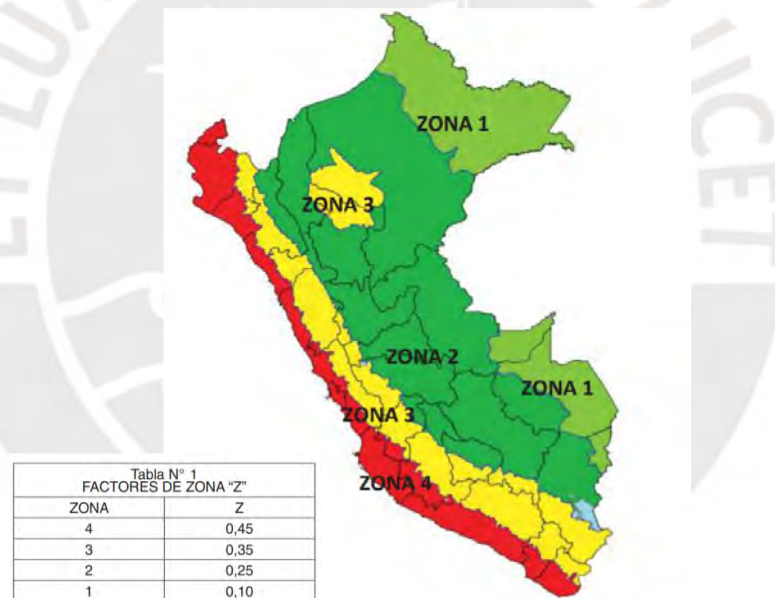


Figura 2. 6. Microzonificación sísmica propuesta por la NT E030

El factor U hace referencia al uso o importancia de la edificación y se define en la Tabla N° 5 de la NT E030. Según dicha norma, las edificaciones se clasifican en cuatro tipos: edificaciones esenciales, como son los establecimientos de salud, aeropuertos, estaciones de bomberos y otras edificaciones cuyo funcionamiento no debe interrumpirse luego de ocurrido el sismo severo; edificaciones importantes, como estadios, teatros, centros comerciales y otras edificaciones donde exista agrupación masiva de personas; edificaciones comunes, como viviendas, oficinas, hoteles y restaurantes; y edificaciones temporales.

En cuanto al factor C, este es un índice variable que permite darle forma al espectro, el cual es obtenido de un resumen de registros de la respuesta sísmica de edificios. La NT E.030 propone las relaciones (2.15), (2.16) y (2.17) para el cálculo de este factor, las cuales están asociadas al período del edificio y los períodos T_p y T_L brindados por la norma.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (2.16)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (2.17)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right) \quad (2.18)$$

El factor S está relacionado a las condiciones geotécnicas del sitio. La NT E030 clasifica los perfiles de suelo tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), el promedio ponderado de los (\bar{N}_{60}) obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. En la Tabla N°2 de la Norma se presenta la clasificación del tipo de suelo en rocas duras, suelos muy rígidos, suelos intermedios, suelos blandos y suelos excepcionalmente flexibles, según las propiedades mencionadas previamente. El factor de suelo S, se determina a partir de la Tabla N°3 de la Norma que relaciona la zonificación (Z) y el tipo de suelo.

Finalmente, el factor R está asociado al sistema de estructuración sismorresistente y a los materiales de la edificación. Este es un factor de reducción que permite asegurar un comportamiento estructural casi elástico en sismos pequeños y que no supere la ductilidad brindada a la estructura ante sismos severos. La Tabla N°7 de la NT E030 brinda los valores del factor R según el sistema estructural de la edificación.

2.5.2. Espectro de respuesta para la zona evaluada

El espectro de respuesta obtenido para los distritos de Huaró y Andahuaylillas de la provincia de Quispicanchi, ciudad de Cusco, Perú, se construyó utilizando los lineamientos de la Norma Técnica E030 de Diseño Sismorresistente, descritos en el ítem 2.5.1. La zonificación considerada fue de tipo 2, la que corresponde a una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.25g con una probabilidad de superación del 10% en 50 años. Se utilizó un factor de importancia de la estructura (U) igual a 1, el cual se catalogó según las características de las edificaciones evaluadas. Asimismo, según el estudio de Fernández- Baca, (2008) el tipo de suelo que le corresponde a la zona de estudio es el tipo 3. A partir de este dato fue posible determinar según las tablas 3 y 4 de la Norma, que el factor S correspondiente era de 1.4, y los T_p y T_L eran de 1 y de 1.6. Finalmente, el factor R se determinó a partir del uso de la

Norma Técnica E080 DE Diseño y Construcción con Tierra Reforzada, donde se recomienda el valor de 1 para el factor de reducción en edificaciones de albañilería de tierra.

Tabla 2. 1. Parámetros para la construcción del espectro de diseño

Factor	Valor
Factor de zona (Z)	0.25g
Factor de importancia de la estructura (U)	1
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

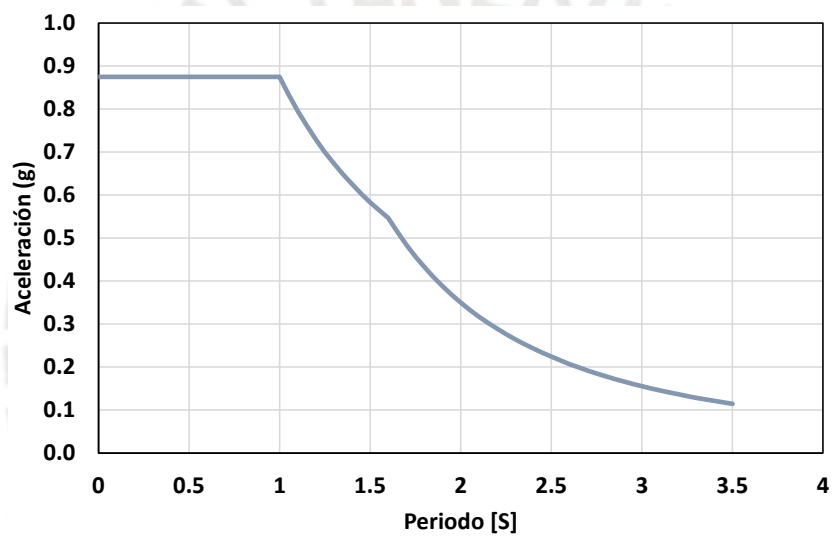


Figura 2. 7. Espectro inelástico calculado según la Norma Técnica E030 de Diseño Sismorresistente

CAPÍTULO III - ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA SAN JUAN BAUTISTA DE HUARO

3.1. Descripción del caso de estudio

3.1.1. Locación

El templo San Juan Bautista de Huaró se encuentra ubicado en el distrito de Huaró, provincia de Quispicanchi, región de Cusco, en la dirección sur oriental de esta región, presentando como anexos los centros poblados de Pucuto, Phinay, Pucyu-pampa y Sullu Mayo. Se ubica a 43 km del Distrito de Cusco y a 2 km del Distrito de Urcos (Gobierno Regional de Cusco, 2006).

El distrito de Huaró se constituye en el eje principal de caminos entre el altiplano y la ciudad de Cusco, a $13^{\circ}41'01''$ de Latitud Sur y a $71^{\circ}38'22''$ Longitud Oeste con respecto al meridiano de Greenwich; y su extensión abarca 106.28 Km², lo que representa un 1,4% de la superficie de la provincia. Se localiza a 3,157 m.s.n.m. Asimismo, el distrito está situado sobre una terraza aluvial angosta que se va ampliando en dirección al río Vilcanota que está en la margen izquierda del poblado y en la margen derecha se encuentra el río Huaró, que desemboca sus aguas en el Vilcanota.

En cuanto a los linderos, el distrito de Huaró colinda por el norte con los distritos de Andahuaylillas y Urcos, por el sur con el distrito de Rondocan, Provincia de Acomayo, por el este con los distritos de Urcos y Quiquijana y por el oeste con el distrito de Rondocan y Andahuaylillas

La configuración urbana en forma de damero tiene su centro en la plaza de armas, donde se ubican el municipio, la iglesia, la escuela y algunas casas de la época colonial. Sus calles angostas son pavimentadas o empedradas y tienen canales de riego que las recorren longitudinalmente. Se encuentra a 42 Km del Cusco, en la carretera Cusco-Puno.

El templo de Huaró está emplazado al Sur Oeste de la Plaza de la localidad de Huaró y colinda por el norte con la plaza de Armas de Huaró, por el sur con la carretera asfaltada Cusco-Sicuani-Puno, por el Oeste con la calle Espinar y por el este con la calle Bolívar.

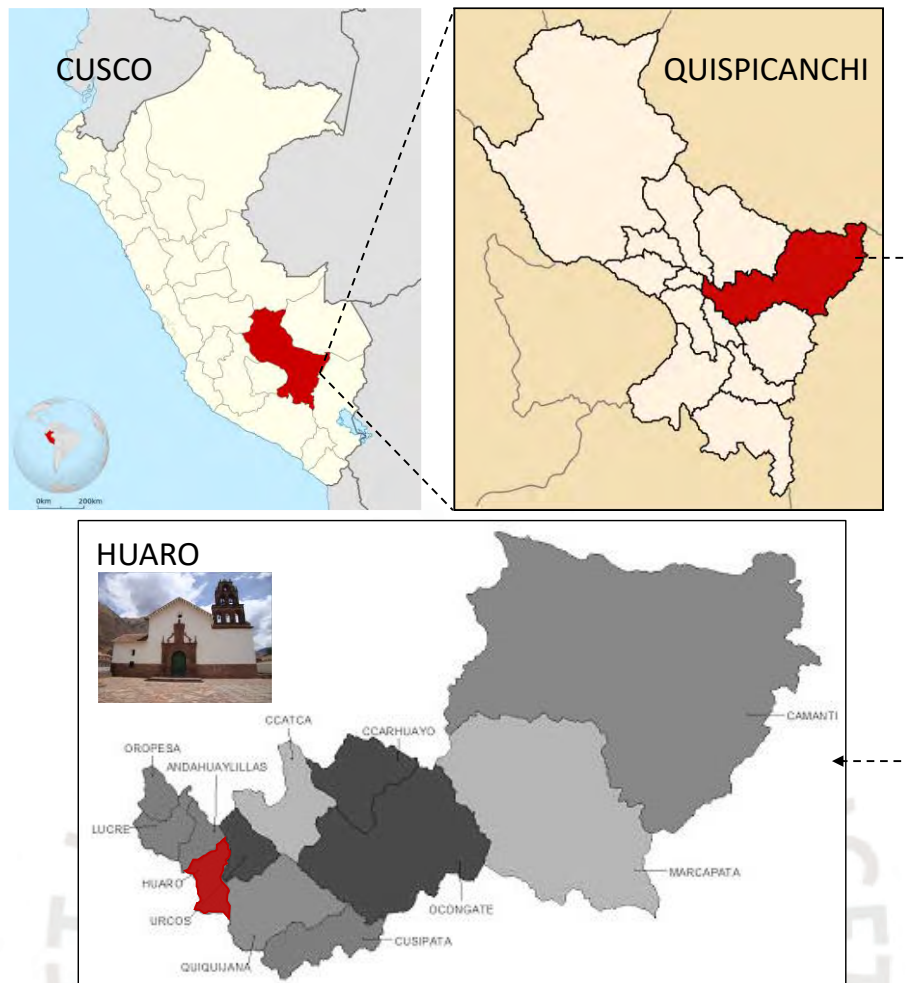


Figura 3. 1. Ubicación del distrito de Huaró dentro de la provincia de Quispicanchi- Cusco.

3.1.2. Historia

El templo de Huaró fue edificado bajo la advocación de San Juan Bautista patrón de los sumisos y desposeídos. Se presume que la construcción de la iglesia data de la segunda mitad del siglo XVI, por las características arquitectónicas que posee, fecha en la cual también la orden religiosa de los Jesuitas llega a Cuzco (1571) y se dirige al distrito de Huaró para hacerse cargo de la reducción indígena encomendada por el virrey Toledo (World Monument Fund e Instituto Nacional de Cultura, 2004). La decoración del interior del templo con pinturas murales probablemente se realizó entre los años 1675-1699, debido a que fue la época en que los Jesuitas empezaron con el equipamiento de sus templos con retablos, pinturas murales, lienzos y ornamentos (Ministerio de Cultura, 2012).

No existe evidencia escrita sobre las intervenciones realizadas después de los terremotos de 1650 y de 1746, pero se presume que en el primer sismo se realizó la reconstrucción de la torre que inicialmente debió ser exenta y posteriormente se reconstruyó adosada al templo.

En el sismo de 1746, que afectó principalmente la provincia de Quispicanchi probablemente se reconstruyó la sacristía y las capillas, y la torre se reedificó como espadaña (World Monument Fund e Instituto Nacional de Cultura, 2004).

El inventario más antiguo que se conoce data de 1788 donde se indica que el retablo mayor, el presbiterio, la sacristía, el depósito, las capillas y el bautisterio no han sufrido cambios con respecto a la actualidad. En 1802, el famoso artista Thadeo Escalante pinta los muros del templo con temas que causan admiración y sorpresa hasta estos días a pobladores y visitantes (Ministerio de Cultura, 2012). Algunas de sus pinturas se muestran en la Figura 3.2.



Figura 3. 2. Pinturas murales de la iglesia San Juan Bautista de Huaru elaboradas por el artista Thadeo Escalante

A causa de los daños sufridos por terremoto de 1950 en la iglesia de Huaru, la Corporación de Reconstrucción y Fomento del Cusco-CRIF desarrolló trabajos de restauración en el templo durante 1964. Entre los años de 1982 y 1985, el Plan COPESCO por encargo del Instituto nacional de Cultura Cusco, realizó trabajos integrales de restauración, incluyendo las obras de arte (Ministerio de Cultura, 2012). Asimismo, mediante un convenio de cooperación suscrito entre el Instituto Nacional de Cultura Cusco y la WorldMonumentsFund se desarrollaron trabajos de restauración de obras de arte entre los años 2001 y 2009 (World Monument Fund, 2021).

En estos días la iglesia de San Juan Bautista de Huaru representa un repositorio de obras de arte de la Orden Jesuita, que fue retornada a la provincia de Quispicanchi en 1968. El templo de Huaru fue declarado como Patrimonio Cultural Monumental por R. S. 2900.72-ED de fecha 28 de diciembre de 1972 (World Monument Fund e Instituto Nacional de Cultura, 2004).

3.1.3. Arquitectura y estructura

La iglesia presenta un amplio atrio el cual nos da acceso al ingreso principal del templo, que está adornado por una majestuosa portada de piedra (ver Figura 3.3a). Al ingresar al templo,

la primera zona a la que se accede es el sotocoro. Hacia la derecha del sotocoro se ubica una escalera con escalones de piedra y tierra apisonada que conducen al coro. El entrepiso del coro se encuentra sostenido por un sistema de arcos y columnas.

Adosados a la iglesia a modo de contrafuertes y de manera transversal a la nave, se ubican el bautisterio, dos capillas laterales, la sacristía y el depósito de andas. El cuerpo del templo está conformado por una nave, de planta rectangular, que se encuentra limitada por el arco triunfal y el presbiterio al cual se accede por un podio escalonado de piedra labrada. A ambos costados del presbiterio se encuentran los accesos a la sacristía y al depósito de lienzos. La iglesia presenta también una portada lateral de piedra, ubicada en uno de los muros laterales de la nave. Los detalles indicados se muestran en los planos esquemáticos brindados en la Figura 3.3.

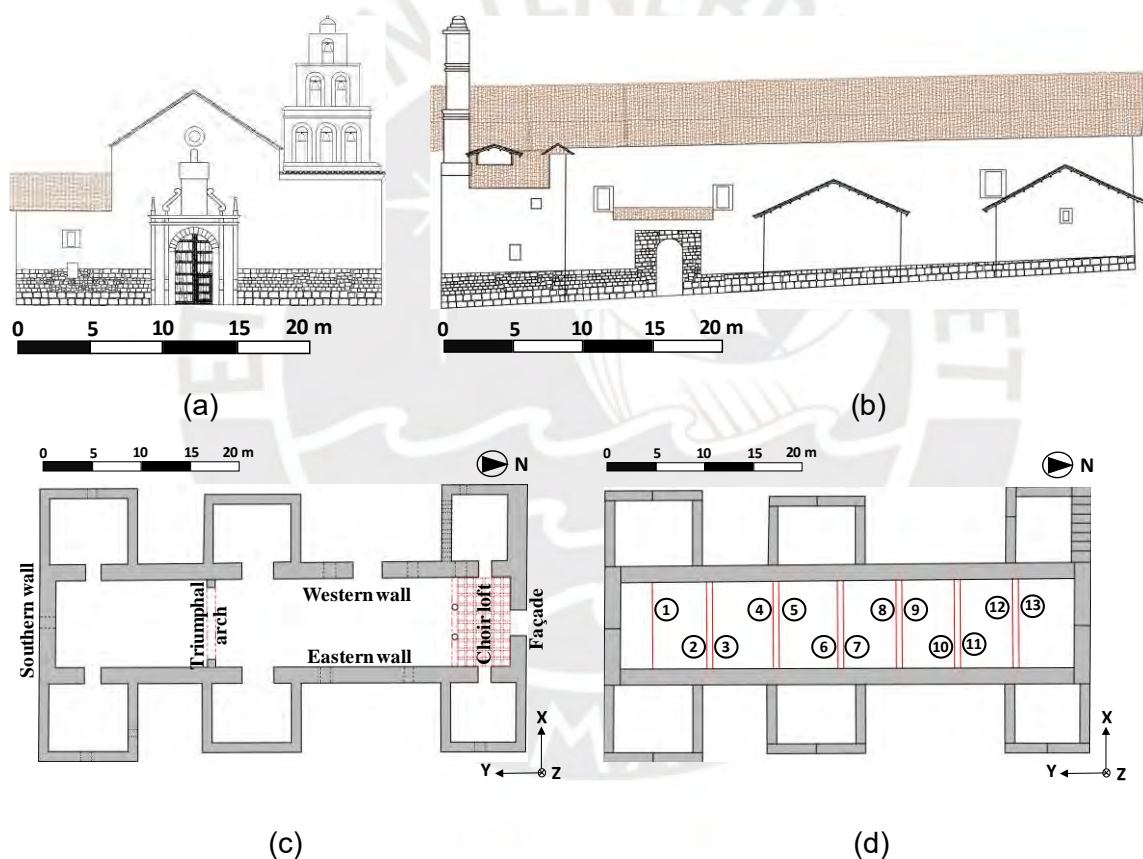


Figura 3. 3. Planos de la iglesia: (a) fachada, (b) vista en elevación del muro oeste, (c) vista en planta del templo, (d) vista esquemática en planta de las vigas de madera de techo. Adaptado de Noel (2017).

El sistema estructural del templo está conformado por cimientos simples de piedra, sobrecimientos de piedra labrada y muros de adobe, recubiertos con revoque de barro. La portada principal del templo está constituida en piedra, como se muestra en la Figura 3.4a. El

artesonado se encuentra conformado por maderas rollizas y cañas tipos Kur-Kur, cubiertas por pintura mural a nivel de cielo raso (ver Figura 3.4c) y el techo presenta una configuración tipo par y nudillo con cubierta de teja colonial (ver Figura 3.4d). En el caso de la espadaña, ésta constituida por una base trabajada en adobe sobre la que se apoya una estructura lítica escalonada de tres cuerpos y seis arcos de medio punto. El arco triunfal y el sistema de arcos que sostienen el coro (ver Figura 3.4e y 3.4f) están construidos con una estructura de madera y caña, denominada comúnmente "Quincha".

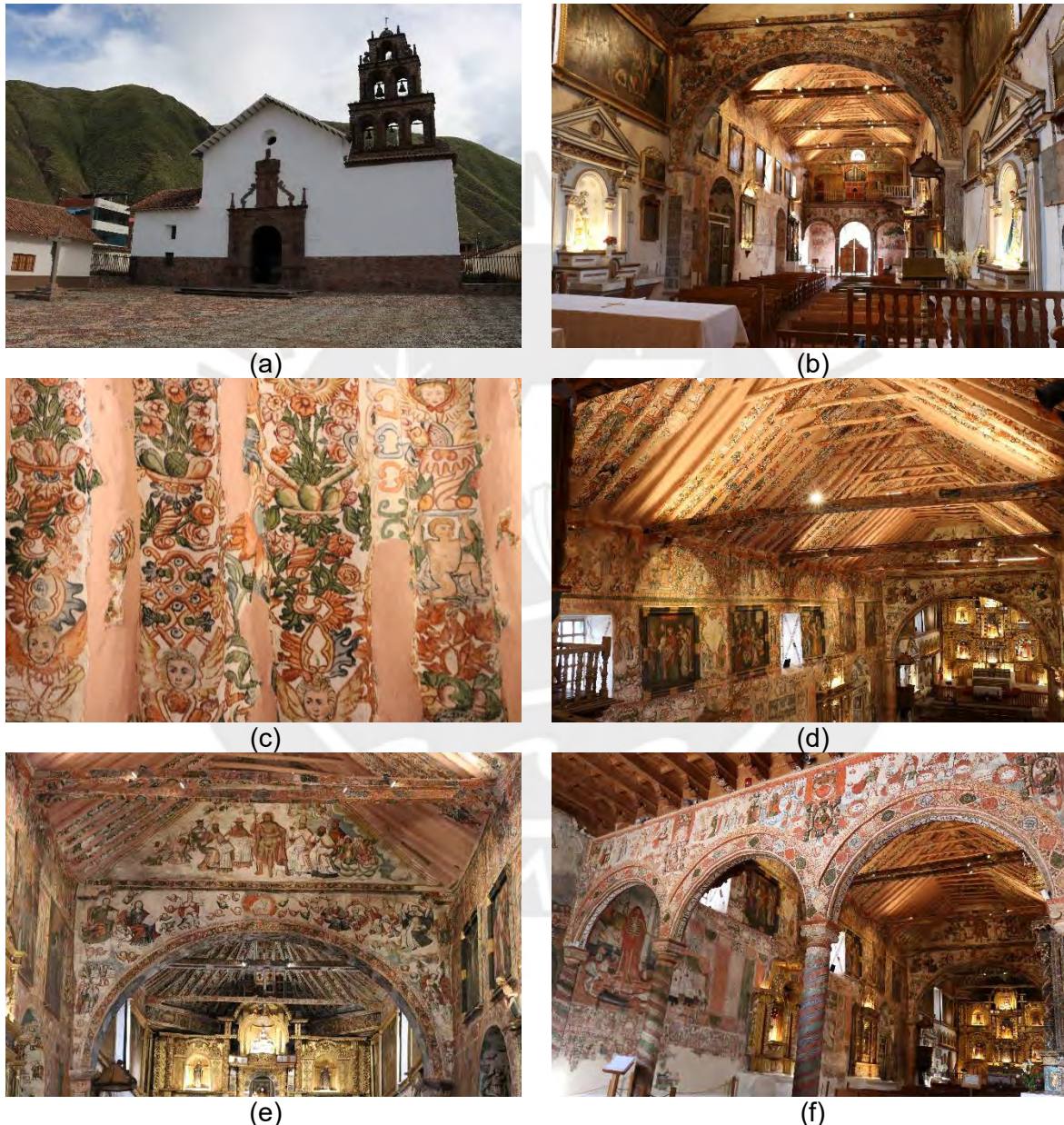
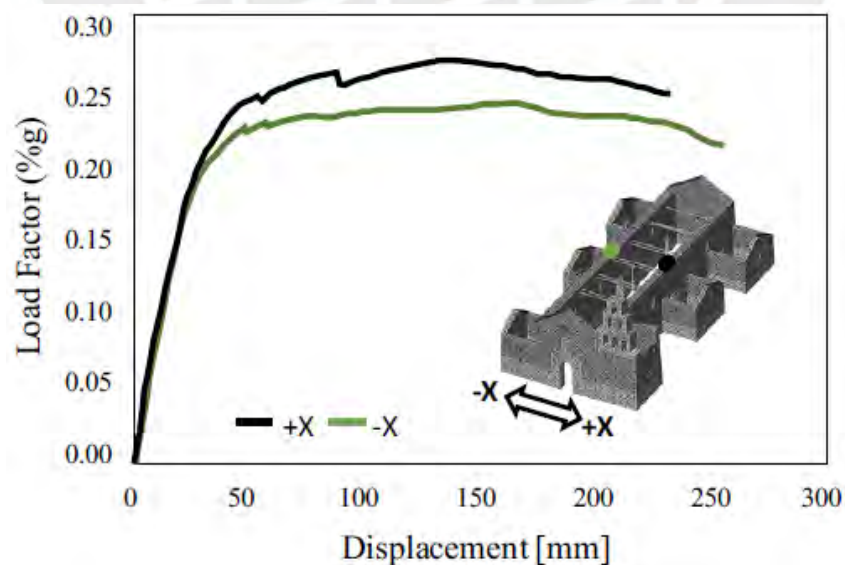


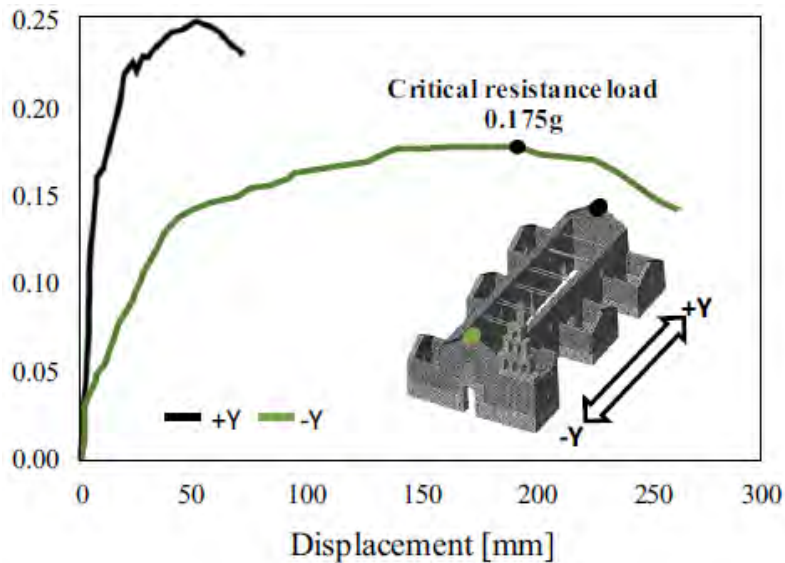
Figura 3. 4. Vistas exteriores y de los ambientes interiores de la iglesia San Juan Bautista de Huaru: (a) vista exterior, (b) nave, (c) artesonado, (d) estructura de techo par y nudillo, (e) arco triunfal y, (f) sistema de arcos del coro.

3.1.4. Estudios previos sobre el comportamiento sísmico del caso de estudio

En Aguilar et al. (2019) se desarrolló una evaluación estructural de la iglesia San Juan Bautista de Huaro basado en un estudio de campo con ensayos no destructivos y métodos numéricos predictivos. A partir de una recopilación exhaustiva de data de campo se desarrolló un modelo numérico de elementos finitos representativo que permitió evaluar el comportamiento sísmico de la iglesia. Para este fin, se aplicó un análisis estático no lineal o también denominado análisis Pushover, utilizando un patrón uniforme de cargas laterales proporcionales a la masa e independientes de la altura de la estructura. El análisis se llevó a cabo en ambos ejes (direcciones X e Y) para representar las dos posibles direcciones del terremoto, debido a la falta de simetría en el plano. Las curvas de capacidad obtenidas en dicho estudio, en términos de carga lateral vs desplazamiento, a lo largo de los ejes globales X e Y se muestran en la Figura 3.5. Los puntos de desplazamiento representativos adoptados para la curva de capacidad se ubicaron en las áreas más altas de la nave con los mayores desplazamientos. Estos puntos se muestran en las Figuras 3.5a y 3.5b, donde el color negro corresponde a la dirección positiva y el color verde a la dirección negativa. La menor capacidad de carga obtenida fue de 0,175 g en el eje $-Y$, lo que significa que esta es la dirección más vulnerable. La dirección X presenta un rendimiento ligeramente superior con capacidades de carga de hasta 0,27 g y 0,245 g en la dirección $+X$ y $-X$ respectivamente, lo que puede atribuirse a la presencia de las capillas adosadas a modo de contrafuertes, que brindan mayor rigidez lateral.



(a)



(b)

Figura 3. 5. Curvas de capacidad obtenidas a partir de un patrón de carga lateral uniforme asignado a los ejes X e Y globales (Aguilar et al., 2019).

En Aguilar et al. (2019) también se identificaron los probables patrones de daño desarrollados ante eventos sísmicos. El patrón de daño identificado en el instante de la capacidad de carga máxima para el caso de carga + X (0.27g) se presenta en la Figura 3.6a. Este caso de carga muestra principalmente daños concentrados en la conexión entre los muros longitudinales y las capillas laterales. Asimismo, evidencia agrietamiento horizontal extendido a lo largo del cambio de la sobrecimentación de piedra y el muro de adobe, en los muros longitudinales de la nave. También existen grietas verticales que se originan en los vanos y se conectan con los puntos de anclaje de las vigas. Por último, se muestra que en la fachada principal se desarrollan de dos fisuras verticales en la conexión con los muros de la nave. De la misma forma, los muros del campanario presentan fisuras diagonales que nacen de la conexión con la nave.

Para el análisis del eje -X, en el punto donde se alcanza su máxima capacidad de carga se desarrollan patrones de daño similares a los encontrados en el análisis en la dirección + X. El daño identificado consiste en grietas en la conexión entre la nave y las capillas occidentales, así como grietas horizontales a lo largo de los muros longitudinales de la nave, en el cambio de la piedra y el adobe (ver Figura 3.7b). Se encontraron además fisuras desarrolladas entre los vanos y el origen de las vigas. La diferencia principal con el análisis +X, es que en este caso el campanario no desarrolla grietas significativas ya que los esfuerzos de tracción se concentran en la conexión con la nave.

Para ambos casos de análisis se observa que el mecanismo probable de colapso, es el volteo de los muros longitudinales de la nave, generándose la falla en la junta del adobe y la piedra, así como en las conexiones con las capillas laterales.

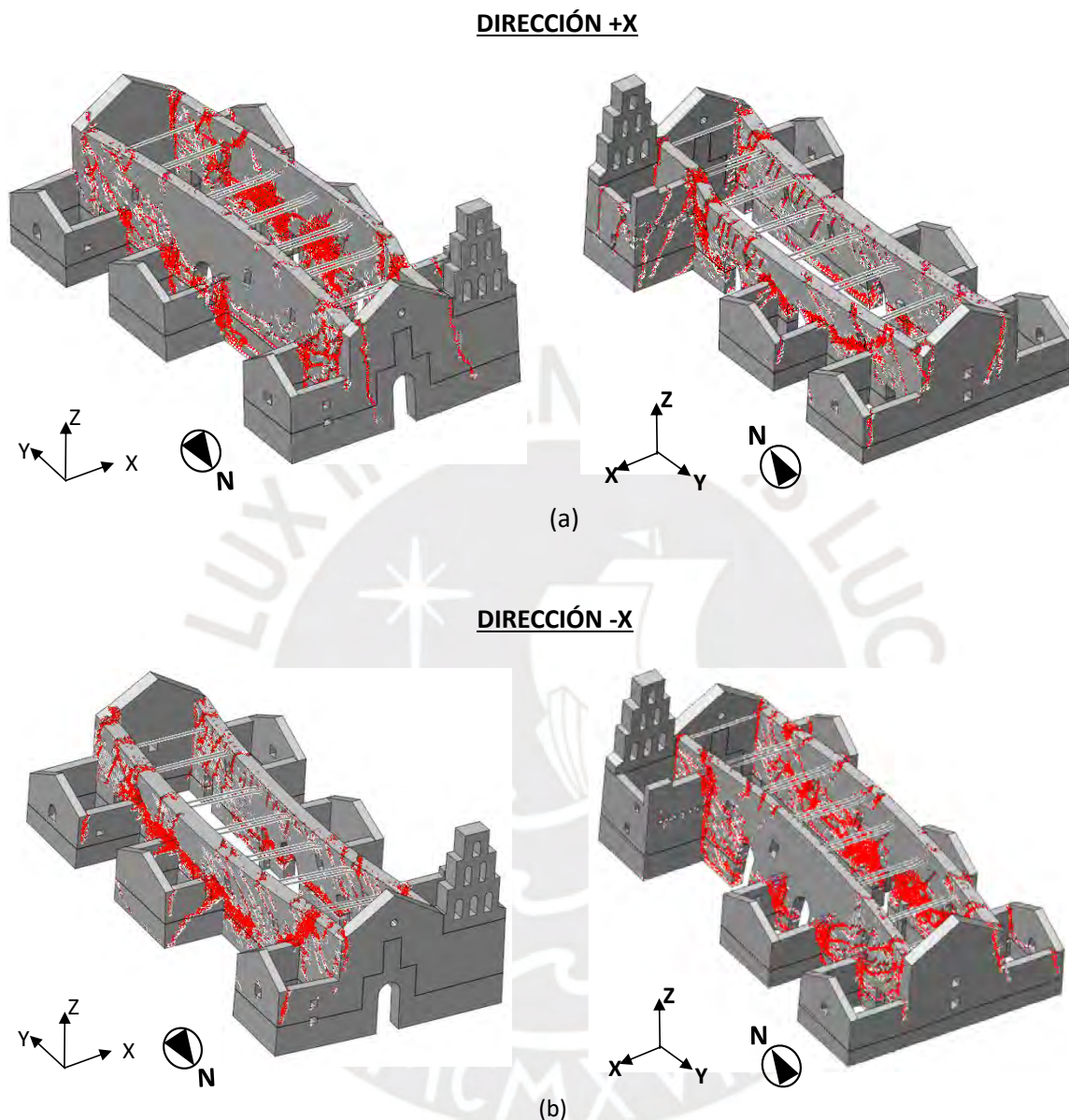


Figura 3. 6. Resultados de la evaluación sísmica de la iglesia de Huaro en términos de deformación y agrietamiento: (a) resultado del caso de carga en la dirección + X y (b) resultado del caso de carga en la dirección -X (Aguilar et al., 2019).

Los resultados del análisis en la dirección + Y, muestran que se debe esperar agrietamiento profundo en la conexión entre el muro sur y los muros de la nave (ver Figura 3.7a). Otro daño desarrollado son grietas horizontales en la base de la espadaña y grietas verticales en las paredes de la torre campanario. En el caso de la dirección -Y se evidencia desconexión entre

la nave y la fachada, así como grietas alargadas en el tímpano. El detalle del daño desarrollado se muestra en la Figura 3.7b. En ambos casos (+Y, -Y), el principal mecanismo de falla corresponde al colapso del muro sur y la fachada, respectivamente.

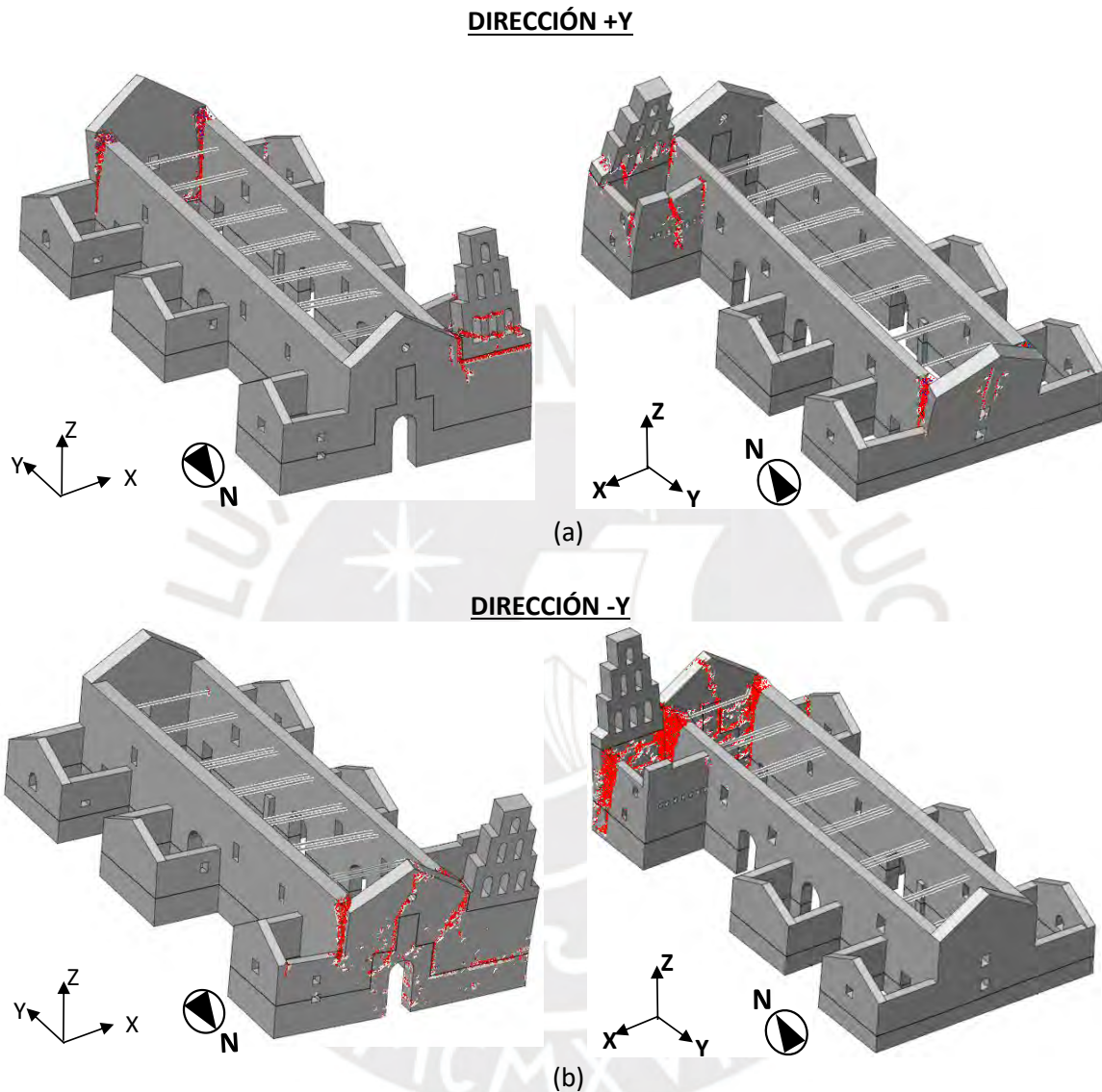


Figura 3. 7. Resultados de la evaluación sísmica de la iglesia de Huaro en términos de deformación y agrietamiento: (a) resultado del caso de carga en la dirección + Y y (b) resultado del caso de carga en la dirección -Y (Aguilar et al., 2019).

3.2. Análisis límite cinemático

3.2.1. Consideraciones

En la presente investigación se aplicó el método de análisis límite cinemático como un enfoque complementario para la evaluación del desempeño sísmico del templo. Para la aplicación del método se tuvo que identificar los probables mecanismos de colapso de la iglesia, a partir de los resultados del análisis estático no lineal mostrados previamente. Los resultados evidenciaron que la dirección de análisis más vulnerable es la Y. Con base en los patrones de grietas obtenidos del análisis estático no lineal en la dirección Y, se definieron cuatro posibles mecanismos de falla. Como se ilustra en la Figura 3.8a y 3.8b, el primer y segundo mecanismo corresponden al volteo global de la fachada y al colapso parcial del tímpano, respectivamente. El tercer mecanismo consiste en el volteo de la espadaña y el cuarto mecanismo corresponde al colapso fuera del plano del muro longitudinal (ver Figura 3.8c y 3.8d). Es así que el método de análisis límite cinemático se enfocó en la evaluación de estos cuatro mecanismos de colapso.

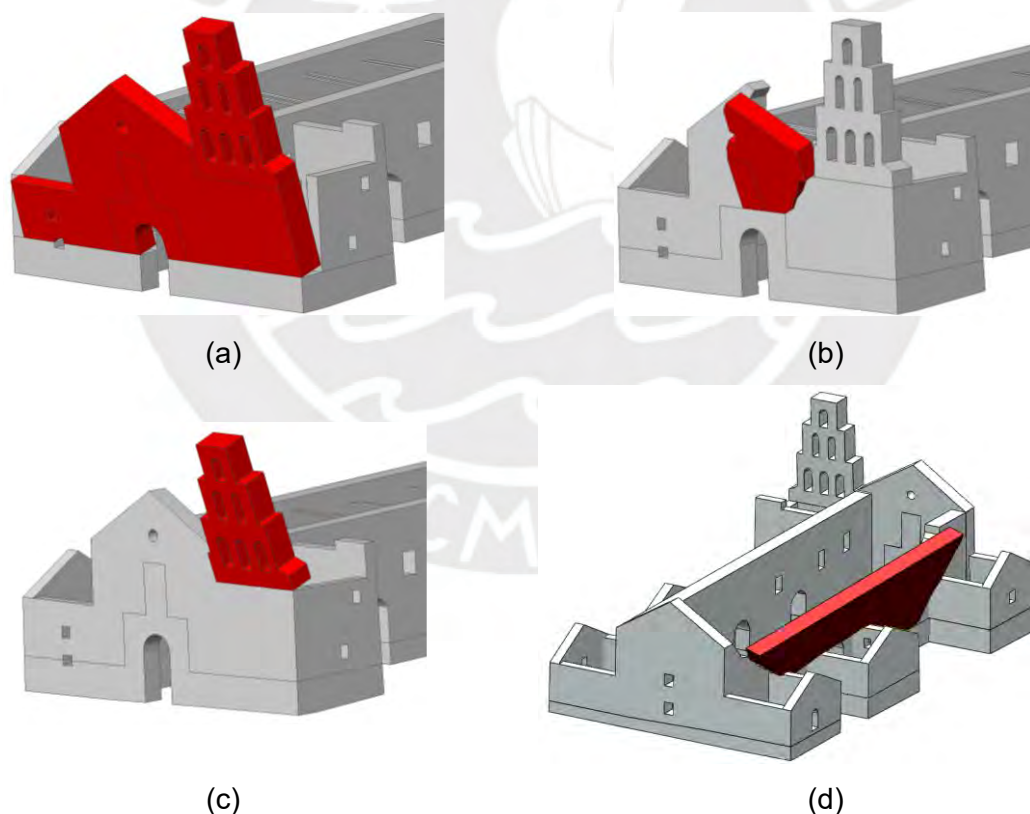


Figura 3. 8. Mecanismos potenciales de colapso: (a) volteo de la fachada (mecanismo 1), (b) colapso parcial del tímpano (mecanismo 2), (c) volteo del campanario (mecanismo 3) y, (d) colapso fuera del plano del muro longitudinal (mecanismo 4).

Luego de haber definido los mecanismos de colapso, se procedió a aplicar el procedimiento de análisis según la metodología de análisis límite cinemático. La evaluación se realizó considerando cuatro escenarios sísmicos, con períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, que corresponden a terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, respectivamente. Para ello, el espectro de 475 años obtenido en el ítem 2.5.2 fue amplificado según factores obtenidos en el software CRISIS (Ordaz et al., 2007), los cuales se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3. 1. Factores de escala y PGA para diferentes periodos de retorno

Escenario sísmico	Factores de escala	Aceleración máxima del suelo (g)
Frecuente	0.46	0.115
Ocasional	0.55	0.138
Raro	1	0.250
Muy raro	1.22	0.305

El procedimiento de aplicación del método de análisis límite cinemático fue descrito a detalle en el ítem 2.4.1. El análisis inició con la identificación del multiplicador de carga α_0 que activa el mecanismo de colapso, utilizando como base teórica el principio de trabajo virtual (ecuación 2.1). Luego, el sistema analizado fue transformado a un sistema equivalente de un único grado de libertad (SDOF) con la finalidad de realizar la verificación del comportamiento sísmico. Para la transformación del sistema se utilizaron las ecuaciones 2.2-2.3. La primera verificación del estado límite de daño (DLS) y del estado límite último (ULS) se realizó cuando el mecanismo de activación (α_0^*), excedió la demanda sísmica (α_d^*), de acuerdo a las ecuaciones 2.4-2.5. La segunda verificación se realizó comprobando que la capacidad de desplazamiento del sistema (d_u^*) es mayor que la demanda de desplazamiento (d_d^*).

3.2.2. Resultados

La Figura 3.9 resume el proceso de verificación de seguridad según el método de análisis límite. La gráfica muestra las curvas de capacidad de los cuatro mecanismos de falla evaluados y sus respectivos periodos secantes, así como, los espectros de demanda elástica para los cuatro escenarios sísmicos estudiados. El gráfico también presenta los multiplicadores de carga α_0 , la capacidad de desplazamiento del sistema d_u^* y la demanda de desplazamiento d_d^* obtenida a partir de la intersección de los periodos secantes con los espectros de demanda.

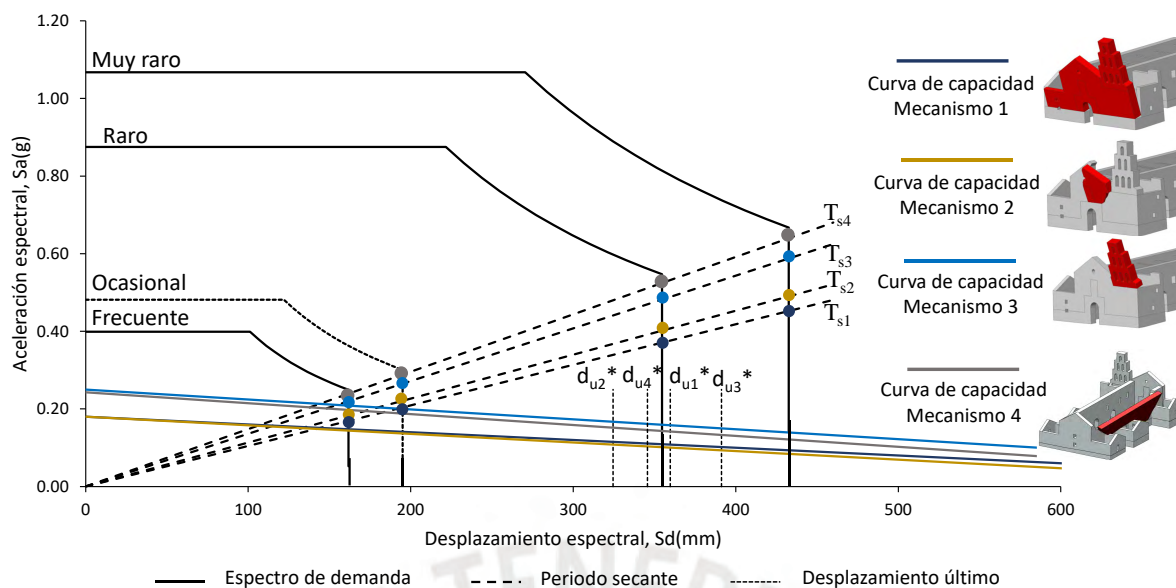


Figura 3. 9. Resumen del proceso de verificación del desempeño sísmico realizado en la iglesia mediante análisis de límite cinemático

Los resultados de la verificación sísmica considerando los cuatro escenarios sísmicos y los cuatro mecanismos de colapso definidos, se resumen en la Tabla 3.2. Al observar los factores de seguridad obtenidos, se muestra que el Mecanismo 2 (colapso parcial del tímpano) es el más crítico en la dirección longitudinal de análisis Y. En la dirección transversal X se observa que el mecanismo 4 (volteo del muro longitudinal) sería la falla más crítica. Las aceleraciones espectrales que activan el mecanismo 2 y el mecanismo 4 son 0.18g y 0.24g, resultados que son consistentes con los obtenidos en el análisis estático no lineal, en los que las máximas aceleraciones en las direcciones más vulnerables presentaron valores de 0.175 g y 0.245 g, al aplicar la carga lateral incremental en los ejes - Y y -X, respectivamente. En cuanto a la verificación de seguridad, los resultados mostraron que todos los mecanismos son inseguros en caso de terremotos raros y muy raros, ya que los factores de seguridad SF_a fueron menores que la unidad. Es decir, estos resultados evidenciaron que la iglesia estaría a salvo solo durante sismos frecuentes y ocasionales (período de retorno de 43 y 72 años, respectivamente).

Tabla 3. 2. Resultados del análisis de límite cinemático considerando los cuatro escenarios sísmicos

Sismo	Mecanismo	Capacidad			T_S^*	Demanda		SF_a (g/g)	SF_d (mm/mm)	Check
		α_0	a_0^* (g)	d_u^* (mm)		a_d^* (g)	d_d^* (mm)			
Frecuente (43 años)	M 1	0.15	0.18	360	1.96	0.12	160	1.45	2.25	SEGURO
	M 2	0.18	0.18	325	1.88	0.14	160	1.26	2.03	SEGURO
	M 3	0.21	0.25	391	1.72	0.13	160	1.94	2.44	SEGURO
	M4	0.26	0.24	346	1.65	0.15	160	1.58	2.16	SEGURO
Ocasional (72 años)	M 1	0.15	0.18	360	1.96	0.15	194	1.21	1.86	SEGURO
	M 2	0.18	0.18	325	1.88	0.17	194	1.06	1.68	SEGURO
	M 3	0.21	0.25	391	1.72	0.15	194	1.62	2.02	SEGURO
	M4	0.26	0.24	346	1.65	0.18	194	1.32	1.78	SEGURO
Raro (475 años)	M 1	0.15	0.18	360	1.96	0.27	355	0.67	1.01	INSEGURO
	M 2	0.18	0.18	325	1.88	0.31	355	0.58	0.92	NSEGURO
	M 3	0.21	0.25	391	1.72	0.28	355	0.89	1.10	INSEGURO
	M4	0.26	0.24	346	1.65	0.33	355	0.73	0.97	NSEGURO
Muy raro (970 años)	M1	0.15	0.18	360	1.96	0.33	433	0.55	0.83	INSEGURO
	M2	0.18	0.18	325	1.88	0.38	433	0.48	0.75	NSEGURO
	M3	0.21	0.25	391	1.72	0.34	433	0.73	0.90	INSEGURO
	M4	0.26	0.24	346	1.65	0.40	433	0.60	0.80	NSEGURO

3.3. Método N2

3.3.1. Consideraciones

Otro método que se propone en esta investigación como proceso complementario al análisis estático no lineal para verificar el comportamiento sísmico de la iglesia es el Método N2. Como ya se ha mencionado previamente, este método presenta un enfoque basado en el desplazamiento y consiste en comparar las curvas de capacidad obtenidas en un análisis estático no lineal con espectros de respuesta inelásticos. Dicho método, ha sido explicado a detalle en el ítem 2.4.2.

Para la aplicación del método N2, se consideró que el comportamiento sísmico de la iglesia en cada dirección de análisis estuvo representado por los mecanismos de falla local mostrados previamente en la Figura 3.8. En el caso de la dirección Y, la falla de la estructura estuvo representada por el vuelco global y parcial de la fachada delantera, mientras que en la dirección X, el comportamiento estuvo condicionado por el colapso fuera del plano de los muros longitudinales. Para la evaluación del desempeño sísmico, también se consideraron cuatro escenarios sísmicos: terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. El cálculo

de los espectros de demanda para estos cuatro escenarios sísmicos se desarrolló a partir de la amplificación del espectro de un sismo 475 años de periodo de retorno, el cual fue obtenido en el ítem 2.5.2. La amplificación se logró utilizando los factores brindados por el software CRISIS (Ordaz et al., 2007).

La aplicación del método N2 al estudio de caso comenzó con la transformación de las curvas de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) a un sistema SDOF equivalente. Las expresiones utilizadas para este proceso de conversión se brindan en el ítem 2.4.2 (ecuaciones 2.6-2.8). La curva de capacidad en el sistema SDOF luego es convertida al formato de espectro de respuesta ADRS a partir de la ecuación 2.9. El espectro de capacidad ADRS obtenido fue idealizado como una curva equivalente bilineal perfectamente elastoplástica para permitir la transformación de los espectros de demanda elástica a una curva inelástica. Los lineamientos para dicha idealización se describen en la sección 2.4.2.

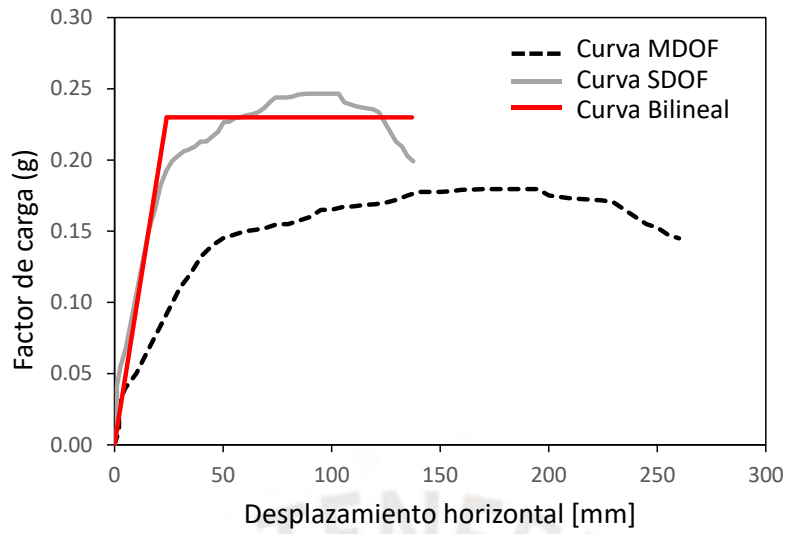
Con la finalidad de comparar la demanda sísmica con la capacidad estructural, el espectro de demanda se transformó a un formato ADRS. La ecuación 2.10, propuesta por Fajfar (2000), permite esta transformación para sistemas SDOF.

Para obtener la demanda de desplazamiento del sistema SDOF, el espectro de respuesta y la curva bilineal se trazaron en el mismo gráfico. La intersección del período elástico con el espectro de respuesta determinó el comportamiento elástico (S_{ae}) y también la demanda de desplazamiento elástico (S_{de}). El período elástico se determinó mediante la relación 2.11. Para obtener un desempeño inelástico, se calculó el factor de reducción R_{μ} y el desempeño de ductilidad μ siguiendo las ecuaciones 2.12 y 2.13.

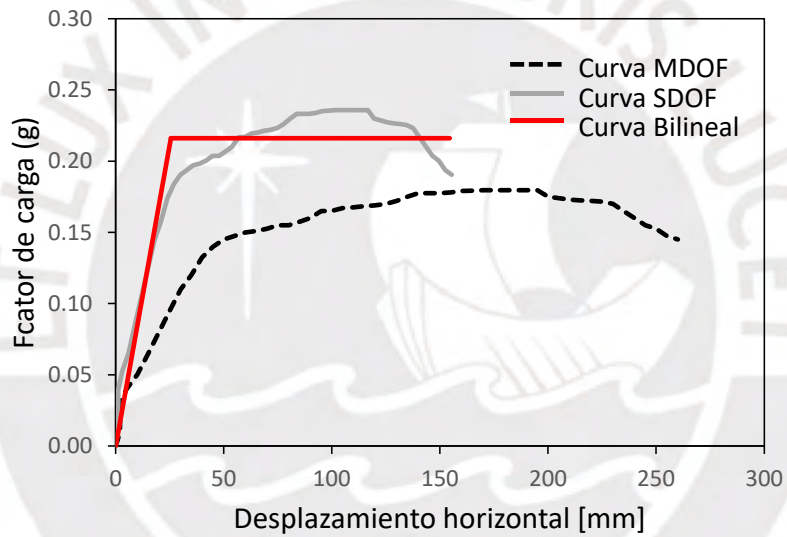
3.3.2. Resultados

Las Figuras 3.10 - 3.11 muestran el proceso de aplicación del método N2 para los cuatro mecanismos de falla estudiados. La Figura 3.10 presenta la transformación de la curva de capacidad en un sistema SDOF equivalente; y posteriormente, en una curva bilineal. Los valores obtenidos del factor participación (Γ) para los mecanismos 1, 2, 3 y 4 fueron 1.94, 1.67, 1.6 y 1.37, respectivamente. Las masas participativas (m^*) obtenidas fueron 24.62 ton, 5.57 ton, 6.68 ton y 40.2 ton para M1, M2, M3 y M4, respectivamente. Por otro lado, la Figura 3.11 muestra las demandas de desplazamiento elástico obtenidas de la intersección del período elástico de la curva bilineal, con los espectros de respuesta. Los puntos de intersección en la curva bilineal muestran las demandas de desplazamiento inelásticas.

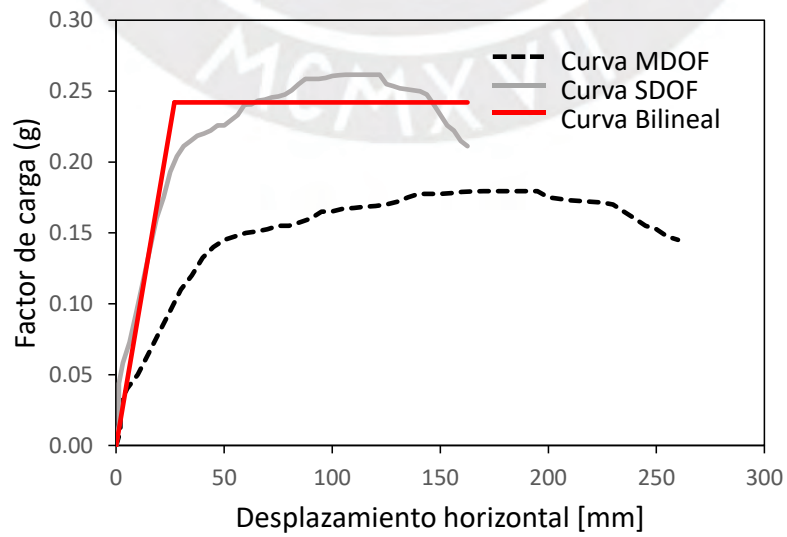
MECANISMO 1



MECANISMO 2



MECANISMO 3



MECANISMO 4

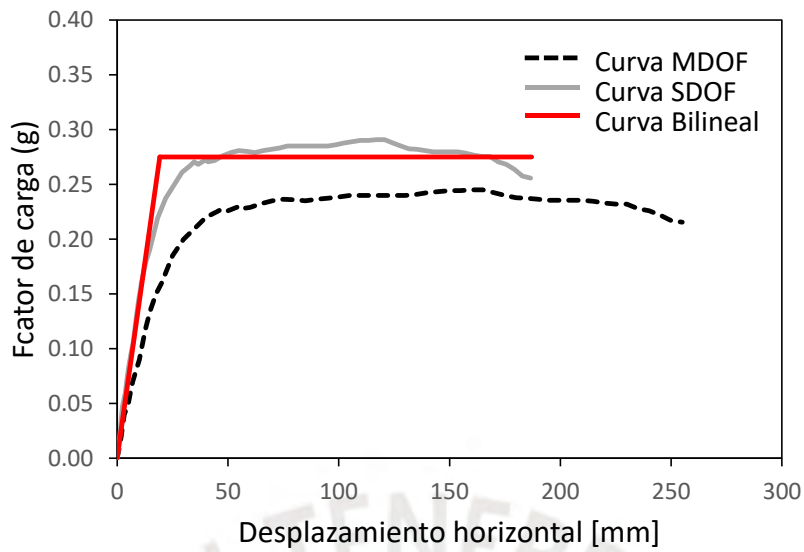
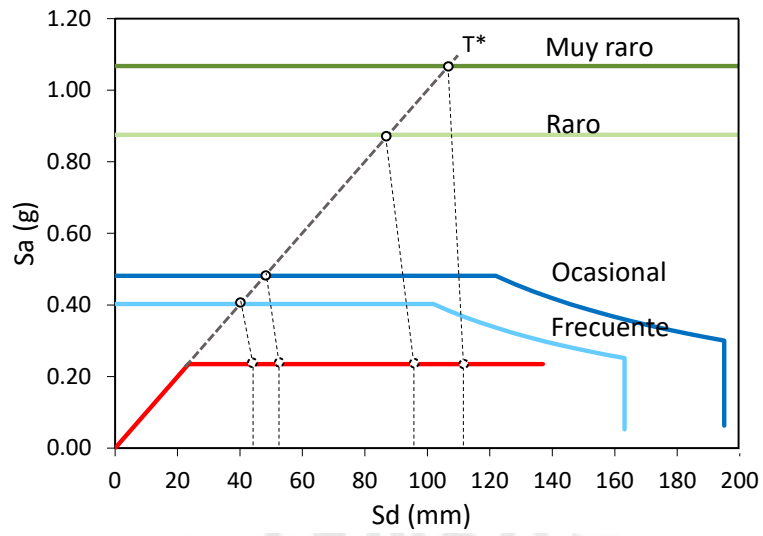


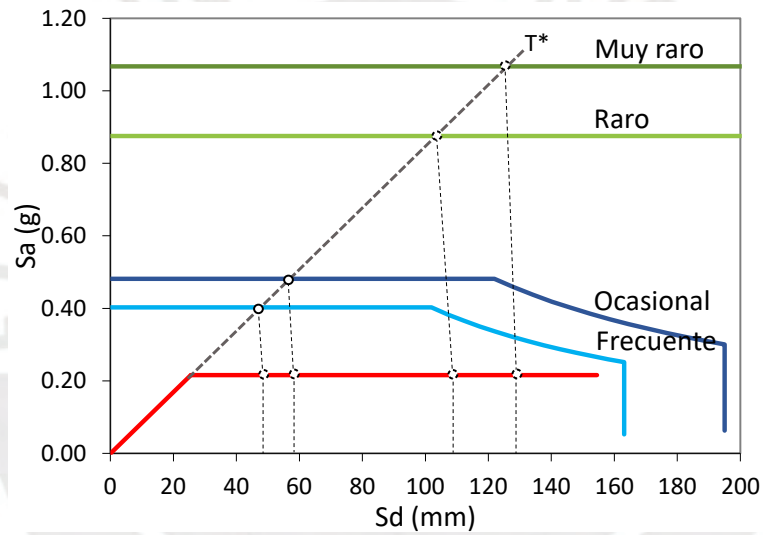
Figura 3. 10. Resultados del método N2 aplicado en los tres mecanismos de colapso: MDOF, SDOF y curvas bilineales.

Tomando en cuenta un sismo muy raro de 970 años, que representaría el evento sísmico más intenso, los resultados presentados en la Figura 3.11 demostrarían que la ductilidad restante en el caso del mecanismo 1 y mecanismo 2 es 19% y 17%, mientras que para el mecanismo 3 y el mecanismo 4 el porcentaje es 25% y 58%, respectivamente. Estos resultados demuestran que el mecanismo más crítico en términos de ductilidad es el que corresponde al colapso parcial del tímpano (mecanismo 2), mientras que el último mecanismo en activarse sería el volteo fuera del plano del muro lateral (mecanismo 4).

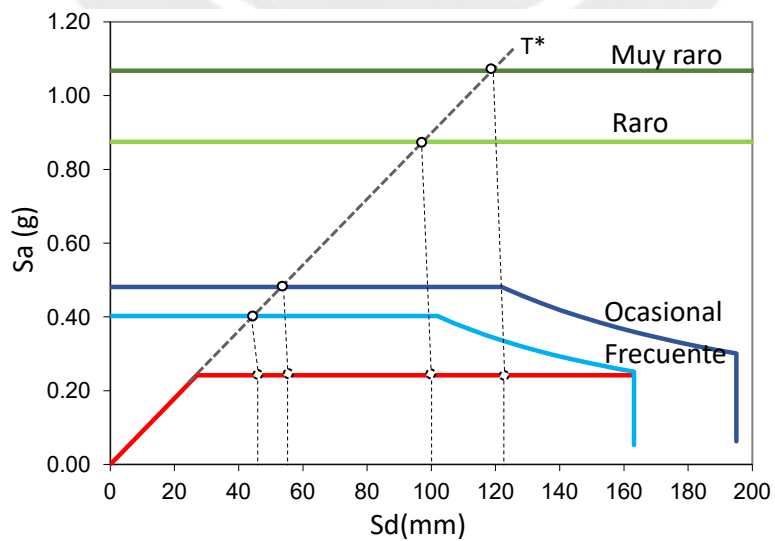
MECANISMO 1



MECANISMO 2



MECANISMO 3



MECANISMO 4

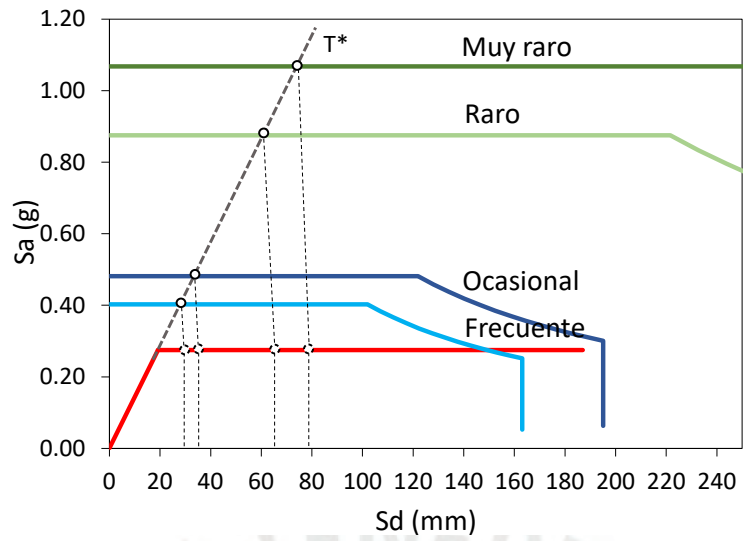


Figura 3. 11. Transposición de la curva de capacidad bilineal con los espectros de respuesta y los puntos de demanda de desplazamiento.

CAPÍTULO IV - ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA IGLESIA SAN PEDRO APOSTOL DE ANDAHUAYLILLAS

4.1. Descripción del caso de estudio

4.1.1. Locación

La iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas se encuentra localizada en el distrito de Andahuaylillas, provincia de Quispicanchi, Cusco, Perú. El templo está ubicado al suroeste Plaza de Armas de Andahuaylillas, a unos 39 km al sur de la ciudad de Cusco y a una altitud de 3121 msnm. El área construida de la iglesia es de aproximadamente 538m² (Comejo y Castillo, 2013).

La plaza de armas donde se ubica la iglesia está rodeada de casonas coloniales y adornada de antiguos árboles de pisonay y palma. La iglesia se alza en este espacio, en medio del centro del poblado, acompañada de tres cruces de piedra andesita que representa la Santísima Trinidad del catolicismo (Castillo et al., 2017).

En cuanto a paisaje natural, la iglesia se ubica en el valle del río Vilcanota, una ubicación muy favorable con clima idóneo para el cultivo de maíz, habas y frutales, en un tipo de piso ecológico denominado quechua (Comejo y Castillo, 2013).

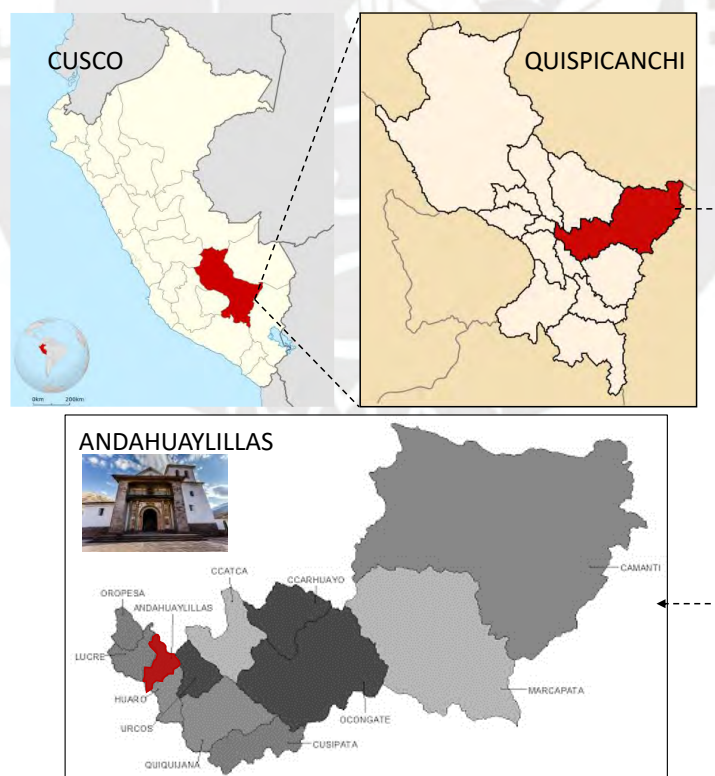


Figura 4. 1. Ubicación del distrito de Andahuaylillas dentro de la provincia de Quispicanchi-Cusco.

4.1.2. Historia

La iglesia San Pedro Apostol de Andahuaylillas o también denominada la capilla Sixtina de américa inició su construcción a fines del siglo XVI y fue culminada a inicios del siglo XVII (Castillo et al., 2017). Antes de esta magestuosa iglesia, existió una pequeña capilla en el lugar y previo a ello, un primigenio templo inca. Estas edificaciones fueron derruidas para la construcción de la iglesia que vemos en estos días. El santo patrono del templo es San Pedro Apóstol, razón por la cual la fiesta principal del distrito es el 29 de junio, día en el que el calendario celebra a los apóstoles San Pedro y San Pablo. Por la época en la que se construyó la iglesia y las características arquitectónicas, las investigaciones históricas refieren a que el estilo correspondería a un renacimiento antiguo, con influencia del estilo Manierista (Cornejo y Castillo, 2013). La historia del templo está íntimamente vinculada a tres personajes: el párroco Juan Pérez de Bocanegra, el pintor Luis de Riaño y el obispo Manuel de Mollinedo y Angulo. Uno de ellos, Luis de Riaño, es el autor de muchas de las obras de arte del templo, entre ellas, algunos lienzos con su firma, los murales de la portada del baptisterio, y la pintura de los organos situados a ambos lados del coro alto (Castillo et al., 2017). Una muestra de su arte se presenta en la Figura 4.2. En la actualidad, el templo es propiedad del arzobispado del Cusco y se encuentra bajo la conducción de la Orden de los Jesuitas del Perú.



Figura 4. 2. Muestras de las obras de arte del pintor Luis de Riaño: (a) Pintura mural “el camino hacia el cielo”, (b) Organo pintado

La iglesia sufrió varias modificaciones, debido principalmente a distintos terremotos sucedidos a lo largo de su historia. El terremoto de 1950 que afectó significativamente el

distrito de Andahuaylillas, fue la razón de la creación de la Corporación de Reconstrucción y Fomento del Cuzco (CRIF), que a través de su Departamento de Reconstrucción de Monumentos Históricos realizó la intervención del templo durante 1957 y 1958 (Castillo et al., 2017). Los trabajos realizados consistieron en la colocación de seis tensores de acero a nivel del friso superior de la nave, reforzamiento de los contrafuertes de la fachada aumentando su sección, reforzamiento del balcón corrido de la capilla abierta, reforzamiento del arco triunfal con elementos de acero y madera y, reconstrucción del cuerpo superior de la torre de campanario (Castillo et al., 2017). En el año 1973, gracias a un convenio entre el Gobierno del Perú y la UNESCO, se firmó el proyecto PER 71/539 para la Puesta en Valor de Monumentos. Bajo el marco de este proyecto y con el financiamiento del Plan COPESCO y el Banco Interamericano de Desarrollo, el Instituto Nacional de Cultura intervino la iglesia de Andahuaylillas en 1980. Los trabajos implicaron la reparación de las cubiertas de las capillas, la restauración de los retablos y las pinturas murales, en especial las de las paredes laterales del ingreso y el coro bajo (Cornejo y Castillo, 2013). En 1996, el Proyecto Especial Regional Plan COPESCO, realizó la restauración parcial del techo de la nave y la intervención de los muros de adobe ubicados a los costados de la fachada, sobre el atrio (Castillo et al., 2017).

Unos años después, en el 2003 el Instituto Nacional de Cultura, realizó trabajos de conservación parciales en pintura de caballete y pintura mural, y entre el 2006 y 2007, el Fondo Contravalor Perú-Francia del gobierno francés, financió la restauración de los dos órganos históricos del siglo XVII del templo (Cornejo y Castillo, 2013). Asimismo, entre los años 2003 y 2007 se realizaron diversas acciones en la iglesia por encargo de la Orden Jesuita. Los trabajos principales realizados entre esas fechas fueron el reforzamiento del piso del coro alto con estructura metálica, que terminó añadiendo cargas y no evitaba las vibraciones, y la construcción de denajes longitudinales de aguas pluviales al interior de la nave, a razón de la presencia de humedad a nivel del sobrecimiento (Castillo et al., 2017). Finalmente, en el 2008, la parroquia de San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, la empresa Repsol YPF y la World Monuments Fund firmó un convenio para realizar labores de conservación tanto del templo como de los valores muebles que contenía. El trabajo inició con el desarrollo de estudios para obtener un diagnóstico sobre el estado de conservación de la edificación y sus bienes artísticos. Las obras iniciaron en abril de 2009 y culminaron en el 2013 (Castillo et al., 2017).

4.1.3. Geometría y estructura

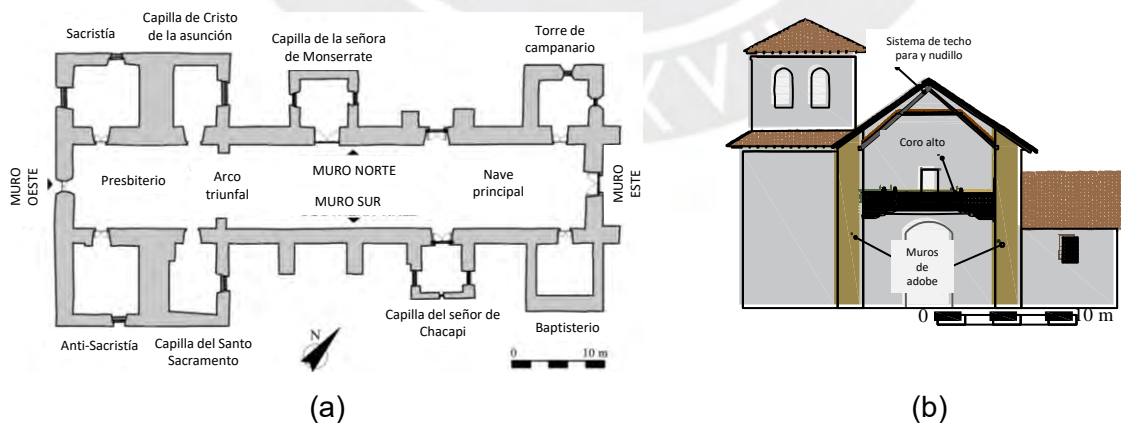
La iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas (ver Figura 4.3) cuenta con una longitud de 62m, un ancho de 10m, una altura de 13m en la zona de la nave y 14m en el presbiterio.

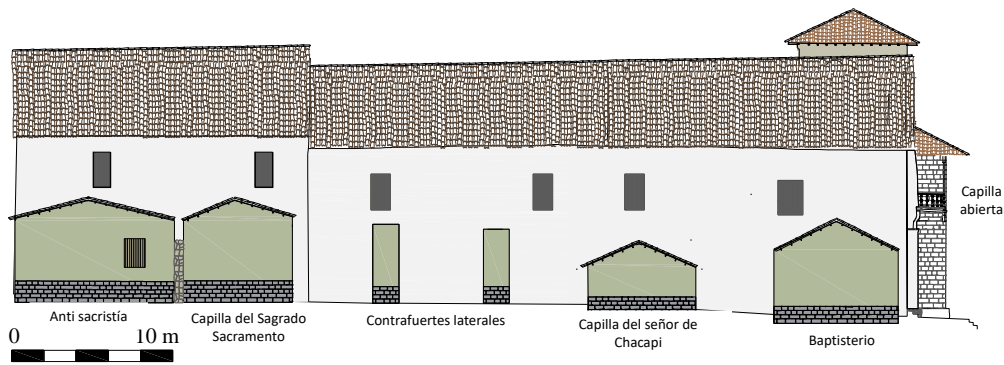
Asimismo, presenta un área de 538m² y se encuentra rodeado de jardines. El templo se encuentra constituido por la torre del campanario, el presbiterio, la nave y capillas laterales, adosadas a las naves a modo de contrafuertes, como se observa en la Figura 4.4. El sistema estructural está conformado por muros de adobe de 2m de ancho, soportados sobre una profunda cimentación de piedra. El sistema de techo consiste en un sistema de par y nudillo, y sobrepares, utilizando maderas rollizas (ver Figura 4.4b).

La iglesia está precedida por un amplio atrio con pavimento de piedra de canto rodado donde se ubican tres cruces de piedra. El acceso al atrio es por unos escalones de piedra que inician desde la plaza y que fueron construidos a partir de la piedra reciclada de antiguas edificaciones incas del siglo XV.



Figura 4. 3. Iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas: (a) vista de la fachada y, (b) vista interior de la iglesia.



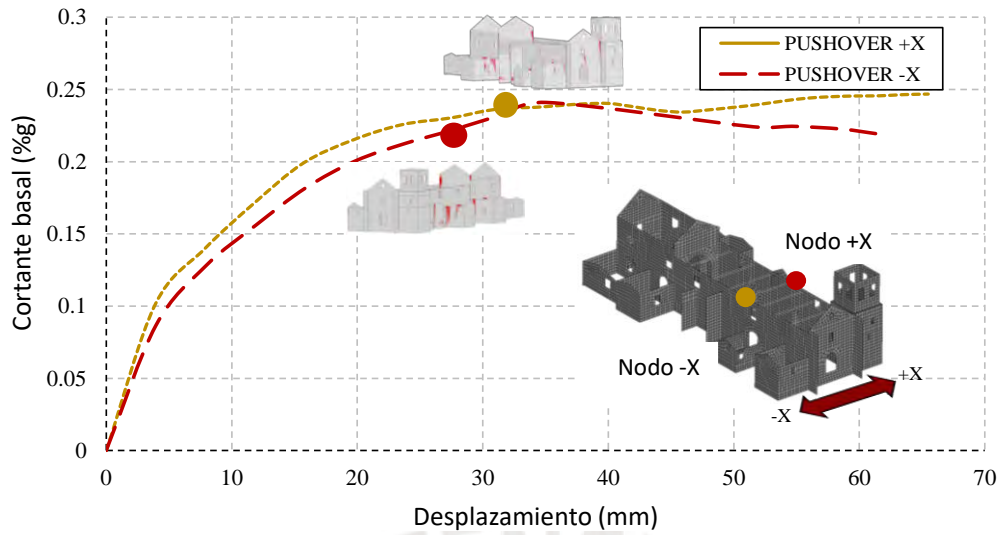


(c)

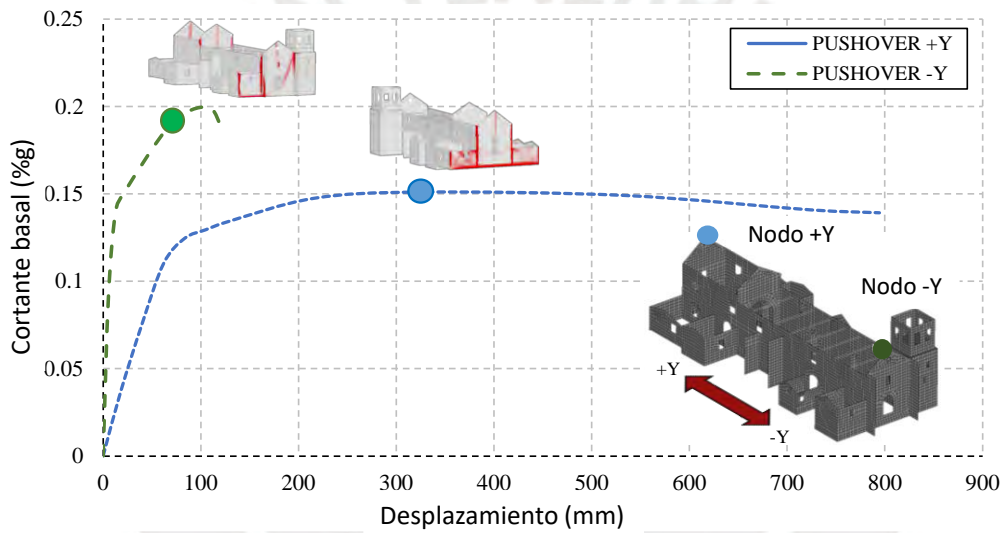
Figura 4. 4. Plano de la iglesia (a) vista en planta, (b) vista de la fachada sur, y (c) vista del muro este (Adapatado de Aguilar et al, 2021).

4.1.4. Estudios previos

En la investigación desarrollada por (Aguilar et al., 2021) se elabora el análisis sísmico de la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas a partir de un modelo de elementos finitos y considerando un procedimiento estático no lineal. Se aplicaron aceleraciones horizontales, incrementales y proporcionales a la masa del modelo. Las cargas laterales se aplicaron en las dos direcciones ortogonales, longitudinal Y y transversal X. Las curvas de capacidad obtenidas en dicho estudio, en términos de carga lateral vs desplazamiento, a lo largo de los ejes globales X e Y se muestran en la Figura 4.5. También se identificaron los patrones de daño y mecanismos de falla probable de la iglesia. Para el caso del análisis en la dirección +X, los patrones de daño identificados en el punto de capacidad máxima de carga (0.25g) fueron grietas significativas en los muros longitudinales de las naves y presbiterio, que indicaban un mecanismo de falla fuera del plano (ver Figura 4.6a). Asimismo, se observó mecanismos de volteo en los muros de las capillas laterales y contrafuertes. En la dirección -X, la respuesta sísmica obtenida en la capacidad de carga máxima de 0,24 g fue similar a la de +X. El mecanismo de falla obtenido en esta dirección de análisis fue la falla fuera del plano de las paredes longitudinales de la nave, el presbiterio y las capillas. En ambas direcciones de análisis, las fachadas principal y posterior mostraron mecanismos de falla por cizallamiento. Además, se evidenciaron grietas estructurales en el arco de triunfal, generadas por la falta de arriostramiento de las capillas laterales y la sobrecarga por la excesiva masa del tímpano de adobe. Por último, en el campanario se mostró una falla combinada de daño en el plano y fuera del plano provocados por la presencia de aberturas y la ausencia de restricciones provistas por un diafragma rígido horizontal.



(a)



(b)

Figura 4. 5. Curvas de capacidad obtenidas a partir de un patrón de carga lateral uniforme asignado a los ejes X e Y globales (Aguilar et al., 2021).

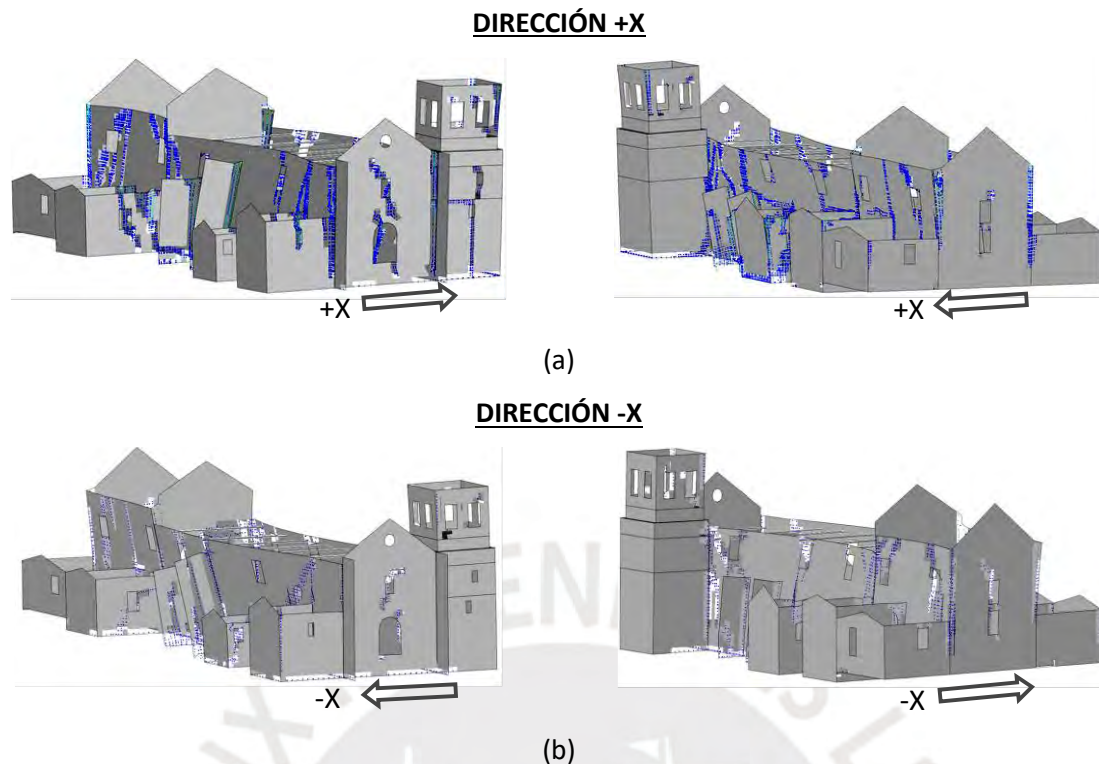


Figura 4. 6. Resultados de la evaluación sísmica usando un análisis estático no lineal con cargas incrementales aplicadas en la dirección X: (a) resultados en la dirección + X con capacidad máxima de carga de 0.25g, y (b) resultados en la dirección -X con capacidad máxima de carga de 0,24 g (adaptado de Aguilar et al., 2021).

Los resultados en el caso de carga + Y, mostraron que es la dirección más débil en términos de capacidad máxima de carga (0.15 g). Asimismo, se observó daño intenso en la fachada posterior que correspondía a un mecanismo de volteo fuera del plano. El análisis en la dirección -Y mostró una capacidad de carga de 0.2 g, ligeramente mayor en comparación con la dirección + Y. Sin embargo, la capacidad de deformación en esta dirección de análisis es menor, presentando un comportamiento más frágil. En la investigación (Aguilar et al., 2021) se indica que este comportamiento podría estar asociado a la presencia de contrafuertes y del campanario que brindan restricciones adicionales a la fachada principal. En este caso de análisis (-Y), se evidenció daños concentrados en la fachada principal, fachada posterior y en el arco triunfal, siendo el mecanismo probable de falla, el volteo de la fachada principal.

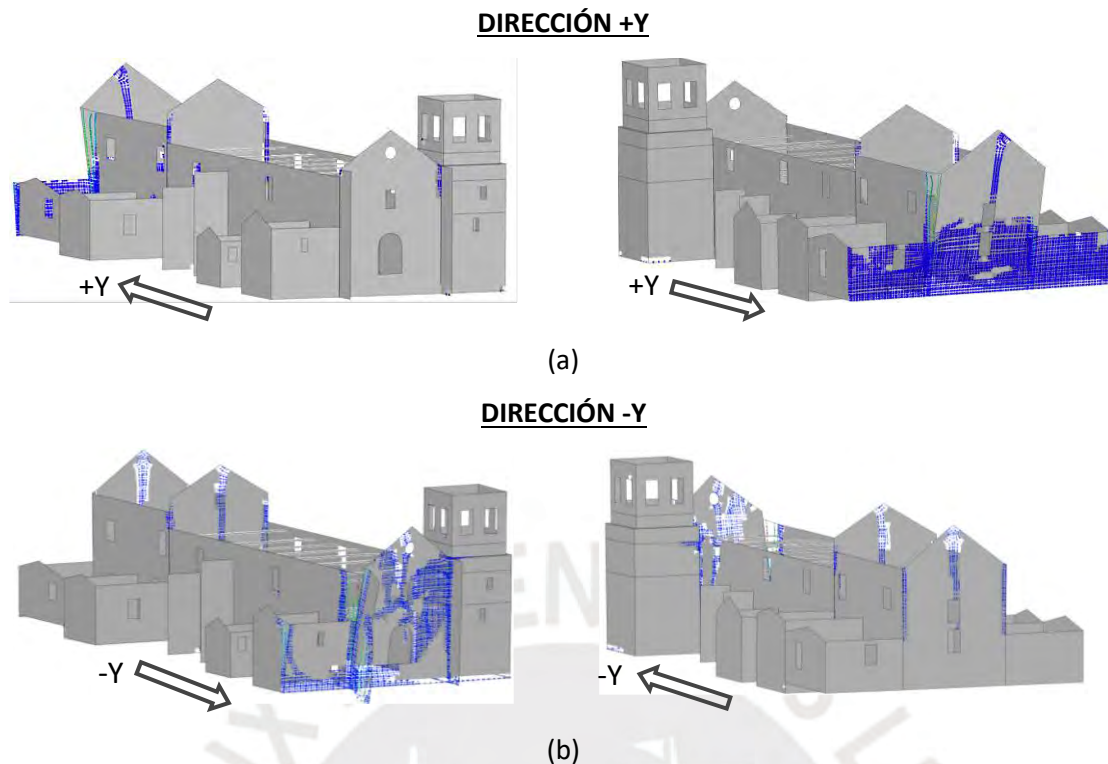


Figura 4. 7. Resultados de la evaluación sísmica usando un análisis estático no lineal con cargas incrementales aplicadas en la dirección Y: (a) resultados en la dirección + Y con capacidad máxima de carga de 0.15g, y (b) resultados en la dirección -Y con capacidad máxima de carga de 0.20 g (adaptado de Aguilar et al., 2021).

4.2. Análisis Límite cinemático

4.2.1. Consideraciones

En la presente investigación se aplicó el método de análisis límite cinemático como un enfoque complementario para la evaluación del desempeño sísmico del templo. Para aplicar dicho procedimiento primero fue necesario definir los probables mecanismos de colapso de la iglesia. A partir de los resultados del análisis sísmico obtenidos en la sección previa, se evidenció que la dirección Y es la dirección donde el templo es más vulnerable. Asimismo, por el tipo del patrón de daño obtenido se encontró que los mecanismos críticos de colapso eran el vuelco de la fachada principal, la fachada posterior y los muros longitudinales. De esta manera, el procedimiento del análisis límite cinemático se enfocó en el análisis de estos tres mecanismos de colapso, que han sido esquematizados en la Figura 4.8.

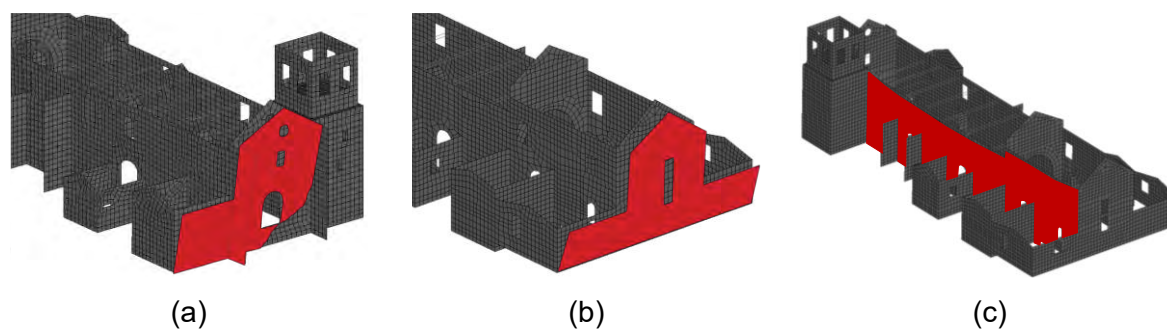


Figura 4. 8. Vista esquemática de los mecanismos de colapso probables que se activarían durante eventos sísmicos: (a) colapso parcial de la fachada frontal (Mecanismo 1), (b) balanceo de la fachada trasera (Mecanismo 2), (c) falla fuera del plano de la pared lateral (Mecanismo 3)

Una vez definidos los mecanismos de colapso, se procedió a aplicar el procedimiento de análisis según la metodología de análisis límite cinemático. La evaluación se realizó considerando cuatro escenarios sísmicos, con períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, que corresponden a terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, respectivamente. Para ello, el espectro de 475 años obtenido en el ítem 2.5.2 fue amplificado según factores obtenidos en el software CRISIS (Ordaz et al., 2007).

Tabla 4. 1. Factores de escala y PGA para diferentes periodos de retorno

Escenario sísmico	Factores de escala	Aceleración máxima del suelo
Frecuente	0.46	0.115
Ocasional	0.55	0.138
Raro	1	0.250
Muy raro	1.22	0.305

El procedimiento de aplicación del método de análisis límite cinemático fue descrito a detalle en el ítem 2.4.1. El análisis inició con la identificación del multiplicador de carga α_0 que activa el mecanismo de colapso, utilizando como base teórica el principio de trabajo virtual (ecuación 2.1). Luego, el sistema analizado fue transformado a un sistema equivalente de un único grado de libertad (SDOF) con la finalidad de realizar la verificación del comportamiento sísmico. Para la transformación del sistema se utilizaron las ecuaciones 2.2-2.3. La primera verificación del estado límite de daño (DLS) y del estado límite último (ULS) se realizó cuando el mecanismo de activación (α_0^*), excedió la demanda sísmica (α_d^*), de acuerdo a las ecuaciones 2.4-2.5. La segunda verificación se realizó comprobando que la capacidad de desplazamiento del sistema (d_u^*) es mayor que la demanda de desplazamiento (d_d^*).

4.2.2. Resultados

La Figura 4.9 resume el proceso de verificación de seguridad según el método de análisis límite. La gráfica muestra las curvas de capacidad de los tres mecanismos de falla evaluados y sus respectivos periodos secantes, así como, los espectros de demanda elástica para los cuatro escenarios sísmicos estudiados. El gráfico también presenta los multiplicadores de carga α_0 , la capacidad de desplazamiento del sistema d_u^* y la demanda de desplazamiento d_d^* obtenida a partir de la intersección de los periodos secantes con los espectros de demanda.

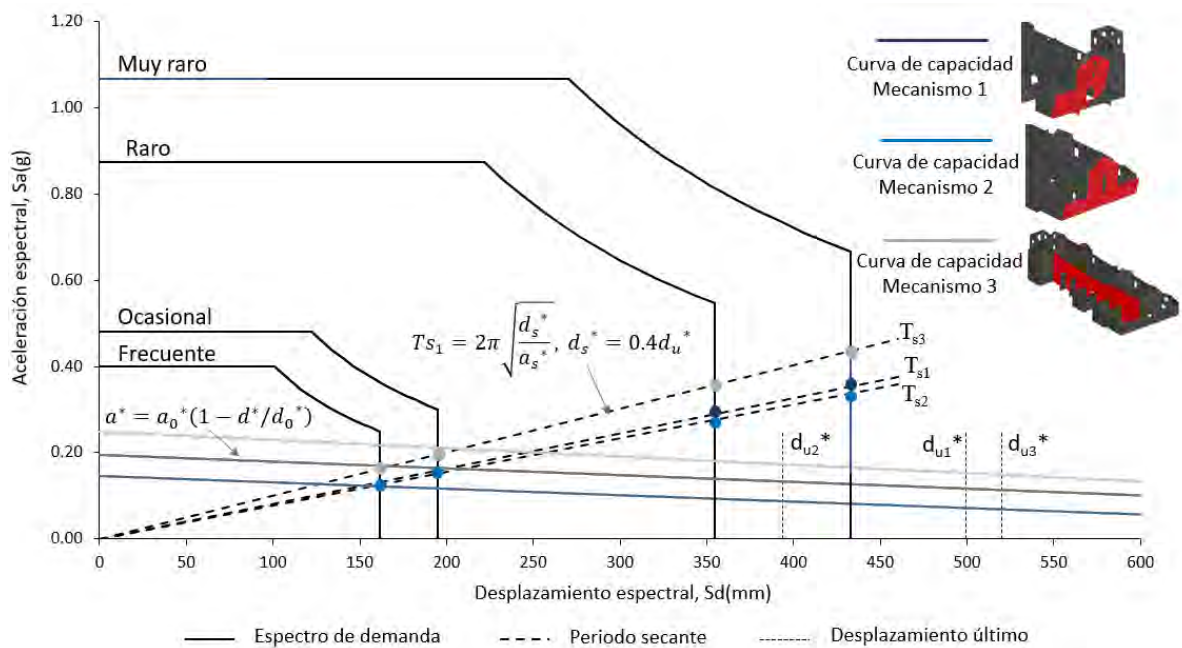


Figura 4. 9. Resumen del proceso de verificación del desempeño sísmico realizado en la iglesia mediante análisis de límite cinemático

Los resultados de la verificación sísmica considerando los cuatro escenarios sísmicos y los tres mecanismos de colapso definidos, se resumen en la Tabla 4.2. Estos resultados mostraron que el Mecanismo 2 (falla fuera del plano de la fachada trasera) es el más crítico. La aceleración espectral que activa este mecanismo es de 0.15 g, mientras que el Mecanismo 1 se activa con una aceleración espectral de 0.19 g. Estos resultados son consistentes con los obtenidos en el análisis estático no lineal, en los que las aceleraciones máximas presentaron valores de 0.15 g y 0.20 g, al aplicar la carga lateral incremental en las direcciones + Y y -Y, respectivamente. En cuanto a la verificación de seguridad, los resultados mostraron que todos los mecanismos son inseguros en caso de terremotos raros y muy raros, ya que los factores de seguridad SF_a fueron menores que la unidad. Además, estos resultados evidenciaron que la iglesia estaría a salvo solo durante sismos frecuentes (período de retorno

de 43 años). En el caso de un terremoto ocasional, el Mecanismo 2 se activaría. Por lo tanto, también la iglesia es insegura frente a terremotos con períodos de retorno de 72 años.

Tabla 4. 2. Resultados del análisis de límite cinemático considerando los cuatro escenarios sísmicos

Sismo	Mecanismo	Capacidad				Demanda		SF_a	SF_d	Check
		α_0	a_0^* (g)	d_u^* (mm)	T_S^*	a_d^* (g)	d_d^* (mm)	(g/g)	(mm/mm)	
Frecuente (43 años)	M 1	0.22	0.19	499	2.22	0.15	160	1.32	3.12	SEGURO
	M 2	0.18	0.15	394	2.27	0.12	160	1.20	2.46	SEGURO
	M 3	0.23	0.25	520	2.00	0.14	160	1.80	3.25	SEGURO
Ocasional (72 años)	M 1	0.22	0.19	499	2.22	0.18	194	1.09	2.57	SEGURO
	M 2	0.18	0.15	394	2.27	0.15	194	0.99	2.03	INSEGURO
	M 3	0.23	0.25	520	2.00	0.17	194	1.49	2.68	SEGURO
Raro (475 años)	M 1	0.22	0.19	499	2.22	0.32	355	0.60	1.41	INSEGURO
	M 2	0.18	0.15	394	2.27	0.27	355	0.55	1.11	INSEGURO
	M 3	0.23	0.25	520	2.00	0.30	355	0.82	1.46	INSEGURO
Muy raro (970 años)	M1	0.22	0.19	499	2.22	0.39	433	0.49	1.15	INSEGURO
	M2	0.18	0.15	394	2.27	0.33	433	0.45	0.91	INSEGURO
	M3	0.23	0.25	520	2.00	0.37	433	0.67	1.20	INSEGURO

4.3. Método N2

4.3.1. Consideraciones

Otro método que se propone en esta investigación como proceso complementario al análisis estático no lineal para verificar el comportamiento sísmico de la iglesia es el Método N2. Como ya se ha mencionado previamente, este método presenta un enfoque basado en el desplazamiento y consiste en comparar las curvas de capacidad obtenidas en un análisis estático no lineal con espectros de respuesta inelásticos. Dicho método, ha sido explicado a detalle en el ítem 2.4.2.

Para la aplicación del método N2, se consideró que el comportamiento sísmico de la iglesia en cada dirección de análisis estuvo representado por los mecanismos de falla local mostrados previamente en la Figura 4.8. En el caso de la dirección Y, la falla de la estructura estuvo representada por el vuelco de las fachadas trasera y delantera, mientras que en la dirección X, el comportamiento estuvo condicionado por el colapso fuera del plano de los muros longitudinales. Para la evaluación del desempeño sísmico, también se consideraron cuatro escenarios sísmicos: terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. El cálculo de los espectros de demanda para estos cuatro escenarios sísmicos se desarrolló a partir de

la amplificación del espectro de un sismo 475 años de periodo de retorno, el cual fue obtenido en el ítem 2.5.2. La amplificación se logró utilizando los factores brindados por el software CRISIS (Ordaz et al., 2007).

La aplicación del método N2 al estudio de caso comenzó con la transformación de las curvas de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) a un sistema SDOF equivalente. Las expresiones utilizadas para este proceso de conversión se brindan en el ítem 2.4.2 (ecuaciones 2.6-2.8). La curva de capacidad en el sistema SDOF luego es convertida al formato de espectro de respuesta ADRS a partir de la ecuación 2.9. El espectro de capacidad ADRS obtenido fue idealizado como una curva equivalente bilineal perfectamente elastoplástica para permitir la transformación de los espectros de demanda elástica a una curva inelástica. Los lineamientos para dicha idealización se describen en la sección 2.4.2.

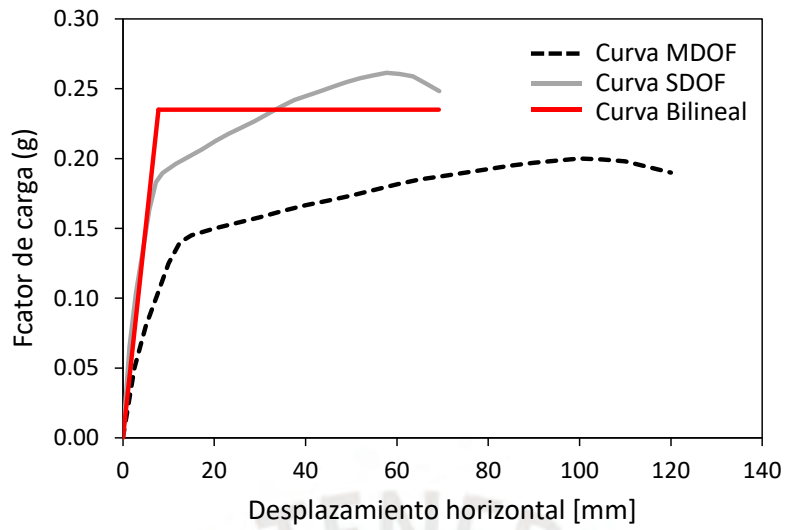
Con la finalidad de comparar la demanda sísmica con la capacidad estructural, el espectro de demanda se transformó a un formato ADRS. La ecuación 2.10, propuesta por Fajfar (2000), permite esta transformación para sistemas SDOF.

Para obtener la demanda de desplazamiento del sistema SDOF, el espectro de respuesta y la curva bilineal se trazaron en el mismo gráfico. La intersección del período elástico con el espectro de respuesta determinó el comportamiento elástico (S_{ae}) y también la demanda de desplazamiento elástico (S_{de}). El período elástico se determinó mediante la relación 2.11. Para obtener un desempeño inelástico, se calculó el factor de reducción R_{μ} y el desempeño de ductilidad μ siguiendo las ecuaciones 2.12 y 2.13.

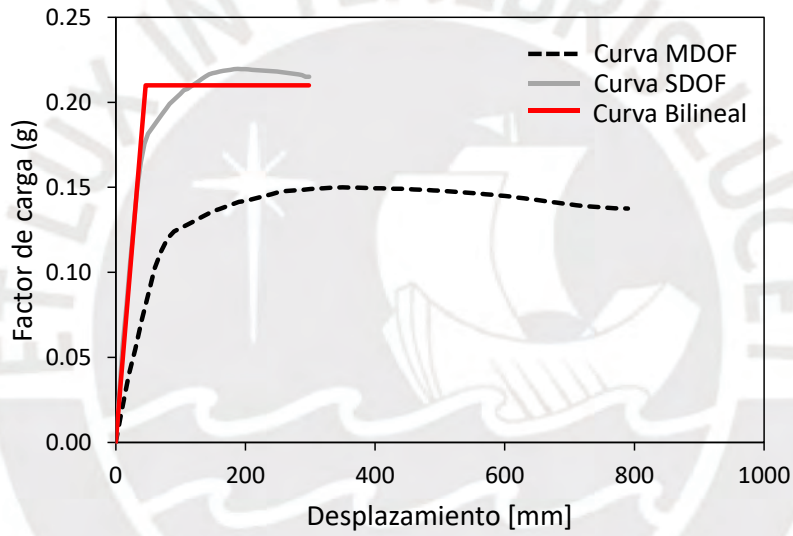
4.3.2. Resultados

Las Figuras 4.10-4.11 muestran el proceso de aplicación del método N2 para los tres mecanismos de falla estudiados. La Figura 4.10 presenta la transformación de la curva de capacidad en un sistema SDOF equivalente; y posteriormente, en una curva bilineal. Los valores obtenidos del factor participación (Γ) para los mecanismos 1, 2 y 3, fueron 1,73, 1,81 y 1,53, respectivamente. Las masas participativas (m^*) obtenidas fueron 21.87 ton, 28.29 ton, 83.73 ton para M1, M2 y M3, respectivamente. Por otro lado, la Figura 4.11 muestra las demandas de desplazamiento elástico obtenidas de la intersección del período elástico de la curva bilineal, con los espectros de respuesta de los cuatro escenarios sísmicos considerados. Los puntos de intersección en la curva bilineal muestran las demandas de desplazamiento inelásticas.

MECANISMO 1



MECANISMO 2



MECANISMO 3

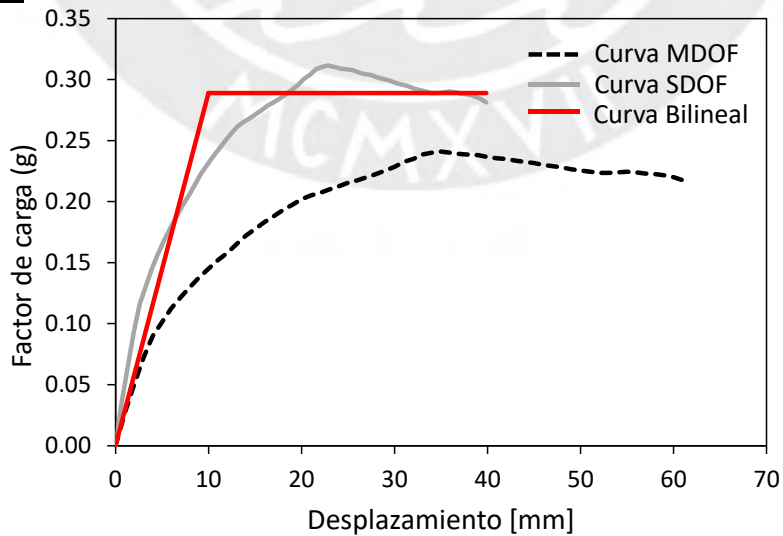
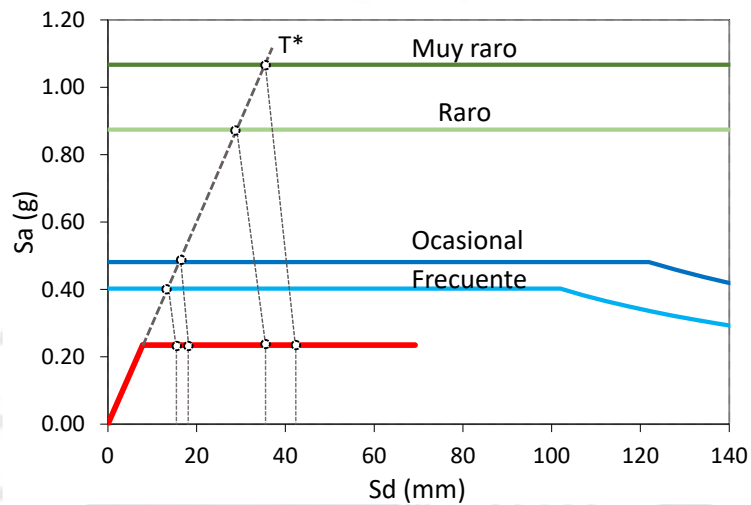


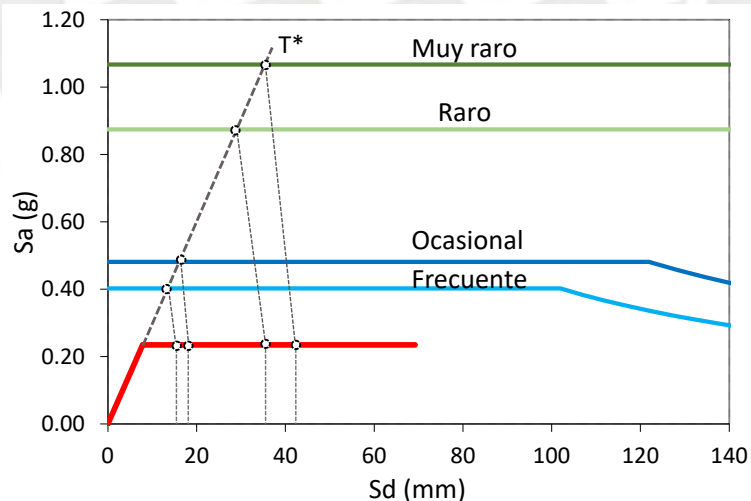
Figura 4. 10. Resultados del método N2 aplicado en los tres mecanismos de colapso: MDOF, SDOF y curvas bilineales.

Considerando el evento sísmico más intenso de muy raro con periodo de retorno de 970 años, los resultados de la Figura 4.11 muestran que la ductilidad restante en el caso del mecanismo 1 y mecanismo 2 es 44% y 27%, respectivamente, mientras que para el mecanismo 3 el porcentaje es cero. Estos resultados mostrarían que el mecanismo más crítico en términos de ductilidad es el que corresponde a la falla fuera del plano del muro lateral, mientras que el último mecanismo en activarse sería el mecanismo 1 que corresponde al volteo de la fachada principal.

MECANISMO 1



MECANISMO 2



MECANISMO 3

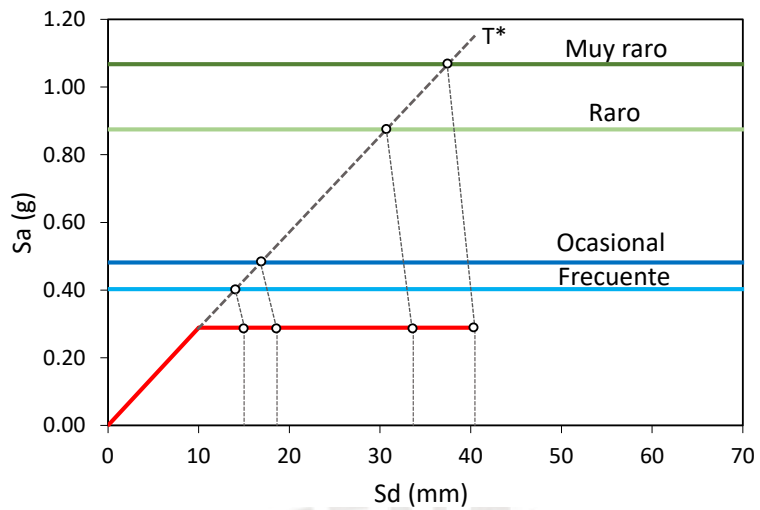


Figura 4. 11. Transposición de la curva de capacidad bilineal con los espectros de respuesta y los puntos de demanda de desplazamiento.



CAPÍTULO V - CONCLUSIONES

En el presente estudio se evaluó la aplicación del método N2 y el análisis límite cinemático para la verificación de la seguridad sísmica de dos iglesias andinas coloniales: el templo de San Juan Bautista de Huaró y la iglesia San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, ambas edificaciones ubicadas en Cusco, Perú. La evaluación se realizó considerando cuatro escenarios sísmicos, con períodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, que corresponden a terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, respectivamente. A partir de la investigación realizada se ha podido obtener las siguientes conclusiones:

- El uso combinado de análisis pushover, análisis límite cinemático y el método N2 demostró ser eficiente para proporcionar una caracterización completa de la respuesta sísmica de este tipo de edificios en términos de patrones de daño, mecanismos de colapso y verificación del desempeño sísmico. El análisis pushover resulta ser una herramienta útil en la identificación de los mecanismos de colapsos, lo que representa un paso vital para la correcta aplicación del procedimiento de análisis límite y el método N2. Por otro lado, se demostró que el método de análisis límite es una opción práctica y rápida para el análisis del desempeño sísmico y seguridad de la estructura. La precisión de este método recae en la elección adecuada de los posibles mecanismos de falla de la estructura. El método es considerado eficiente para la evaluación de la seguridad en términos de capacidad; sin embargo, en términos de ductilidad los resultados se consideran bastante conservadores. Debido a ello, el método N2 resulta interesante como método complementario para la evaluación de la seguridad, por su enfoque específico en la ductilidad. Asimismo, utiliza información de los resultados del análisis pushover, lo que brinda un alto grado de precisión a los resultados.
- En la presente investigación, el método N2 ha sido aplicado para la evaluación del desempeño sísmico de mecanismos de falla definidos en la estructura. El método no ha sido aplicado para la evaluación de toda la iglesia debido a la falta de un comportamiento tipo caja causado por la ausencia de un diafragma rígido, que permita la conversión de esta estructura a un sistema de un solo grado de libertad (SDOF). Esta problemática conllevó a realizar análisis específicos de los mecanismos de colapso fuera del plano, que sí cuentan con un comportamiento dominado por el primer modo de vibración, lo que permite la transformación al sistema SDOF.

- El método N2 si bien es un procedimiento que brinda alto nivel de precisión en sus resultados debido al uso de información proveniente del análisis pushover, depende del correcto desarrollo de las curvas de capacidad, en términos de ductilidad. En caso las curvas no logren desarrollarse en su totalidad, los resultados del método N2 podrían indicar falsos casos de vulnerabilidad sísmica.
- Los resultados obtenidos con el método de análisis límite indican que, en el caso de la iglesia de Huaró, el mecanismo más crítico sería el colapso parcial del tímpano (M2), mientras que con el método N2, basado en la ductilidad, el primer mecanismo en activarse sería el volteo de la fachada principal (M1). Para el caso de la iglesia de Andahuaylillas, los resultados del análisis límite mostraron que el mecanismo más inseguro sería el volteo fuera del plano de la fachada posterior (M2), mientras que con el método N2 el primer colapso sería el del muro lateral (M3).
- Los resultados de la verificación de la seguridad sísmica obtenida a partir de la aplicación del análisis límite cinemático y del método N2 brindan información vital para futuros proyectos de reforzamiento estructural y restauración de las iglesias. La identificación de los mecanismos de colapso y las primeras activaciones de falla, permiten proponer estrategias adecuadas de reforzamiento, sin intervenciones excesivas. Las intervenciones basadas en la experiencia o utilizando análisis poco precisos, conllevan a una pérdida alta de material original y/o modificaciones inadecuadas. En ese sentido, a partir de los resultados obtenidos en la presente investigación, la propuesta de reforzamiento que se realice en la iglesia de Huaró deberá estar enfocada en evitar el volteo de la fachada principal y el colapso parcial del tímpano. Para la iglesia de Andahuaylillas la propuesta deberá centrarse en reforzar la conexión con el resto de la estructura, de la fachada posterior y del muro lateral, para evitar su volteo. Los resultados obtenidos también indican que la iglesia con mayor urgencia de intervención es la San Pedro Apóstol de Andahuaylillas, ya que es vulnerable ante sismos ocasionales de 72 años, mientras que la iglesia de Huaró se vuelve insegura a partir de sismos raros de 475 años.

REFERENCIAS

- Aguilar, R., Briceño, C., Noel, M. F., Ramos, L. F. (2021). Integration of non-destructive testing, numerical simulations, and simplified analytical tools for assessing the structural performance of historical adobe buildings. *Construction and Building Materials*.
- Aguilar, R., Noel, M. F., Ramos, L. F. (2019). Integration of reverse engineering and non-linear numerical analysis for the seismic assessment of historical adobe buildings. *Automation in Construction*, Vol 98, pp 1-15.
- Aguilar, R., Marques, R., Sovero, K., Martel, C., Trujillano, F., Boroschek, R. (2015). Investigations on the structural behaviour of archaeological heritage in Peru: From survey to seismic assessment. *Engineering Structures*, vol 95, pp 94-111.
- Briceño, C., Moreira, S., Noel, M. F., Gonzales, M., Vila-Chã, E., Aguilar, R. (2019). Seismic vulnerability assessment of a 17th century adobe church in the Peruvian Andes. *International Journal of Architectural Heritage*, Vol 13(1), pp 140-152.
- Castillo, M., Kuon, E., Noriega E., Samanez, R., Silva, C. (2017) Templo San Pedro Apóstol de Andahuaylillas Cusco-Perú. World Monuments Fund, Lima, Perú.
- Cornejo, J. y Castillo, D. (2013). Templo de San Pedro Apóstol de Andahuaylillas – Guión para Guías. Peru, Cusco: Asociacion Jesús Obrero.
- DPCM. Directive for assessment and mitigation of seismic risk of cultural heritage. (2011). Del 09-02-2011. Rome: Presidente del Consiglio dei Ministri [En Italiano].
- Fajfar P. (2000). 'A nonlinear analysis method for performance-based seismic design', *Earthquake Spectra*, Vol.16 (3), pp 573-592.
- Fajfar, P. y Fischinger, M., (1989). N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Kyoto, 1988, Maruzen, Tokyo, Vol. V, pp 111-116.
- Fajfar P., Fischinger M., (1987) 'Non-linear Seismic Analysis of RC Buildings: Implications of a Case Study', *European Earthquake Engineering*, vol 1, pp 31-43.
- Freeman, S. A., 1998, Development and use of capacity spectrum method, *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland, CA.

Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., y Tyrell, J.V., 1975, Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, CA, pp 113-122.

Gobierno Regional Cusco (2006). Plan Vial del Departamento Cusco. Disponible en http://www.proviasdes.gob.pe/planes/cusco/pvdp/pvdp_cusco.pdf

Gulkan P., Sozen M.A. (1974) 'Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions.', ACI Journal vol 71, pp 601-610.

Karanikoloudis, G., Lourenço, P. (2018). Structural assessment and seismic vulnerability of earthen historic structures. Application of sophisticated numerical and simple analytical models. Engineering Structures, Vol. 160, pp 488-509.

Lourenço, P. B., Ciocci, M. P., Greco, F., Karanikoloudis, G., Cancino, C., Torrealva, D., Wong, K. (2019). Traditional techniques for the rehabilitation and protection of historic earthen structures: The seismic retrofitting project. International Journal of Architectural Heritage, vol 13(1), pp 15-32.

Mendoza, R. (2016). "Arquitectura religiosa en los Andes: apogeo, crisis y restauración." Investigaciones sociales Vol. 20 (37), pp 53-68.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú (2010). "Edificaciones Antisísmicas de Adobe, Manual de Construcción". [En línea]. Disponible: http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Manuales_guias/MANUAL%20ADOBE.pdf. [Accedido el 11-Mar-2021].

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú (2019). "Decreto supremo que modifica la Norma Técnica E.030 "Diseño sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por decreto supremo N° 355-2018-Vivienda, modificada con decreto supremo N° 043-2019-Vivienda". EN: El Peruano. Perú. Domingo 12 de febrero de 2019. Separata Especial.

Ministerio de Cultura (2012). "Informe final y preliquidación" obra: "actividad por emergencia templo San Juan Bautista de Huaró".

Noel, M. F. (2017). Integración de ingeniería inversa y modelamiento numérico para la evaluación sísmica de construcciones históricas de adobe. Sustenación Maestría PUCP.

NTC. Norme tecniche per le costruzioni. (2008). Decreto Ministerial de 14-01 2008. Rome: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti; 2008 [En Italian].

Ordaz, M., Aguilar, A., y Arboleda, J. (2007). Program for Computing Seismic Hazard: CRISIS-2007 V1.1, Institute of Engineering, UNAM, Mexico. [En línea]. Disponible: <http://www.r-crisis.com/>.

Robles, R. (2005). Las iglesias andinas: huellas de la cristianización y religiosidad popular”, *Revista de Antropología*, N° 3, UNMSM, Lima.

Rossi, E., Grande, F., Faggella, M., Tarque, N., Scaletti, A., Gigliotti, R. (2019). Seismic assessment of the lima cathedral bell towers via kinematic and nonlinear static pushover analyses. *International Journal of Architectural Heritage*.

Saiidi, M., Sozen, M. A., (1981). Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures, *Journal of Structural Division, ASCE*, vol 107, pp 937-952.

San Cristóbal, A. (2004). *Esplendor de la arquitectura colonial*. Ed. Peisa, Lima.

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

Tord, L. E. (1983). *Templos coloniales del Colca, Arequipa*. Lima.

Torelli, G., D’Ayala, D., Betti, M., Bartoli, G. (2020). Analytical and numerical seismic assessment of heritage masonry towers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 18(3), pp 969-1008.

Viceministerio de Patrimonio Cultural e Industrias Culturales (2020). “Sistema de Base de Datos de Bienes del Patrimonio Histórico”. [En línea]. Disponible: <http://sistemas.cultura.gob.pe/MINC-BIMWEB/pages/principal/login.jsfx>. [Accedido el 11-Mar-2021].

World Monument Fund e Instituto Nacional de Cultura (2004). *Proyecto de restauración de obras de arte del Templo de San Juan Bautista Huaro*. Disponible en <http://biblioteca.culturacusco.gob.pe>

World Monument Fund (2021). *San Juan Bautista of Huaro Church*. Disponible en <https://www.wmf.org/project/san-juan-bautista-huaro-church>