



Universidad de Chile
Facultad de Arquitectura y Urbanismo

Reducción de la vulnerabilidad sísmica de la Iglesia de Santa Filomena Un ejemplo del neogótico de albañilería simple en Santiago de Chile

Actividad formativa equivalente (AFE)

Propuesta para optar al grado de
Magíster en Intervención del Patrimonio Arquitectónico

Santiago Sáenz Muñoz

Profesora guía
Gabriela Muñoz Sotomayor

Santiago de Chile
2023

Índice

1.	Introducción	4
2.	Planteamiento	5
2.1.	Problema.....	9
2.2.	Pregunta.....	9
2.3.	Objetivos	9
3.	Marco histórico	10
3.1.	El gótico.....	10
3.2.	El neogótico	13
3.3.	Bóvedas encamonadas	16
4.	Marco teórico.....	18
4.1.	Teoría de análisis estructural	18
4.2.	Vulnerabilidad sísmica de estructuras de albañilería.....	28
4.3.	Normativa Chilena de intervención en construcciones patrimoniales	29
4.4.	Estado del arte	35
5.	Metodología	37
5.1.	Metodología de investigación.....	37
5.2.	Selección de caso de estudio	39
6.	Iglesia de Santa Filomena	46
6.1.	Antecedentes históricos	46
6.2.	Descripción constructiva.....	48
6.3.	Levantamiento de intervenciones	52
6.4.	Levantamiento de daños	55
6.5.	Diagnóstico del estado estructural	60
6.6.	Valores y atributos arquitectónicos	61
7.	Análisis estructural.....	65
7.1.	Materialidad.....	66
7.2.	Solicitaciones.....	68
7.3.	Análisis no lineal estático	73
7.4.	Resultados.....	81

7.5.	Análisis de vulnerabilidad sísmica	92
8.	Reducción de vulnerabilidad sísmica	93
8.1.	Criterios de intervención	93
8.2.	Lineamientos de intervención	95
8.3.	Resultados.....	108
9.	Conclusiones	115
10.	Discusión.....	117
11.	Bibliografía	119

1. Introducción

Debido a los daños observados en los templos neogóticos de albañilería simple durante el terremoto ocurrido en Chile el año 2010 (Mw 8,8), surge la preocupación por reducir su vulnerabilidad sísmica, permitiendo una mejor protección y conservación de nuestro patrimonio construido. En el presente estudio se entrega una propuesta de reducción de la vulnerabilidad sísmica de los templos neogóticos de albañilería simple situados en Santiago de Chile.

El riesgo sísmico corresponde a la probabilidad de daño de una estructura ante un sismo de una intensidad determinada y depende de dos variables, el peligro y la vulnerabilidad (Stovel, 1998). El peligro es fijo porque depende de la sismicidad del emplazamiento. En cambio, la vulnerabilidad sísmica puede ser reducida al depender de las características constructivas de la estructura.

Se seleccionó a la Iglesia de Santa Filomena como caso de estudio representativo de la tipología, sobre el cual se realizó un diagnóstico de su condición actual, una caracterización formal de sus valores y atributos patrimoniales, y un análisis estructural con el fin de conocer el comportamiento de la estructura y determinar los elementos vulnerables. Posteriormente se elaboró una propuesta de refuerzo consistente con criterios de intervención patrimoniales a través de lineamientos de intervención que permiten reducir su vulnerabilidad sísmica conservando su forma, valores y atributos arquitectónicos.

Palabras claves: *neogótico, albañilería simple, vulnerabilidad sísmica.*

Abstract:

Due to the damage suffered during the 2010 earthquake (Mw 8,8) by the unreinforced masonry neogothic temples, this study addresses their seismic vulnerability and how to reduce it. Seismic risk, determined by hazard and vulnerability, is explored with a focus on reducing vulnerability through a structural intervention that must be consistent with heritage intervention criteria. The Church of Santa Filomena was selected as a representative case study, allowing for a comprehensive assessment of its structural behavior and its vulnerable elements. Finally, a retrofit proposal was developed that aims to reduce seismic vulnerability of unreinforced masonry neogothic temples in Santiago de Chile, while preserving its architectural and heritage values.

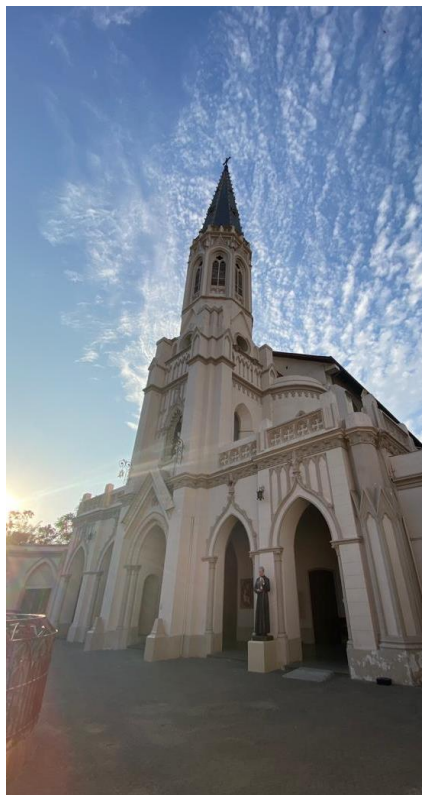
Keywords: *neogothic, unreinforced masonry, seismic vulnerability.*

2. Planteamiento

El neogótico surgió en Inglaterra durante del siglo XVIII como una reinterpretación del lenguaje gótico, un movimiento que no sigue las mismas leyes estructurales, sólo la apariencia. Se escogieron los elementos principales del gótico y se aplicaron según la realidad económica del momento y las nuevas técnicas constructivas. La construcción de los templos neogóticos en Santiago de Chile comenzó en 1870 debido a la buena situación económica que gozaba el país gracias a la exportación de materias primas y al surgimiento de una clase adinerada que miraba a Europa como el modelo cultural a imitar (Pallarés, 2015).

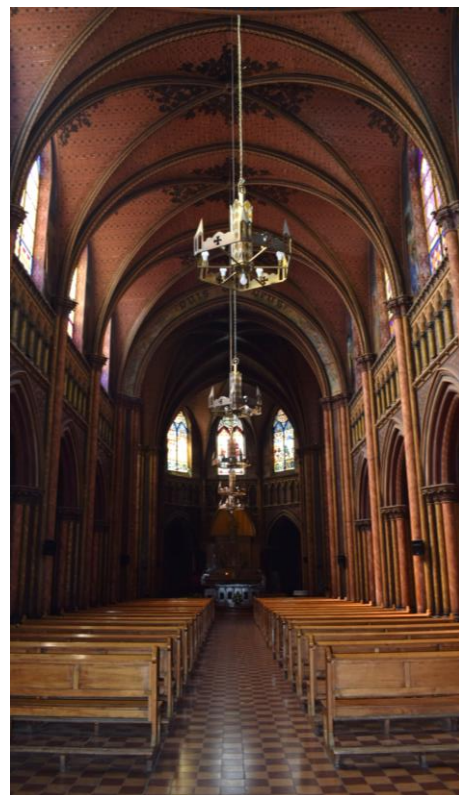
Los templos neogóticos están comúnmente estructurados mediante tres naves dispuestas en planta basilical o cruz latina y con una torre centrada sobre el nártex. En torno a la nave central se disponen dos arcadas de arcos formeros ojivales apoyados sobre pilares fasciculados que tributan el peso de la techumbre a través del claristorio hasta las fundaciones (ver Figura 2.1).

Figura 2.1 Estructuración tipo de templos neogóticos. Ejemplo de Iglesia de Santa Filomena.



(a) Exterior de fachada principal

Fuente: Elaboración propia

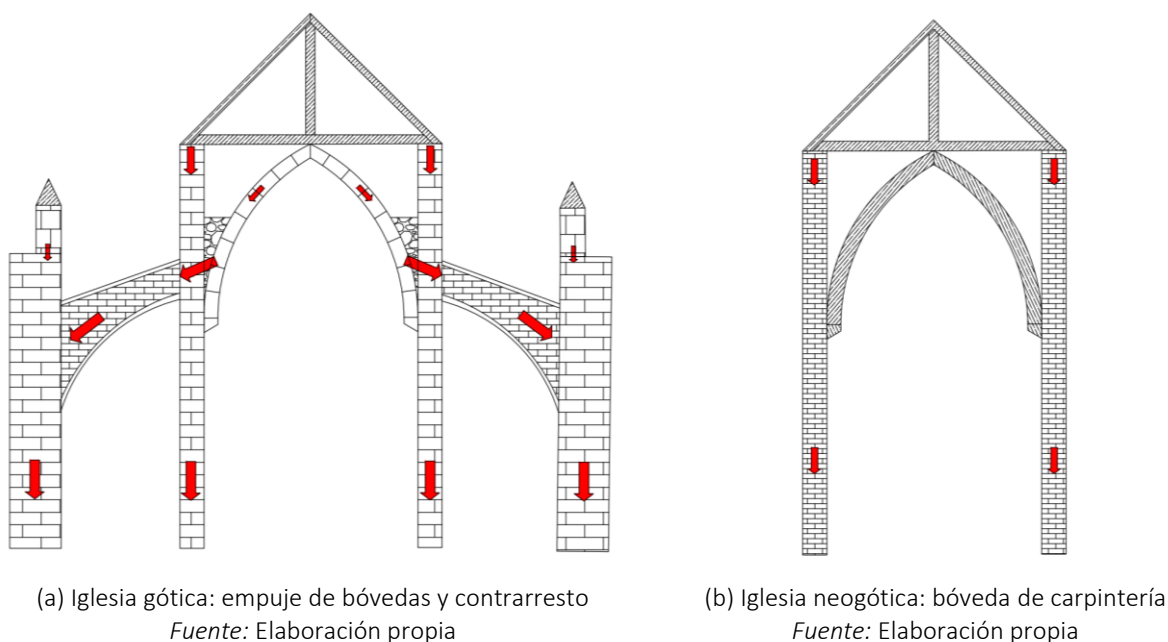


(b) Interior de nave central

Fuente: Elaboración propia

En países sísmicos como Chile la diferencia principal del neogótico con el estilo gótico radica en la materialidad y en las adaptaciones estructurales producto de la modificación del sistema de abovedamiento. Debido a la forma y peso de la bóveda tradicional, esta produce empujes que deforman el muro hacia el exterior dañándolo por flexión fuera del plano. Los arbotantes actúan como puntales que transmiten el empuje de las bóvedas y el peso de los muros del claristorio mediante compresión hacia los contrafuertes en el exterior (ver Figura 2.2.a). Al reemplazar las bóvedas de crucería por bóvedas de carpintería, usando comúnmente el sistema de “bóvedas encamonadas” (ver el capítulo 3.3 para más detalle) se eliminan los empujes laterales producidos por el sistema tradicional. Dado lo anterior, es posible prescindir del uso de arbotantes que resistan el empuje (ver Figura 2.2). Las bóvedas de carpintería adicionalmente permiten reducir el peso de la estructura, el cual tiene una relación directa con la sollicitación sísmica de la estructura, adaptándose a contexto sísmico local.

Figura 2.2 Comparación de empujes entre sistemas de abovedamiento.

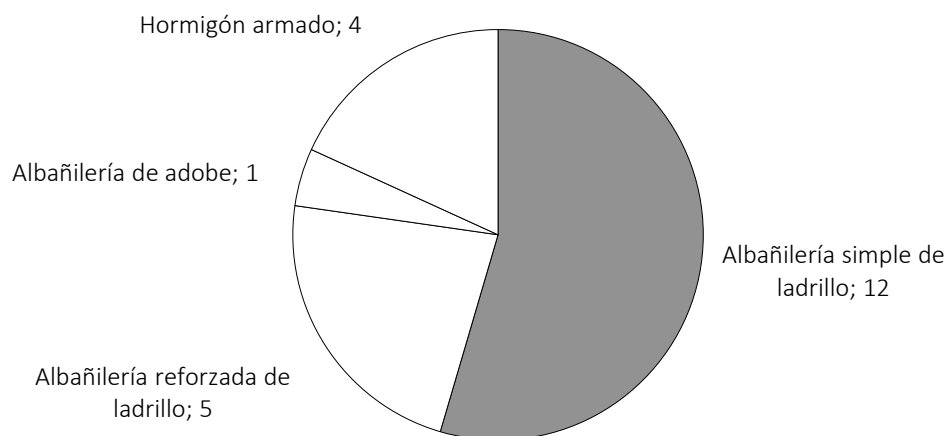


Durante el terremoto del Maule del año 2010 (Mw 8,8), la iglesia neogótica de albañilería simple de ladrillo fue la tipología que presentó un mayor índice de daño en comparación con otras iglesias pertenecientes a diferentes estilos arquitectónicos con la misma materialidad, como el neoclásico o colonial, y presentaron un nivel de daño severo en un 66% de los casos debido a sus particularidades constructivas (Palazzi, 2020). Por lo tanto, se deben tomar medidas preventivas que permitan proteger los templos ante futuros daños mediante una intervención estructural diseñada con fundamentos técnicos adecuados a la estructura, sin alterar sus valores y atributos patrimoniales.

Según Stovel (1998) el riesgo sísmico depende del peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica, y corresponde a la probabilidad de daño de una estructura ante un sismo de una intensidad determinada. Al no ser posible reducir el peligro sísmico sobre una estructura debido a que depende de su emplazamiento y las características del suelo de fundación, el riesgo se debe reducir a partir de la vulnerabilidad sísmica, la cual es la respuesta estructural ante un sismo y es una propiedad intrínseca de cada estructura. De las variables que determinan la vulnerabilidad, a efectos de la investigación se analizará la forma como la variable principal del estudio. La forma será considerada como la distribución general de los elementos de una estructura que le entregan una espacialidad característica y permiten su utilización adecuada, es decir, la forma es el rango de variaciones espaciales de una estructuración determinada sin modificar ni la tipología ni su uso.

Se utiliza en este estudio la investigación desarrollada por Mirtha Pallarés (2015), la cual incluye una descripción detallada de los templos católicos neogóticos construidos entre 1850 y 1950 en Santiago de Chile. En base a este registro, durante ese periodo se construyeron 22 templos neogóticos y se han conservado hasta nuestros días. De estos 22 templos; doce fueron construidos en albañilería simple de ladrillo, cinco en albañilería reforzada de ladrillo, cuatro en hormigón armado y uno en albañilería de adobe (ver Figura 2.3). Por lo tanto, la albañilería simple de ladrillo corresponde al sistema constructivo que mejor representa a los templos construidos con un 54% de los casos.

Figura 2.3 Distribución de templos neogóticos en Santiago de Chile.
Fuente: Pallarés (2015)



Es importante destacar que esta categoría de albañilería simple de ladrillo corresponde a templos proyectados originalmente sin refuerzos. Es entendible considerar que se hayan incorporado con el tiempo a estos templos refuerzos estructurales no observables a simple vista. De los doce templos de albañilería simple, se excluyen del análisis cuatro templos por las razones presentadas en el capítulo 5.1. Finalmente, según la información recopilada, se presentan en la Figura 2.4 los ocho templos neogóticos construidos originalmente en albañilería simple de ladrillo y que no han sufrido intervenciones estructurales mayores.

Figura 2.4 Fotografías de la fachada de los 8 templos neogóticos considerados.

Fuente: Elaboración propia



Los templos neogóticos constituyen una parte importante de nuestro patrimonio cultural material como elementos arquitectónicos de expresión artística y espiritual. Es debido a esta importancia cultural y los daños presentados en sismos anteriores que es necesario reducir su vulnerabilidad sísmica y protegerlos de nuevos daños para su mejor conservación.

2.1. Problema

El problema estructural principal de los templos neogóticos de albañilería simple está asociado a la vulnerabilidad sísmica intrínseca debido a las características constructivas propias del estilo.

Los templos neogóticos de albañilería simple en Santiago presentaron durante el terremoto del Maule del año 2010 (Mw 8,8) una amplia activación de fallas en macroelementos y un mayor índice de daño que otros templos de albañilería simple pertenecientes a diferentes estilos arquitectónicos con la misma materialidad, como el neoclásico o colonial (Palazzi, 2020).

2.2. Pregunta

Hipótesis: La vulnerabilidad sísmica de los templos neogóticos de albañilería simple está controlada por mecanismos de falla asociados a la esbeltez de los elementos estructurales y la falta de conectores entre muros que permiten un efectivo comportamiento de caja (“box behavior”). Por lo tanto, la reducción de la vulnerabilidad sísmica puede ser estudiada a partir de la forma de la estructura, manteniendo fija la sollicitación sísmica.

¿Cómo reducir la vulnerabilidad sísmica de los templos neogóticos de albañilería simple en Santiago de Chile, conservando su forma, valores y atributos arquitectónicos?

2.3. Objetivos

a) General

Definir lineamientos de intervención estructural que permitan reducir la vulnerabilidad sísmica de los templos neogóticos de albañilería simple en Santiago de Chile, conservando su forma, valores y atributos arquitectónicos.

b) Específicos

1. Determinar un caso de estudio representativo a partir de un análisis constructivo y arquitectónico de la tipología de interés.
2. Elaborar una metodología de análisis estructural para la tipología de estudio consistente con criterios de intervención estructural en estructuras patrimoniales.
3. Desarrollar una propuesta de refuerzo estructural a partir de los resultados obtenidos del análisis que minimice el impacto sobre la estructura, conservando sus valores y atributos arquitectónicos.

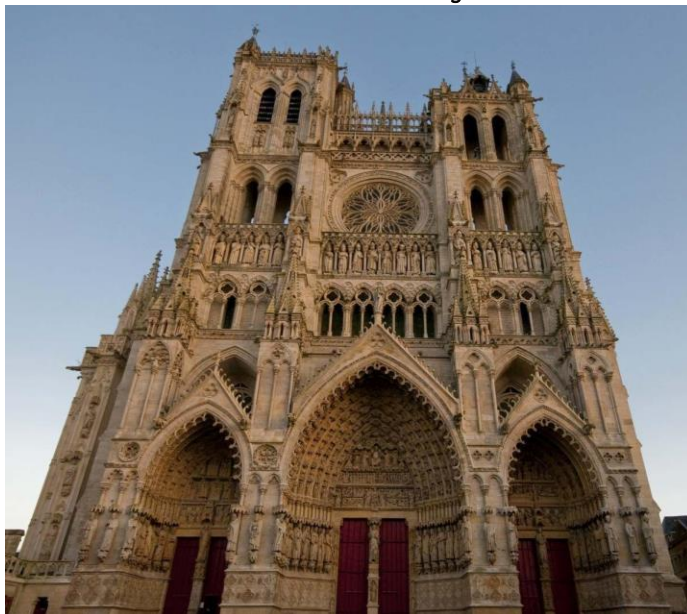
3. Marco histórico

3.1. El gótico

El siglo XII fue un periodo de cambio trascendental en Europa, el fin de la Primera Cruzada en 1099 permitió la reapertura de las rutas de comercio en el Mediterráneo y la creación de una clase mercante emergente comenzó a transformar el paradigma de la sociedad medieval. El resultado de la mejoría económica de la región y del conocimiento constructivo importado del este dio forma a lo que hoy conocemos como estilo gótico (Robert Mark, 1984).

La arquitectura gótica contempla un período artístico ocurrido en Europa entre los siglos XII y XVI que abarcó distintas formas artísticas y de expresión religiosa, siendo las catedrales góticas las mayores expresiones del estilo y han perdurado hasta nuestros días (ver Figura 3.1). El término gótico (adjetivo de godo) fue utilizado por primera vez en el año 1550 por el historiador de arte Giorgio Vasari al referirse mediante un término peyorativo al arte desarrollado en la Edad Media previo al Renacimiento (Gonzales, 2010).

Figura 3.1 Catedral de Amiens.



(a) Fachada frontal

Obtenido de: britannica.com



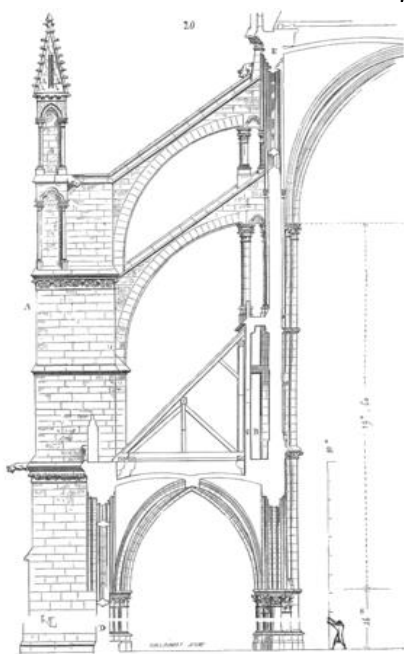
(b) Interior de nave central

Obtenido de: britannica.com

Con la construcción de tres catedrales en Francia a principios del siglo XIII se alcanzó lo que se conoce como el “gótico alto”, utilizado en la catedral de Chartres, Reims y Amiens. En Chartres se utilizaron los elementos estructurales que dieron inicio a un refinamiento de ellos posteriormente: bóvedas de crucería con arcos ojivales apoyados en pilares altos y esbeltos, los cuales se apoyan en arbotantes que descargan hacia contrafuertes en el exterior permitieron con éxito mejorar los sistemas constructivos desarrollados hasta el momento (Robert Mark, 1984).

Debido a que fue posible reducir el número de muros de carga, estos fueron ser reemplazados con aperturas que permitieron el paso de la luz hacia el interior (ver Figura 3.2). La utilización de la luz y la relación entre función y forma, entre estructura y apariencia que se manifiesta en la estructura del edificio carecían de precedentes. La estructuración delicada del gótico francés del siglo XII procede de la estética requerida por el arquitecto y el mecenas, junto con las nuevas técnicas de construcción y de producción de la piedra extraída y trabajada, acelerando y abaratando los procesos constructivos, permitiendo la elaboración de los elementos propios del gótico, como el arbotante, nervios, pilares, entre otros (Pallarés et al., 2006).

Figura 3.2 Catedral de Amiens.



(a) Corte de catedral de Amiens

Fuente: Dibujo hecho por Viollet-le-Duc
en el siglo XIX



(b) Arbotantes de catedral de Amiens

Obtenido de: britannica.com

Los constructores medievales de iglesias góticas eran realmente maestros de la técnica y de los conocimientos necesarios para desarrollar el proyecto de construcción. Sin embargo, la ciencia de la estática no se desarrollaba plenamente como para que hayan tenido acceso a cálculos básicos de resistencia como hoy en día. La teoría estructural surgió en el siglo XVII con Galileo Galilei y Robert Hooke ¿Cómo pudieron construir este tipo de estructuras y que hayan logrado resistir los últimos 500 años? La primera teoría es que hoy en día sólo vemos aquellas iglesias que no se han caído y que el proceso de aprendizaje era en base a prueba y error, sin embargo, Santiago Huerta (2012) plantea que debido a que el número de colapsos es considerablemente inferior al número de construcciones exitosas descarta la “teoría Darwinista” de que sólo sobrevivieron los buenos diseños estructurales. Si bien podían desarrollar modelos a escala, no conocían el método para aplicarles las cargas de diseño adecuadas a los modelos. Robert Mark (1984) propone que el diseño de las iglesias se realizaba en base a proyectos anteriores y la observación del proyecto durante las etapas de construcción. La necesidad de corregir fisuras que aparecían durante el proceso constructivo pudo ser un motor de innovación. No se ha demostrado aún la razón de la evolución acelerada de los sistemas estructurales que permitieron elevar y aligerar las construcciones de albañilería, pero si han podido mantenerse en pie durante más de 700 años, son un ejemplo de la capacidad técnica de los maestros de la época (Mark, 1984).

El periodo de desarrollo del gótico se situó en un punto crucial entre la Edad Media y el Renacimiento, mediando entre el mundo dominado por la iglesia y el mundo libre, “produciendo una tensión dialéctica entre la fe y la razón a través de un lenguaje de común de formas y contenidos” (Pallarés et al., 2006). Las características básicas del estilo gótico corresponden a una nueva concepción de la distribución que conforman los espacios de la estructura y su valoración a través de los elementos que la componen. Presenta a través de su arquitectura una concepción del espacio que unifica los valores espirituales y técnicos, expandiéndose por toda Europa hasta el siglo XV para dar paso al renacimiento.

3.2. El neogótico

El año 1830 marca el inicio en Gran Bretaña del éxito del movimiento neogótico en la arquitectura con motivaciones precisas, técnicas e ideológicas, contraponiéndose al movimiento neoclásico, revalorando el pasado medieval y como una contraposición al neoclásico que evoca con nostalgia los pasados gloriosos de conquista y poder. El neogótico representa una visión nacionalista y de identidad local asociada al humanismo y liberalismo de la época (Pallarés et al., 2006). La arquitectura neogótica es una reinterpretación del lenguaje gótico, no sigue las mismas leyes estructurales, sólo la apariencia.

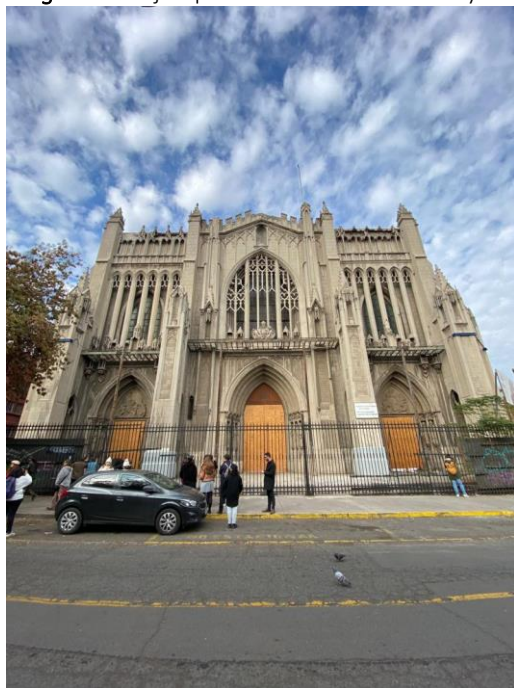
El neogótico no sustituyó ni se mezcló al neoclásico, sino que “ambos estilos quedaron uno junto al otro como hipótesis parciales” propone Leonardo Benévolo (1999). Las reformas sociales surgidas durante la revolución industrial hicieron evidente la imposibilidad de conservar las antiguas normas de conducta. “Los estilos medievales están asociados al espíritu romántico, y fueron apreciados no como un nuevo sistema de reglas en sustitución a las clásicas, sino que bajo el supuesto que carece de reglas y predomina el sentimiento sobre la razón” (Benévolo, 1999). Víctor Hugo en el año 1831 considera al estilo gótico como “el delirio de una imaginación ardiente que parece realizar sueños”. Esta visión permite entender la expansión del gótico en la pintura, la escenografía y ornamentación. Sin embargo, dada la asociación entre la arquitectura clásica y una ingeniería segura, se relacionaba al gótico como un estilo no apto a ser utilizado a gran escala en la construcción.

A partir de 1700 ya se habían realizado construcciones góticas para particulares a lo largo de Europa en edificios encargados por artistas con un gusto por lo exótico. La introducción del gótico en mayor escala se debió a diversos factores. Durante la Restauración en el primer Imperio en Francia, Napoleón en 1813 hace restaurar el interior de Saint-Denis para las tumbas de su familia. De forma paralela comenzó la discusión por la conservación de los monumentos medievales afectados durante la Revolución. En Inglaterra muchos edificios medievales se restauraron y ampliaron en el mismo estilo. En Alemania después de comenzar los trabajos para finalizar la catedral de Colonia en 1840 se multiplicaron los edificios de estilo gótico por todo el país. Sin embargo, la aceptación del estilo gótico no fue sencilla (Benévolo, 1999). La Academia de Francia se opuso al estilo gótico para los encargos a edificios públicos, incluso el estudio del gótico estaba prohibido en la École de Beaux-Arts. En 1846 la Academia a través de un manifiesto condena la imitación de estilos medievales debido a que “No es posible dar expresión a una arquitectura del siglo XII debido a la diferencia en las necesidades de la sociedad de ese tiempo. Volver a los tipos anticuados quedaría sin efecto debido a que carece de argumentos, el arte para la sociedad debe ser fiel a su propio tiempo”.

La insistencia de mantener las formas clásicas debido su aplicación en la construcción fue perdiendo peso con el tiempo, sin embargo, al no existir ejemplos recientes inspirados en estilos medievales no se contaba con experiencia reciente para asegurar su funcionalidad estructural. A pesar de que el estilo a imitar era uno solo, su forma de imitación no era evidente. Se comenzó a considerar al estilo como revestimiento decorativo como un esquema de construcción indiferente donde los elementos constructivos quedan exhibidos fuera de todo control de composición (Benévolo, 1999).

Cuando Chile gozaba de su independencia en el siglo XIX, se abrió a través del intercambio económico y cultural al mundo. El auge económico producido por el desarrollo de la minería comenzó la emigración de familias desde las provincias o del extranjero hacia la capital. A partir del final del siglo XIX y mediados del siglo XX se construyen la mayoría de las iglesias neogóticas, las cuales logran un estilo apegado a los cánones formales medievales en estructuras de proporciones modestas tomando los modelos arquitectónicos europeos y adaptándolos a las técnicas constructivas de la época (Pallarés et al., 2006). La diferencia radica únicamente en la materialidad y en las técnicas constructivas de una determinada época (ver Figura 3.3).

Figura 3.3 Ejemplos de diferentes estilos y técnicas constructivas del neogótico en Santiago.



(a) Basílica del Salvador:
albañilería simple de ladrillo
Fuente: Elaboración propia



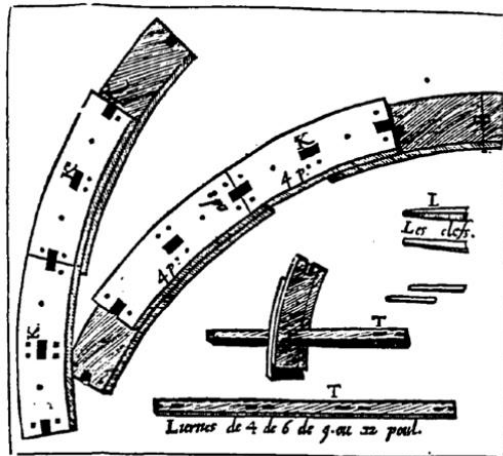
(b) Señora del Perpetuo Socorro:
hormigón armado
Fuente: Elaboración propia

Para la construcción de los templos neogóticos se importaron arquitectos provenientes de Europa, quienes tuvieron que adaptar sus proyectos a la realidad chilena de la época. La mano de obra no era especializada, contaban con recursos limitados y se situaron en uno de los países con mayor sismicidad del mundo. La escasez de la piedra en Santiago a finales del siglo XIX obligó a que se utilizara como alternativa la albañilería de ladrillo. Los recursos limitados y la mano de obra no especializada requirieron que se propusieran soluciones más económicas y de rápida instalación. Finalmente, las solicitaciones sísmicas limitaron las dimensiones de los templos y la utilización de sistemas constructivos de menor peso (Pallarés, 2015). Es ahí donde se observa una particularidad del estilo neogótico en nuestro país; la ausencia de bóvedas de crucería de albañilería de ladrillo o piedra. En cambio, se utilizó un tipo de bóveda de carpintería llamada bóveda encamonada, que se desarrolla a continuación.

3.3. Bóvedas encamonadas

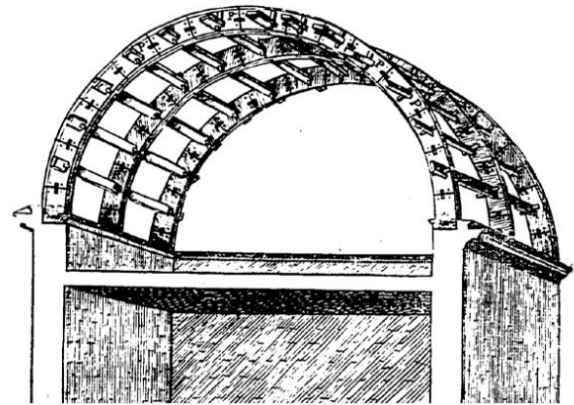
La técnica utilizada para abovedar los cielos de los templos neogóticos en Santiago mediante el uso de la madera proviene del arquitecto francés Philibert de L'Orme, quien en su tratado "Nouvelles inventions pour bien bastir et a petit fraiz" ("Nuevos inventos para construir bien y a bajo costo" al español) en 1561 propuso cubrir grandes luces con elementos de madera (Bustamante, 2012). Si bien las bóvedas de madera existían desde el tiempo de Vitrubio, De L'Orme propuso un sistema de abovedamiento que no depende de piezas de madera de gran longitud, lo que era escaso en Europa en el siglo XVI (Hurtado, 2013). La propuesta permite formar un arco de medio punto mediante piezas cortas y delgadas de madera, llamadas camones, sujetas mediante clavijas de madera y contrachapeadas unas con otras (ver Figura 3.4).

Figura 3.4 Esquemas de bóvedas encamonadas hechos por Philibert de L'Orme.



(a) Sistema de camones y contracamones de De L'Orme

Fuente: Hurtado (2013)

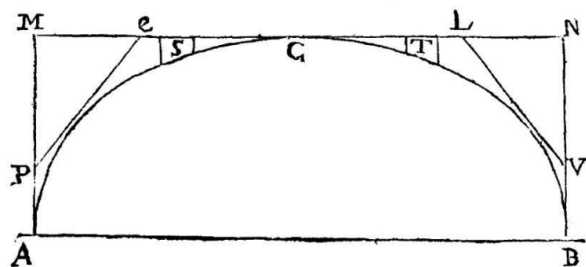


(b) Dibujo de bóveda encamonada de De L'Orme

Fuente: Hurtado (2013)

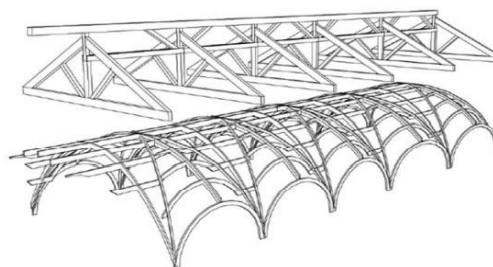
Este sistema constructivo se popularizó en Castilla en el siglo XVII, pero presenta diferencias en el corte de las piezas y en el sistema de apoyo de la bóveda con respecto a la propuesta de De L'Orme (Hurtado, 2013). En el sistema de De L'Orme cada pieza curva da forma al intradós y extradós del arco, en cambio en el sistema castellano los camones se cortan dándole la curva necesaria dependiendo si el arco formará una bóveda o una cúpula. Sin embargo, la diferencia principal radica en el funcionamiento estructural, mientras que los arcos de De L'Orme se apoyan en los muros y son autoportantes, las bóvedas castellanas cuelgan desde estructura de techumbre unidas mediante listones de madera conectados en el extradós del arco (ver Figura 3.5 y Figura 3.6).

Figura 3.5 Esquemas de bóvedas encamionadas castellanas.



(a) Sistema de bóveda castellana

Fuente: Hurtado (2013)



(b) Esquema de bóveda de la Iglesia de San Pedro

Fuente: Pallarés (2015)

Por lo tanto, se reconocen dos tipologías principales de bóvedas de carpintería. La primera corresponde a un sistema de arcos autoportantes, atribuida a Philibert de L'Orme, y en la segunda los arcos se unen desde el extradós a la estructura de techumbre, ya sea pendiendo mediante tirante o unidas directamente a las cerchas (ver Figura 3.6). En este segundo sistema, conocido como "sistema en viga", los arcos no colaboran con la estructura, "es utilizado únicamente para definir el espacio a cubrir sin generar empujes laterales" (Hurtado, 2011).

Figura 3.6 Esquema de bóveda con sistema en viga



Fuente: Elaboración propia

Este sistema constructivo fue exportado a Sudamérica durante la conquista española como una solución ligera y de rápida instalación, adecuada para el contexto sísmico de la región. A pesar del uso extendido de las bóvedas de carpintería en Chile no existen registros documentales que traten el tema (Pallarés, 2015).

4. Marco teórico

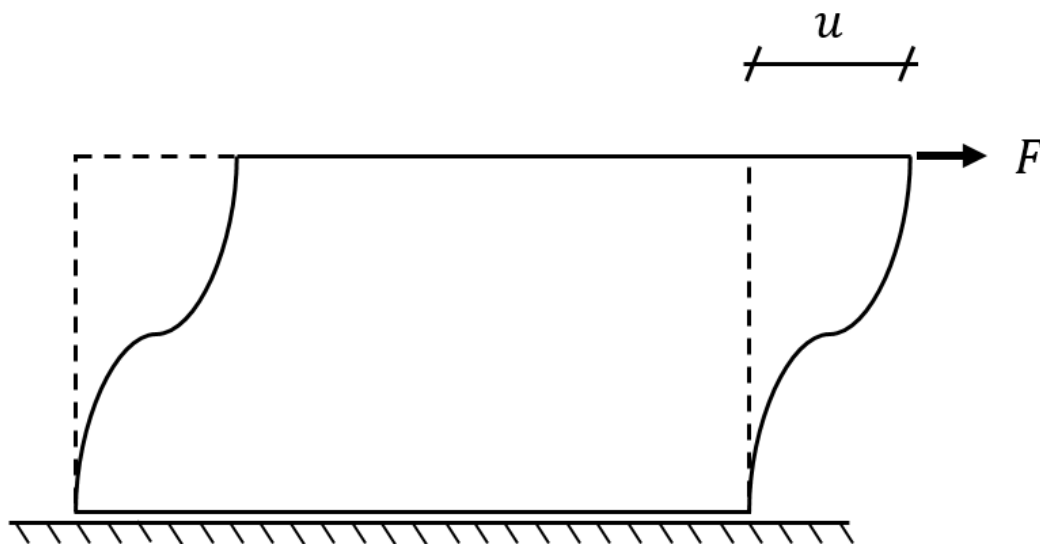
4.1. Teoría de análisis estructural

A continuación se desarrollan los conceptos de análisis estructural utilizados en el desarrollo del presente estudio.

a) Rigidez

La rigidez K de un elemento corresponde a la razón entre una fuerza F aplicada sobre este y la deformación resultante u . Se puede expresar de la siguiente forma $K = F/u$. La deformación puede ser lateral, axial, torsional o por flexión, sin embargo, en estructuras de albañilería expuestas a sismos, la deformación lateral es comúnmente la de mayor interés (ver Figura 4.1).

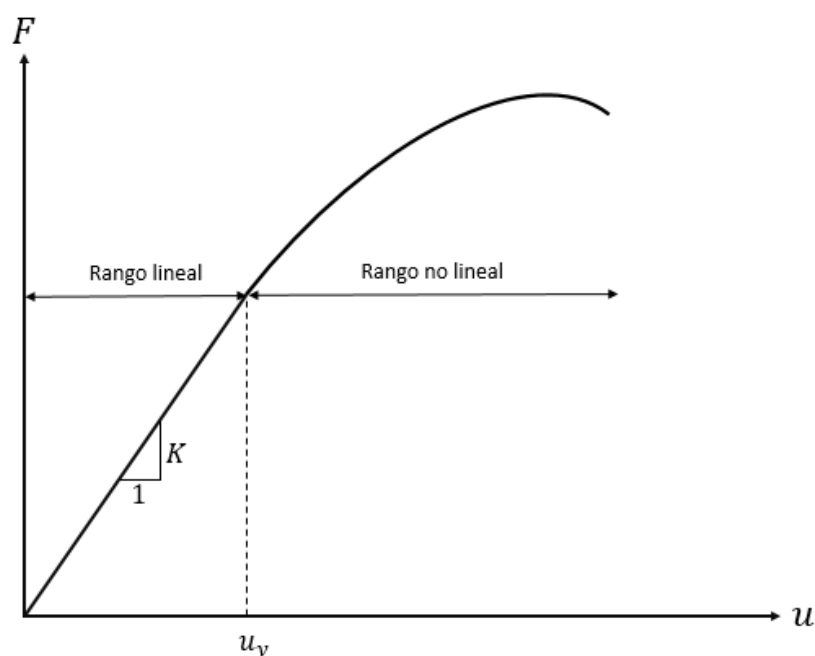
Figura 4.1 Rigidez lateral



La rigidez lateral de un elemento depende de la geometría de la sección transversal, su altura y sus propiedades mecánicas. Al comparar la rigidez de un muro y una columna de una misma materialidad y altura, como es el caso de los muros laterales de una iglesia y las columnas de la nave central, es posible considerar que la rigidez lateral de la estructura depende principalmente de la suma de las rigideces de todos los muros y despreciar el aporte a la rigidez de las columnas.

Al graficar la deformación lateral de un elemento con respecto a la fuerza aplicada, inicialmente se produce una recta cuya pendiente es igual a la rigidez K debido a que el elemento se encuentra dentro de su “rango lineal”, es decir, que presenta un comportamiento elástico y la relación entre fuerza versus deformación puede ser descrita mediante la ecuación de una recta. Al alcanzar un determinado nivel de deformación límite u_y el elemento comienza a dañarse y por lo tanto, a disminuir su rigidez. A partir de este nivel de deformación el elemento se encuentra en su “rango no lineal”, es decir, su comportamiento es plástico.

Figura 4.2 Gráfico de fuerza versus deformación: rigidez

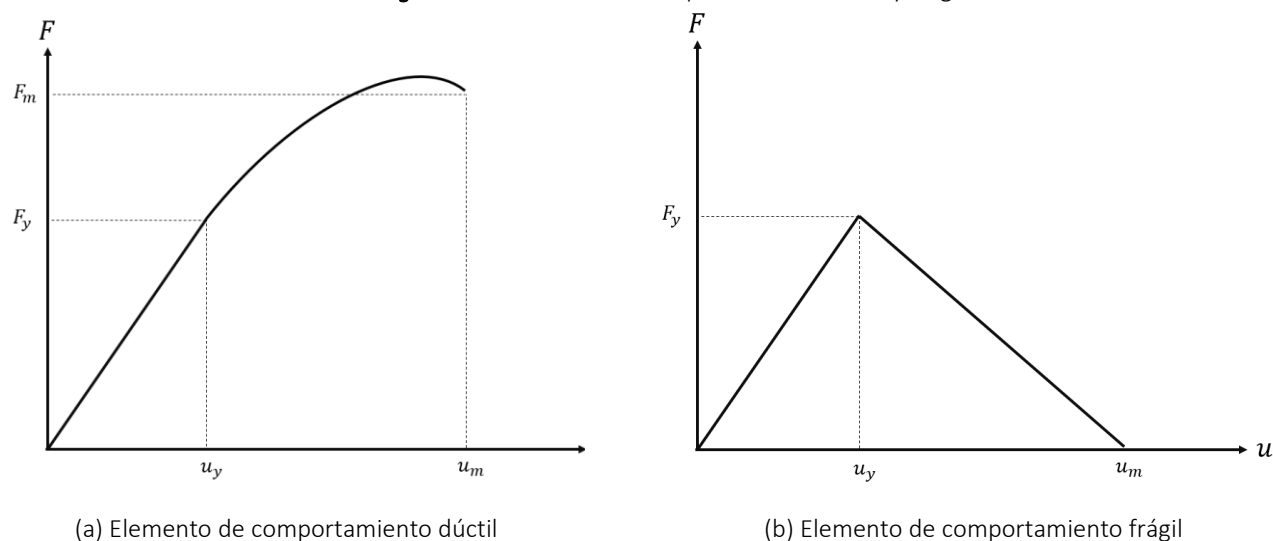


Dependiendo de la materialidad y la dimensión del muro, la curva de fuerza versus deformación será distinta, sin embargo, siempre será posible observar un rango lineal y si la deformación límite u_y se supera, entrará en su rango no lineal. Al presentar un comportamiento plástico tiene una menor rigidez y no recupera su resistencia original, sin embargo, disipa energía. En el caso de un sismo, las estructuras que se dañan incursionan en el rango no lineal y en cada ciclo disipan parte de la energía sísmica acumulada.

b) Ductilidad

La ductilidad μ es un concepto que permite caracterizar el comportamiento de un elemento entre el momento que comienza a dañarse u_y y la máxima deformación a la cual alcanza u_m al momento del colapso. Un elemento que es dúctil significa que es capaz de incursionar en el rango plástico sin una pérdida abrupta de rigidez, esto le permite seguir resistiendo carga sin un colapso súbito.

Figura 4.3 Elemento de comportamiento dúctil y frágil.



La ecuación utilizada para medir el nivel de ductilidad μ es la siguiente:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

Este concepto juega un rol fundamental para entender el comportamiento sísmico de las estructuras debido a que la ductilidad permite que los daños se produzcan de forma controlada dando tiempo para la evacuación de las personas al interior del inmueble y entrega una medida de la capacidad de disipación de energía del sistema constructivo ante un sismo, lo cual se abordará más adelante en este capítulo.

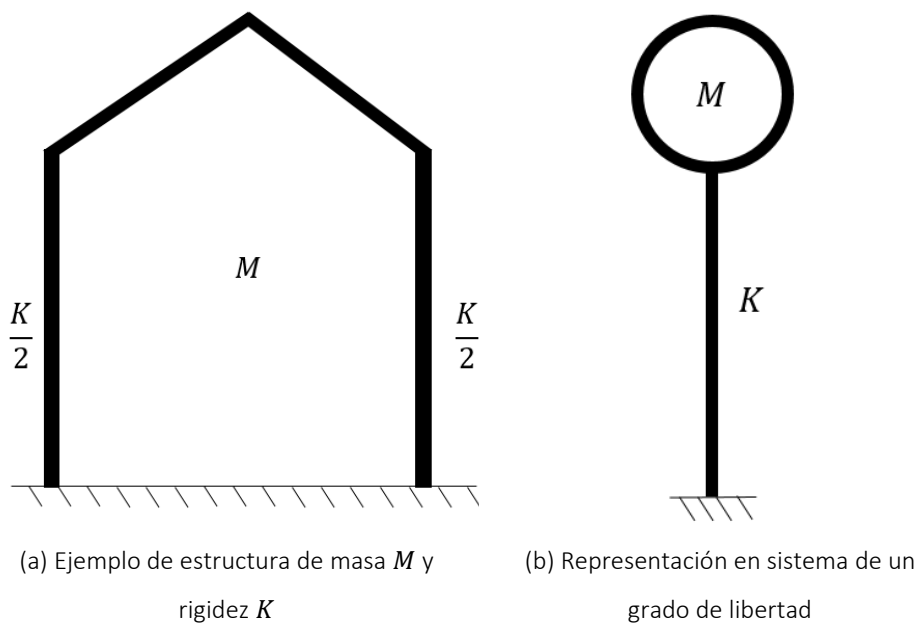
c) Espectros de respuesta

Para simplificar el diseño sísmico de las estructuras, se considera que su comportamiento puede ser representado mediante un sistema de un grado de libertad, es decir, que toda su masa M se concentra en un punto con sólo una forma de vibrar y con una rigidez lateral igual a la rigidez total de la estructura K (ver Figura 4.4). Un espectro es una función que representa la respuesta que la estructura tendría bajo un determinado sismo asumiendo que su comportamiento es representado mediante un sistema de un grado de libertad.

La variable que se utiliza para analizar el comportamiento de la estructura es el periodo T , el cual depende de la masa y la rigidez mediante la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

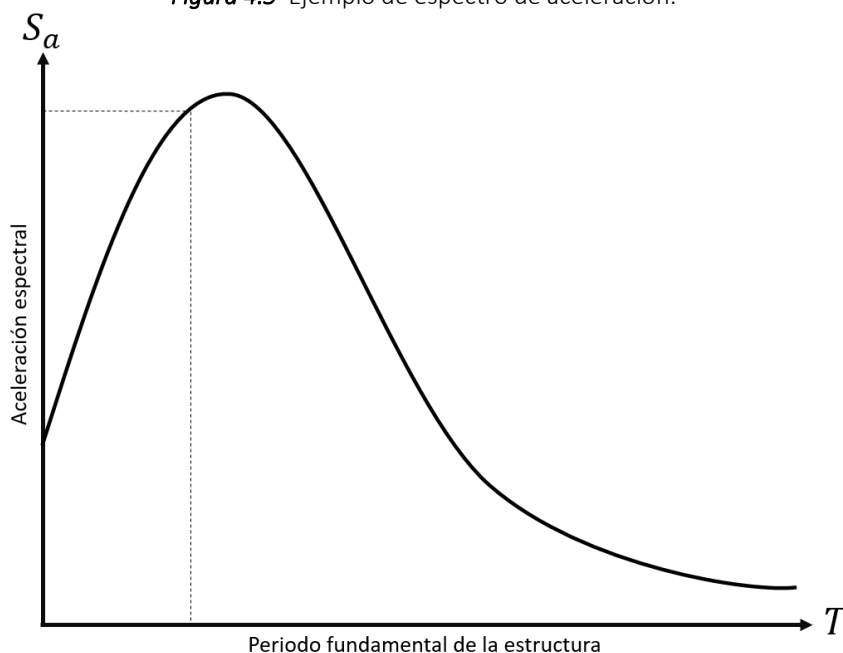
Figura 4.4 Representación mediante un sistema de un grado de libertad.



Existen 3 tipos de espectros de respuesta: desplazamiento, velocidad y aceleración. Cada uno de ellos representa una respuesta específica de la estructura. Por ejemplo, el espectro de aceleración de un determinado sismo entrega la aceleración que experimentaría una estructura de periodo T (ver Figura 4.5). La forma del espectro de aceleración depende principalmente del tipo de suelo de fundación y de su emplazamiento, entre otros.

Es importante considerar que la definición entregada corresponde a un espectro elástico, es decir, que asume que la estructura oscilaría sin alcanzar desplazamientos que hagan que incurriere en el rango no lineal, cambiando su rigidez, dañándose y disipando energía en el proceso.

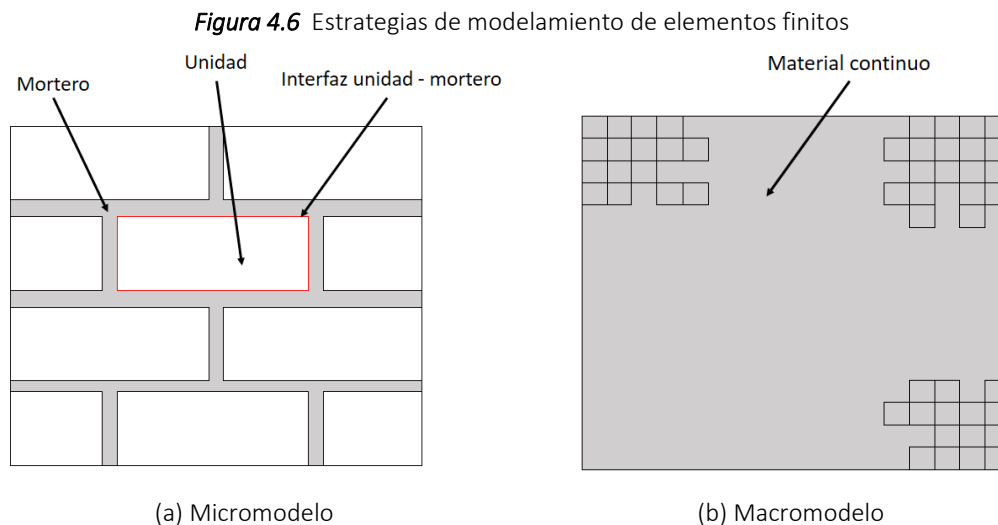
Figura 4.5 Ejemplo de espectro de aceleración.



d) Análisis de estructuras de albañilería

Un modelo de elementos finitos (MEF) es una herramienta que permite analizar el nivel de tensiones y deformaciones en una estructura a partir de la representación matemática de las dimensiones y propiedades mecánicas de los materiales que la componen. En general existen tres maneras de abordar un MEF en función del nivel de detalle: el micro, meso o macromodelo de la estructura (ver Figura 4.6). La elección del método depende del objetivo del análisis, la precisión y eficiencia del modelo (Karim, 2019).

Un micromodelo considera el comportamiento de la unidad, del mortero y de la interfaz entre ambos, lo que es adecuado para estudiar el comportamiento de un solo elemento debido al costo computacional y la dificultad de calibrar adecuadamente el modelo, sin embargo, para estudiar el comportamiento global de una estructura el macromodelo es más adecuado. En grandes estructuras, el comportamiento específico de la unidad y el mortero no determina su comportamiento global, es por esto es que más adecuado utilizar modelos continuos (Lourenço, 1998).

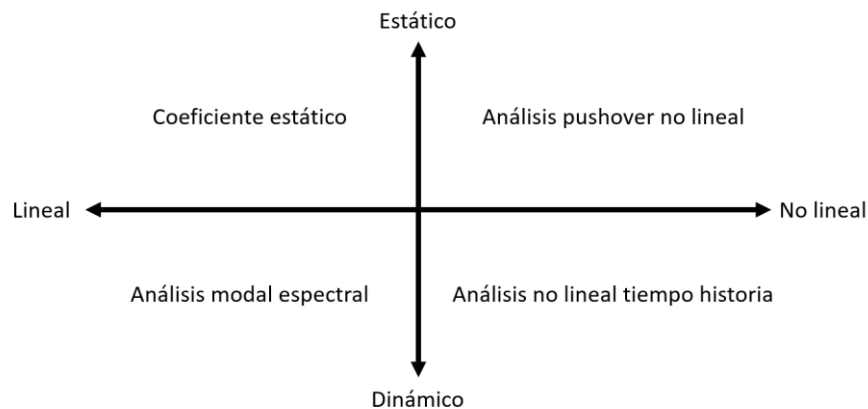


La albañilería es un sistema constructivo que produce un material compuesto por unidades de ladrillos y mortero, que presenta un comportamiento ortotrópico, es decir, que sus propiedades mecánicas varían según las tres direcciones principales de análisis. Debido a que las uniones del mortero actúan como planos de debilidad (Lourenço, 1998), su comportamiento no es igual a tracción, compresión, corte y flexión fuera o dentro del plano, lo que vuelve al análisis estructural de la albañilería en un proceso complejo que requiere de un método de análisis y una ley constitutiva que represente adecuadamente su comportamiento.

e) Análisis estructural no lineal

En el capítulo anterior se explicaron las estrategias para modelar adecuadamente el comportamiento de la albañilería. Adicionalmente, existen principalmente cuatro tipos de análisis para evaluar sísmicamente una estructura, dependiendo si el análisis es lineal o no lineal y si es dinámico o estático. Cada uno tiene ventajas y desventajas según la estructura a analizar y no hay uno que sea intrínsecamente mejor que otro.

Figura 4.7 Métodos de análisis estructural.



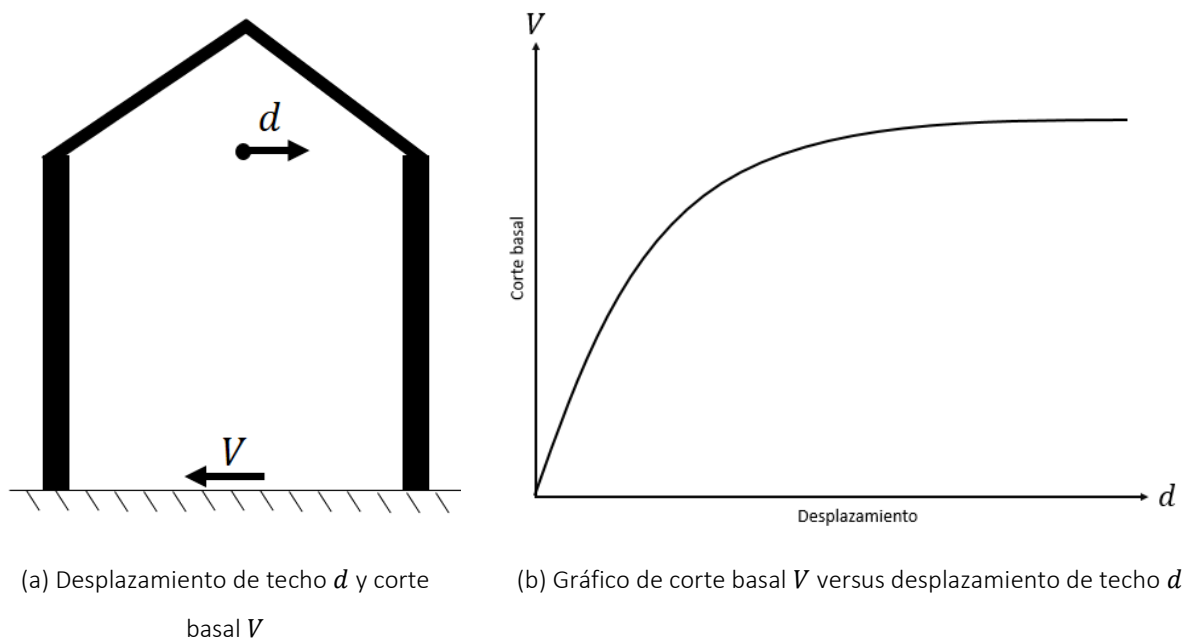
La diferencia entre el análisis lineal o no lineal depende de si se considerara en el cálculo que la estructura se dañará o no durante un sismo (ver Figura 4.2). Esta decisión depende del sistema constructivo y la materialidad de la estructura, debido a que en el caso de estructuras de albañilería simple la resistencia a tracción es baja, es recomendable asumir en el análisis que incursionará rápidamente en el rango no lineal, así representando adecuadamente la redistribución de fuerzas en la estructura si uno de sus elementos falla.

Un análisis dinámico considera el comportamiento real que presenta la estructura ante un sismo, en cambio, un análisis estático considera que la carga se aplica de forma estática o cuasi estática (aplicada lentamente). La diferencia entre considerar un análisis dinámico o estático depende de la capacidad de representar adecuadamente el comportamiento dinámico de la estructura, lo que es un proceso computacionalmente costoso.

De los cuatro tipos de análisis propuestos, un análisis estático no lineal, conocido como “análisis *pushover* no lineal” permite representar la no linealidad de la albañilería y obtener resultados no conservadores sin un costo computacional elevado (Karim, 2019).

El análisis *pushover* consiste en desplazar lentamente un nodo de control de la estructura, generalmente en el centro de la techumbre hasta una distancia d monitoreando el comportamiento del corte basal V hasta el colapso de la estructura (similar al gráfico en la Figura 4.2). Como se ve en la Figura 4.8, la estructura a partir de un determinado desplazamiento de techo entra en el rango no lineal perdiendo rigidez debido al daño y la estructura sigue resistiendo hasta un determinado desplazamiento donde colapsa.

Figura 4.8 Análisis estático no lineal *pushover*.



Es importante indicar que este método considera que la estructura tiene un “diafragma rígido”, es decir, que la estructura de techumbre o el sistema de entrepiso tiene la rigidez suficiente para resistir el desplazamiento lateral de los muros sin deformarse por flexión. Esto permite que la repartición del corte total entre los muros de la estructura sea proporcional a la rigidez lateral de cada muro.

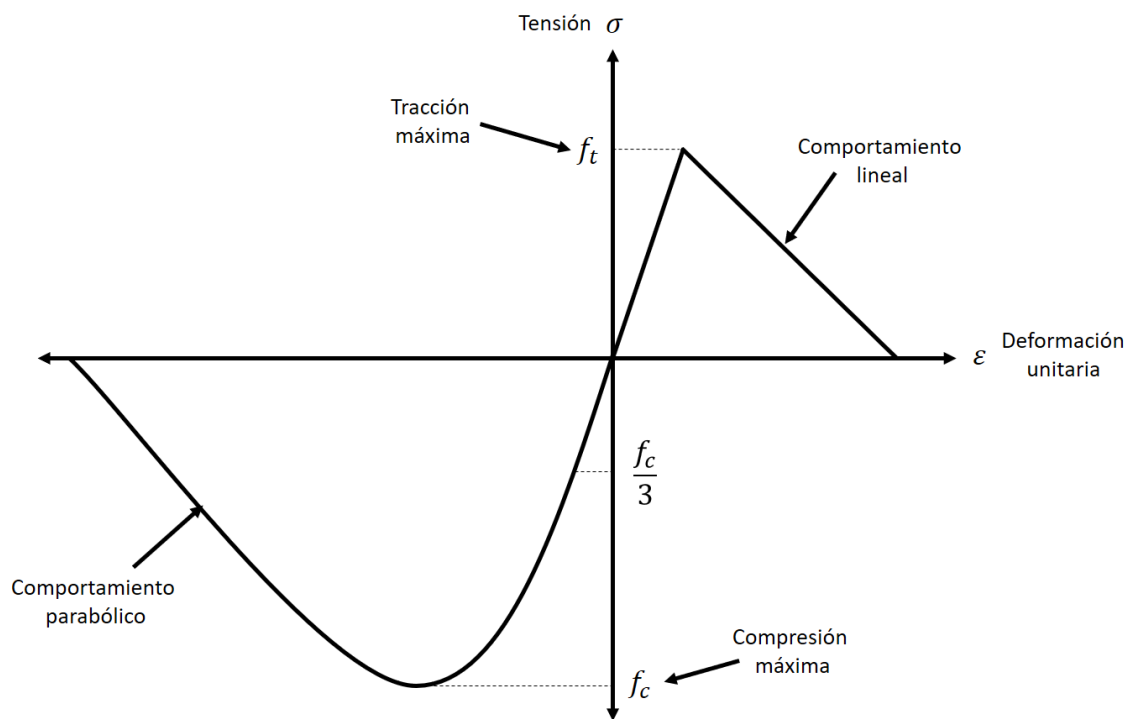
El detalle del uso del análisis no lineal estático mediante la normativa chilena se presenta en el capítulo 4.3.e) y es aplicado al caso de estudio en el capítulo 7.3.

f) Modelo “Total Strain Crack Model”

El modelo “*Total Strain Crack Model*” (Modelo de fisuración por deformación total) fue desarrollado inicialmente por Feenstra (Karim, 2013) para caracterizar el comportamiento de fisuración del hormigón, sin embargo, puede ser utilizado para caracterizar el comportamiento de la albañilería bajo ciertos supuestos.

La relación entre deformación y tensión de la albañilería es definida a partir de las curvas de ablandamiento por tracción y compresión según la ley constitutiva presentada en la Figura 4.9.

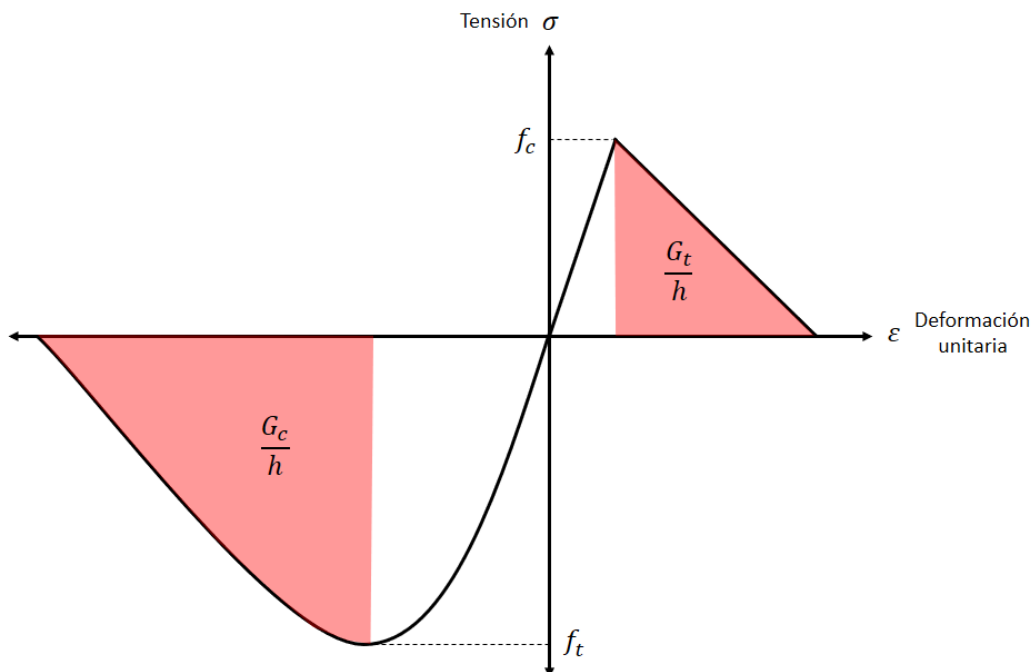
Figura 4.9 Ley constitutiva.



El Total Strain Crack Model (TSCM) no es capaz de identificar los distintos mecanismos de falla de la albañilería, ni su comportamiento ortotrópico y subestima la energía de disipación bajo cargas cíclicas (Karim, 2013). Cualquier modelo de ley constitutiva es una representación simplificada de la realidad y en este caso, si bien es de fácil implementación computacional, es necesario realizar ensayos experimentales para obtener valores reales de la albañilería que permitan desarrollar un modelo correctamente calibrado debido a que la ley constitutiva considerada determinará el nivel de precisión del modelo (Lourenço, 1998).

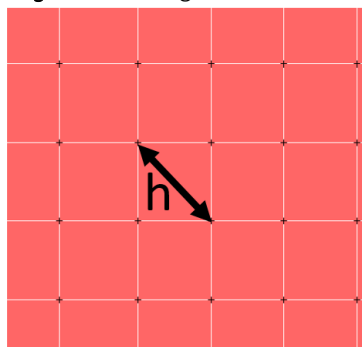
En la Figura 4.10 se presenta la ley constitutiva de la Figura 4.9 destacando en rojo el área que corresponde a la región posterior a la falla de la albañilería. Tanto a compresión y a tracción el área bajo la curva debe ser igual a G/h . Donde G_c corresponde a la energía de fractura a compresión, G_t a la energía de fractura a tracción y h es el largo característico que depende del *mesh* considerado en el análisis (se explica en la Figura 4.11).

Figura 4.10 Total strain crack model (disipación de energía).



La energía de fractura puede ser expresada en términos del área bajo la parte inelástica de la curva tensión vs deformación, aunque también puede ser expresada en términos de tensión vs desplazamiento, donde el desplazamiento corresponde la deformación por el largo característico h que para un *mesh* plano cuadrado corresponde a la longitud de la diagonal (ver Figura 4.11).

Figura 4.11 Largo característico.



4.2. Vulnerabilidad sísmica de estructuras de albañilería

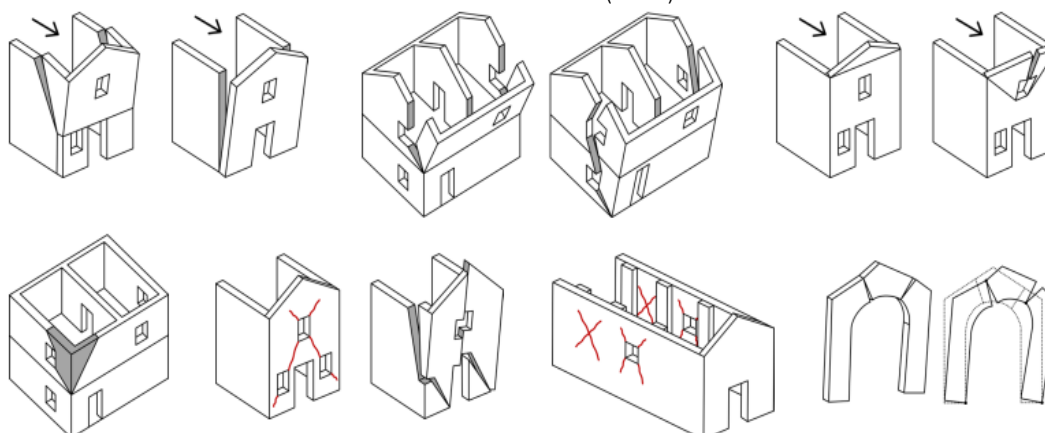
Un sismo selecciona las porciones más vulnerables de una estructura, llamadas macroelementos, los que presentan un comportamiento relativamente independiente de la respuesta global de la estructura (Giuffré, 1991). En las estructuras de tipología iglesia los macroelementos comunes corresponden a la fachada, nártex, torre, muros laterales o transversales, transepto, ábside, entre otros (Doglioni, 2000). Debido a la presencia de macroelementos en una estructura, esta puede colapsar según los distintos modos de falla de cada macroelemento.

Por lo tanto, una estructura es vulnerable sísmicamente, es decir, puede presentar un nivel determinado de daño debido a que cada uno de los macroelementos que la componen tiene una probabilidad de falla asociada a una intensidad sísmica determinada. Cuando no se garantiza un comportamiento global de caja, debido a la falta de confinamiento exterior y la baja resistencia de la albañilería, los muros se vuelven vulnerables a fallas fuera del plano. Esta es la causa principal de daño o colapso de las estructuras de albañilería existentes (Casapulla et al., 2017).

En la Figura 4.12 se presentan ejemplos de mecanismos de colapso en estructuras de albañilería simple.

Figura 4.12 Ejemplos de mecanismos de colapso en estructuras de albañilería.

Fuente: DPCM (2011)



4.3. Normativa Chilena de intervención en construcciones patrimoniales

En el presente capítulo se presenta un resumen de los puntos principales de la normativa chilena de intervención en construcciones patrimoniales y edificios existentes NCh3389:2020 que tienen relación directa con el estudio. Por lo tanto, sólo se abordan puntos relacionados a estructuras de albañilería simple.

a) Introducción y alcance

La normativa chilena que entrega los requisitos de diseño para la ejecución de intervenciones en construcciones patrimoniales es la norma NCh3389:2020 “Estructuras – Intervención en Construcciones Patrimoniales y Edificaciones Existentes – Requisitos del Proyecto Estructural”. Según la normativa, los requisitos presentados permiten que las intervenciones se lleven a cabo con el fin de resguardar la integridad del inmueble y la seguridad de sus ocupantes.

La norma es aplicable a estructuras cuyo diseño haya sido realizado antes de entrar en vigencia la norma NCh433:1993 “Diseño sísmico de edificios”. No es necesario que cuenten con un determinado valor histórico o protección patrimonial.

En el capítulo 5 de la norma se presentan los criterios de intervención que deben estar presentes en un proyecto de intervención (ver Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Criterios de intervención de la norma NCh3389.

Diseño	Identificar y evaluar el desempeño sísmico objetivo
Estructurales	Restituir o mejorar la capacidad de la estructura Mejorar o mantener las condiciones de servicio Considerar el desempeño sísmico de la estructura Compensar los efectos del daño existente
Patrimoniales	Mantenimiento de la forma y expresión original Evaluación caso a caso Mínima intervención Compatibilidad de materiales Reversibilidad Diferenciación Respeto por la pátina

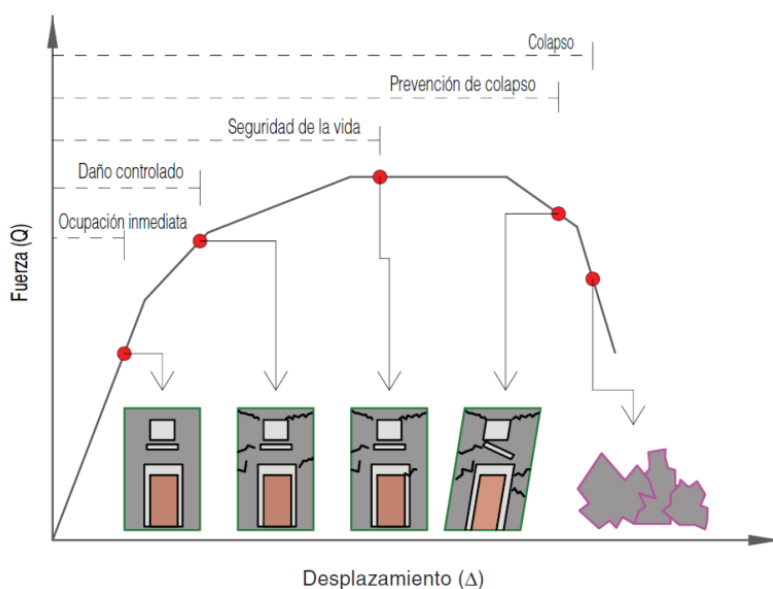
b) Objetivos de desempeño y categoría de importancia

Un objetivo de desempeño es la relación entre el comportamiento de una estructura en términos de los daños producidos por un sismo de una intensidad determinada. El objetivo de desempeño debe ser definido por el mandante de la estructura en conjunto con un equipo técnico, considerando su desempeño histórico y la importancia de la estructura.

En el capítulo 7 de la norma se definen cuatro niveles de desempeño objetivo. Estos niveles corresponden al comportamiento sísmico esperado de la estructura y se definen de la siguiente forma: ocupación inmediata (OI), daño controlado (DC), seguridad de la vida (SV) y prevención del colapso (PC). Para cada nivel de desempeño es posible estimar de forma general el daño observado en elementos estructurales y no estructurales (ver Figura 4.13 y la relación con la Figura 4.8).

Figura 4.13 Niveles de desempeño.

Fuente: NCh3389:2020.



Se definen tres categorías de importancia en función de su uso y tamaño: alta, media y baja. A modo de ejemplo: la infraestructura crítica es de categoría alta, escuelas y museos son de categoría media y edificios de habitación privada son de categoría baja.

La norma define tres intensidades de sismo que varían según recurrencia y probabilidad de excedencia. Estos son: sismo de servicio (SS), sismo de diseño (SD) y sismo máximo posible (SM), indicados de forma creciente en intensidad. Por ejemplo, el sismo de diseño (SD) corresponde a un sismo con una recurrencia de 475 años y una probabilidad de excedencia de un 10% en 50 años.

Finalmente, según la categoría de importancia de la estructura, esta debe cumplir con distintos niveles de desempeño (ver Tabla 4.2). Como se puede observar, a mayor categoría de importancia el objetivo de desempeño es más alto. Esto implica que, para un mismo sismo una estructura de mayor importancia deberá presentar menos daños que una estructura de menor importancia.

Tabla 4.2. Selección del nivel de desempeño.

Sismo	Categoría de importancia		
	Alta	Media	Baja
Servicio	OI	OI	OI
Diseño	OI	DC	SV
Máximo	DC	SV	PC

c) Propiedades de la albañilería

Según el capítulo 8.4 de la norma, la caracterización de los materiales debe ser obtenida mediante ensayos in situ, pero en caso de no contar con información de la estructura ni de poder realizar ningún tipo de ensayo, se pueden utilizar valores referenciales presentados en la norma. En caso de no conocer las propiedades mecánicas de la albañilería ni de poder realizar ensayos, la norma presenta en el Anexo E los valores por defecto de la “albañilería histórica de ladrillo” (ver Tabla 4.3).

Tabla 4.3. Valores por defecto de la albañilería.

Propiedad	Valor (MPa)
Resistencia a compresión (f'_m)	1,0
Módulo de elasticidad (E)	$600 f'_m$
Resistencia al corte (τ_0)	0,025
Módulo elástico de corte	$0,025 E$

Los valores de resistencia nominal obtenidos en planos o documentos deben ser considerados como valores de límite inferior (el límite inferior corresponde al valor medio menos una desviación estándar). En el caso de la resistencia a la compresión de la albañilería, los valores de resistencia se deben reducir por 1,3.

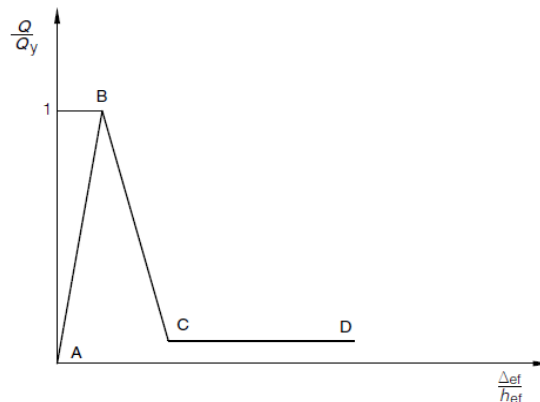
En el capítulo 8.5 de la norma se presenta el factor de confianza k que da una medida del nivel de conocimiento de una estructura a partir de los antecedentes disponibles y los ensayos realizados. En el caso de obtener las propiedades de la estructura a partir de los valores mínimos indicados por defecto en la norma y no se tiene claridad de la estructuración, se debe considerar un factor k de 0,75. En cambio, si se realizaron ensayos y se conoce la estructuración, el factor k es de 1,00. La implicancia de este factor se explicará más adelante.

d) Comportamiento de la albañilería

Debido a que no todos los sistemas constructivos presentan un mismo comportamiento ante una sollicitación sísmica, la norma entrega dos categorías de comportamiento: según si el sistema es controlado por fuerzas o deformaciones. Según la norma, una respuesta controlada por deformaciones corresponde a un comportamiento dúctil y por fuerzas si es frágil. Es importante indicar que esta diferenciación es por elemento estructural y no representa necesariamente el comportamiento global de la estructura.

En el caso de elementos de albañilería simple, debido a que ante fuerzas de tracción presentan un comportamiento frágil, lo adecuado es considerar que presentan un comportamiento controlado por fuerzas. En este tipo de curva de deformación el elemento inicialmente se comporta dentro del rango elástico entre A y B y a partir del punto B en la curva, el material pierde su resistencia a soportar cargas de forma brusca (ver Figura 4.14). Por lo tanto, las deformaciones que presente el elemento durante el sismo deben estar dentro del rango elástico (rango entre A y B).

Figura 4.14 Comportamiento general de la albañilería simple.



La capacidad de un elemento controlado por fuerza se obtiene como la resistencia en el límite inferior Q_{CL} multiplicada por el factor de confianza k , lo que es igual a $k * Q_{CL}$. Por lo tanto, cuando el conocimiento de la estructura es reducido debido a las incertezas constructivas y de materialidad, la capacidad de los elementos es reducida en un 25% porque k es 0,75.

e) Métodos de análisis estructural

La norma ofrece distintos métodos para realizar el análisis estructural: lineal estático, lineal dinámico, no lineal estático y no lineal dinámico. La elección del método depende del tipo de estructura y el análisis a realizar (ver capítulo 4.1.e). Se presentan a continuación las exigencias de la norma para los métodos no lineales.

- Análisis no lineal estático:

El desplazamiento de techo objetivo d_u se obtiene como la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_d para un 5% de amortiguamiento asociado al periodo fundamental amplificado por 1,3 (ver más información de espectros de respuesta en el capítulo 4.1.c).

$$d_u = 1,3 * S_d(T)$$

- Análisis no lineal dinámico:

Este método puede ser utilizado cuando las hipótesis de cálculo queden explícitas, debidamente justificadas y cumplan con las leyes constitutivas de los materiales.

Con respecto a las combinaciones de carga, al aplicar un método no lineal de análisis se debe considerar el peso propio de los elementos estructurales D y la sobrecarga L , en conjunto con la sollicitación sísmica. El sismo E debe ser aplicado en ambas direcciones y sentidos de la estructura.

$$Q_U = D + L + E$$

Para elementos cuyo comportamiento es controlado por fuerzas, al utilizar un método de análisis no lineal, se debe verificar que la resistencia en el límite inferior del elemento Q_{CL} (considerando el factor de confianza k) debe ser mayor a la máxima fuerza actuando en el componente Q_U .

$$k * Q_{CL} > Q_U$$

f) Mecanismos de falla

Para estructuras de albañilería simple se deben verificar que no se produzca alguno de los siguientes tres mecanismos de falla; aplastamiento, tracción diagonal y compresión vertical (ver Figura 4.15).

- Falla por aplastamiento:

La falla por aplastamiento ocurre en las unidades de albañilería en la esquina inferior de un muro debido a la acción combinada de cargas gravitacionales y sísmicas.

- Falla por tracción diagonal:

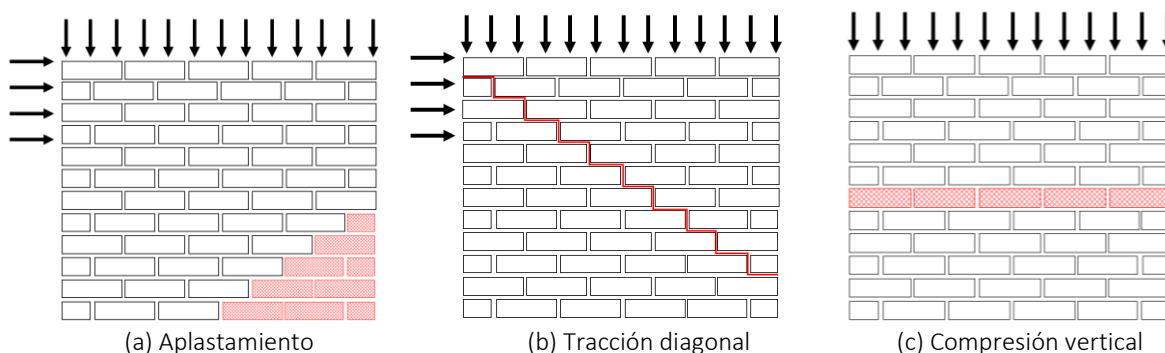
La falla por tracción diagonal ocurre en la interfaz del mortero y las unidades de albañilería a lo largo de una diagonal del muro debido a la tracción producida en la acción combinada de cargas gravitacionales y sísmicas.

- Falla por compresión vertical:

La falla por compresión vertical ocurre en las unidades de albañilería a lo largo de una hilada horizontal del muro debido a la acción de las cargas gravitacionales.

Figura 4.15 Ejemplos de mecanismos de falla normativos.

Fuente: Elaboración propia



4.4. Estado del arte

Allen et al. en el año 2013 realizó un estudio que propone un factor de ductilidad para la albañilería simple de Nueva Zelanda en base a la literatura internacional y un análisis no lineal estático con una ley constitutiva definida por el modelo Total Strain Crack Model. Si bien los códigos de diseño asumen que los elementos de albañilería simple no son dúctiles, la experiencia indica que las estructuras que albañilería pueden agrietarse sin un colapso súbito. El estudio de Allen propone un factor de ductilidad de 2 para las estructuras de albañilería simple situadas en Nueva Zelanda.

Valledor en el año 2016 realizó un análisis sísmico no lineal del Palacio Pereira a través de los métodos modal espectral y análisis tiempo historia, basados en los espectros de la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh433:1996. Consideró una ley constitutiva de la albañilería simple según el modelo Total Strain Crack Model y modelando albañilería mediante un macromodelo, logrando predecir adecuadamente la formación de grietas. Sin embargo, para poder calibrar correctamente las variables del TSCM, fue necesario realizar un ensayo *in situ* de la albañilería de la estructura.

Palazzi et al. en el año 2018 realizó un análisis estructural de la Basílica del Salvador, templo neogótico de albañilería simple, a partir de un análisis elástico cinemático según los mecanismos de colapso identificados en la estructura. A partir de ensayos de resistencia se obtuvieron las propiedades mecánicas de la albañilería y el mortero. Debido a la esbeltez de los elementos y la ausencia de un comportamiento de caja, esta tipología estructural es particularmente vulnerable a un contexto sísmico. Palazzi destaca que el análisis realizado debe ser integrado con análisis lineales y no lineales complementarios con el objetivo de ejecutar estrategias de intervención con un mínimo impacto arquitectónico.

Palazzi et al. en el año 2019 realizó un análisis de los daños observados en 106 iglesias de albañilería simple debido al terremoto del Maule del año 2010 (Mw 8,8). Las iglesias se analizaron en tres categorías según estilo arquitectónico: colonial, neoclásico y neogótico. De las 106 iglesias analizadas, se observaron cuatro mecanismos de falla con mayor recurrencia: el volcamiento de fachada, desplazamiento transversal de la nave, mecanismo de corte en los muros longitudinales y el mecanismo del campanario. Estos cuatro mecanismos de falla presentaron una frecuencia de activación en aproximadamente un 83% de los casos. A partir de la estimación del índice de daño producido por el terremoto, se determinó que las iglesias neogóticas de albañilería simple presentaron la activación de múltiples macroelementos y un nivel de daño prevalente en un 66% de los casos.

Karim en el año 2019 analizó según el método estático no lineal *pushover* una iglesia de albañilería simple en Holanda utilizando como ley constitutiva dos modelos los cuales compara: Total Strain Crack Model y Engineering Masonry Model. Como resultado, ambos modelos interpretan adecuadamente el comportamiento no lineal de la albañilería con ciertas diferencias menores.

Fages et al. realizó en el año 2022 un estudio de calibración de los parámetros del modelo Total Strain Crack Model para un muro de adobe bajo cargas de compresión. Fages demuestra que el modelo es adecuado para representar el comportamiento no lineal del adobe y de predecir la aparición de fisuras en un muro.

5. Metodología

5.1. Metodología de investigación

Esta investigación es de carácter teórica y práctica, y su objetivo central es la obtención de conocimiento. Para el levantamiento en terreno se utilizó cámara fotográfica, fichas de levantamiento, cinta métrica, distanciómetro láser y los planos disponibles. El análisis estructural se realizó mediante el uso del software de análisis ETABS v19 de la empresa CSI (Computers and Structures Inc.). La metodología de investigación utilizada se presenta en la Tabla 5.1 a Tabla 5.3 según los objetivos específicos indicados en el capítulo 2.3.

Tabla 5.1. Metodología propuesta de objetivo N°1.

Objetivo específico	Actividades	Fuentes de información	Resultados
N° 1. Determinar un caso de estudio representativo a partir de un análisis constructivo y arquitectónico de la tipología de interés.	<ul style="list-style-type: none"> Revisar planos, fotografías y registros históricos que den cuenta de la materialidad de la estructura y posibles modificaciones. Visitas a terreno para realizar un levantamiento dimensional, de materialidad y de daños. 	<ul style="list-style-type: none"> Información digital obtenida a través de internet. Registros en el Ministerio de Obras Públicas, Municipalidades o Consejo de Monumentos Nacionales, entre otros. Los levantamientos en terreno como fuente de información. 	<ul style="list-style-type: none"> Definir el caso de estudio representativo. Esquemas con los resultados del levantamiento. Determinar los valores y atributos del caso de estudio.

Tabla 5.2. Metodología propuesta de objetivo N°2.

Objetivo específico	Actividades	Fuentes de información	Resultados
N° 2. Elaborar una metodología de análisis estructural para la tipología estructural de estudio consistente con criterios de intervención estructural en estructuras patrimoniales.	<ul style="list-style-type: none"> Evaluar la aplicabilidad de la normativa nacional vigente. Comparar normativa nacional con respecto a normas internacionales de referencia. Analizar el estado del arte en análisis estructural por desempeño. Modelar estructura del caso de estudio en el software de análisis. 	<ul style="list-style-type: none"> Información digital obtenida a través de internet. Normativas nacionales del Instituto Nacional de Normalización. Normativas internacionales. 	<ul style="list-style-type: none"> Comparar resultados de análisis entre la normativa nacional e internacional. Determinar elementos más vulnerables de la estructura. Analizar si los daños observados en terreno se correlacionan con los resultados del análisis estructural.

Tabla 5.3. Metodología propuesta de objetivo N°3.

Objetivo específico	Actividades	Fuentes de información	Resultados
N° 3. Desarrollar una propuesta de refuerzo estructural a partir de los resultados obtenidos del análisis que minimice el impacto sobre la estructura, conservando sus valores y atributos arquitectónicos.	<ul style="list-style-type: none"> ● Evaluar sistemas de refuerzo estructurales propuestos en estructuras patrimoniales en base a su aplicabilidad y criterios de intervención. ● Definir conjunto de soluciones según los diferentes elementos estructurales de mayor vulnerabilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Estado del arte en materia de intervenciones en estructuras patrimoniales. ● Referentes de lineamientos de intervención aplicados a otros tipos de estructuras patrimoniales. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Determinar criterios y lineamientos de intervención. ● Proponer soluciones de refuerzo. ● Esquemas que incluyan las propuestas de intervención.

5.2. Selección de caso de estudio

El caso de estudio se determinó a partir de la investigación desarrollada por Mirtha Pallarés (2015) de los templos católicos neogóticos en Santiago de Chile. Como se indicó en el planteamiento del presente estudio, durante el periodo entre 1850 y 1950 en Santiago de Chile se construyeron 22 templos católicos neogóticos (ver Figura 2.3), de los cuales sólo diez cumplen con los siguientes dos criterios.

Criterio N°1: El sistema constructivo debió ser proyectado originalmente en base a albañilería simple de ladrillo.

Criterio N°2: No se considerarán como posibles casos de estudio los templos cuyas características estilísticas y constructivas difieran mayormente del resto de casos del conjunto.

Al aplicar los criterios definidos se obtuvieron diez templos como posibles casos representativos de la tipología. Sin embargo, de este listado se excluyó a la Basílica del Salvador y la Iglesia del Santísimo Sacramento debido a que están siendo intervenidas al momento del estudio mediante soluciones con tecnologías modernas; aisladores y apuntalamiento de los muros, respectivamente, a las cuales la metodología propuesta podría no aplicar debido a la diferencia en el comportamiento global de los muros.

Finalmente, el listado de los ocho templos neogóticos de albañilería simple de ladrillo que cumplen con los requisitos propuestos se presenta en la Tabla 5.4 (ver la ubicación en la Figura 5.1).

Tabla 5.4. Información de templos de albañilería simple.

N°	Nombre	Arquitecto Principal	Fecha de construcción	Comuna	Protección Patrimonial	Categoría
1	Capilla San Borja	Henry Hovenden	1872	Santiago	L.G.U.C(*)	I.C.H(**)
2	Iglesia Dulce Nombre de María	Teodoro Burchard	1879	Santiago	L.G.U.C	I.C.H
3	Parroquia de San Saturnino	Teodoro Burchard	1887	Santiago	L.G.U.C	I.C.H
4	Capilla San Pedro	Emilio Doyère	1890	Santiago	Monumento Nacional	Monumento Histórico
5	Parroquia de Santa Filomena	Eugénne Joannon	1892	Recoleta	Monumento Nacional	Monumento Histórico
6	Iglesia del Corpus Domini	Eugénne Joannon	1896	Santiago	Monumento Nacional	Monumento Histórico
7	Parroquia San Crescente	Desconocido	1924	Providencia	L.G.U.C	I.C.H
8	Santuario del Cristo Pobre	Eugénne Joannon	1930	Santiago	L.G.U.C	I.C.H

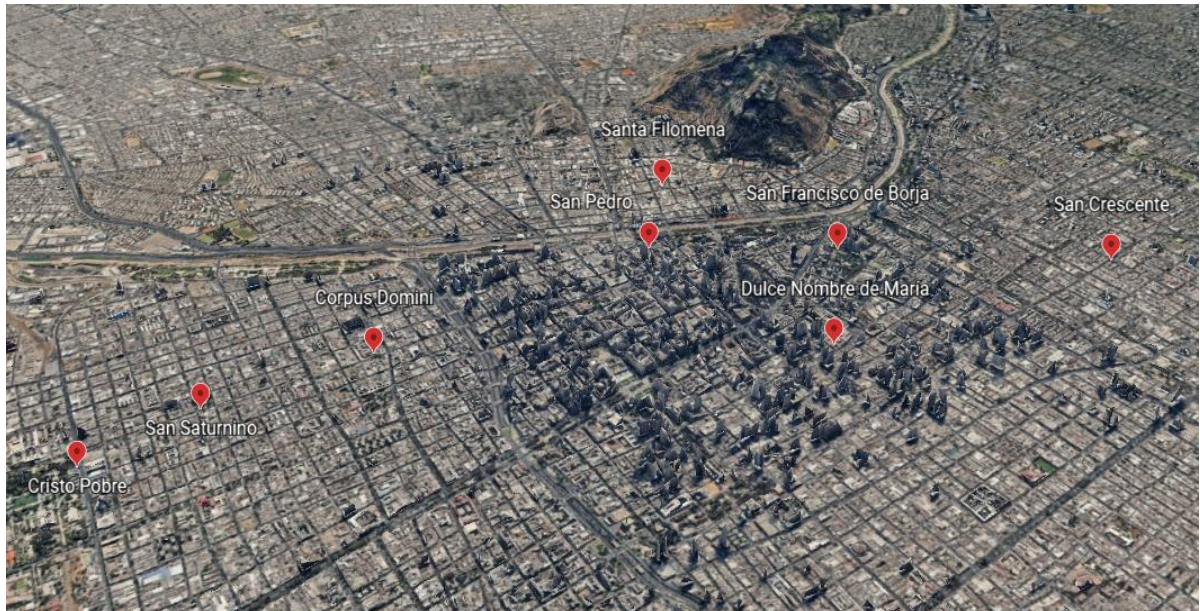
(*) L.G.U.C: Ley General de Urbanismo y Construcciones.

(**) I.C.H: Inmueble de Conservación Histórica definido en Plan Regulador Comunal.

La ubicación de los templos se presenta en la Figura 5.1.

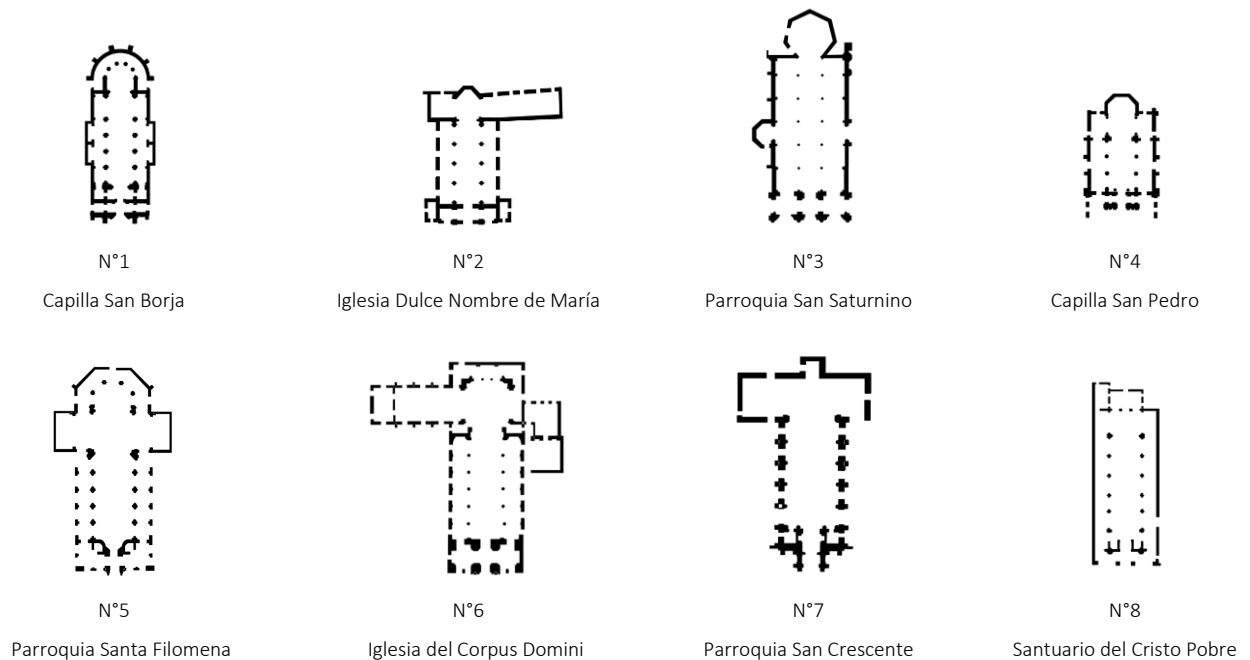
Figura 5.1 Mapa de ubicación de templos de albañilería simple.

Fuente: Elaboración propia en base a Google Earth



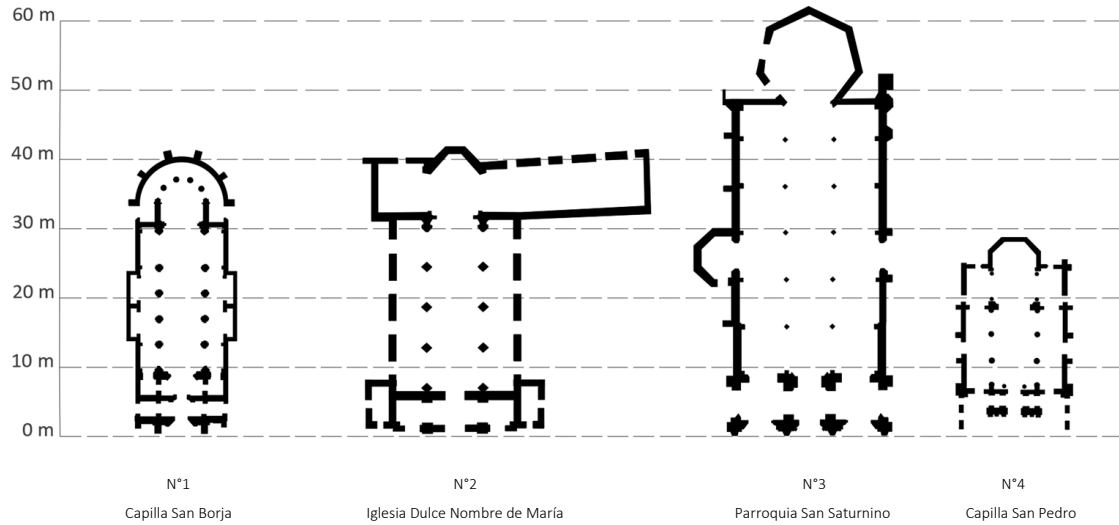
En la Figura 5.2 se presentan esquemas en planta de los casos de estudio indicados en la Tabla 5.4.

Figura 5.2 Esquemas en planta de templos de albañilería simple.



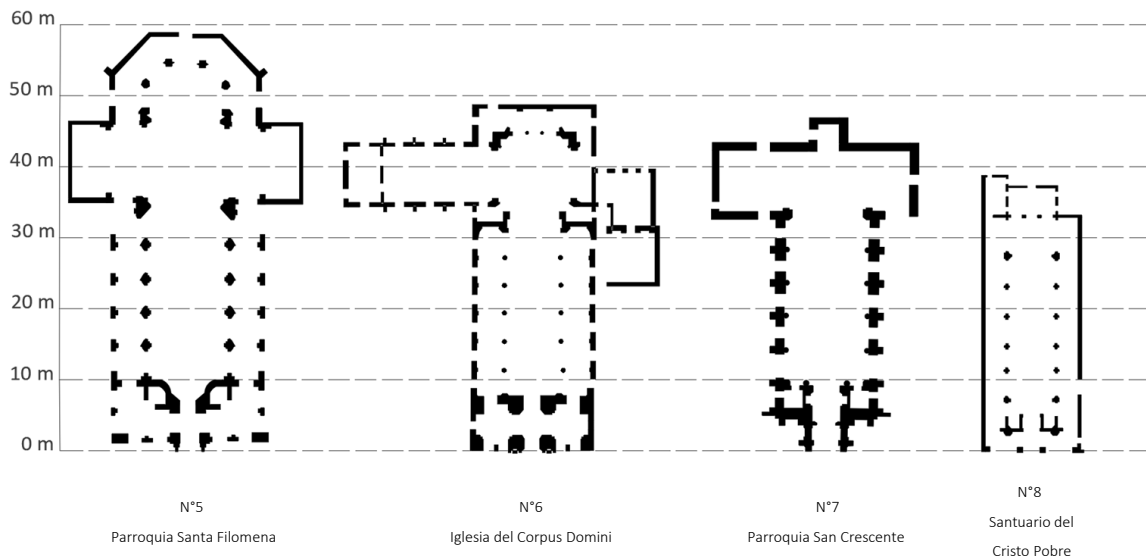
Esquemas de las plantas de los casos N°1 al N°4 se muestran a escala en la Figura 5.3.

Figura 5.3 Esquemas en planta escalados de los casos N°1 al N°4.



Esquemas de las plantas de los casos N°5 al N°8 se muestran a escala en la Figura 5.4.

Figura 5.4 Esquemas en planta escalados de los casos N°5 al N°8.



En base a los esquemas a escala se midieron las dimensiones principales relacionadas con su desempeño sismorresistente, aunque existen otras variables geométricas relevantes, este análisis geométrico preliminar tiene como objetivo poder caracterizar de forma general los diferentes tipos de estructuración. La información resumida se presenta en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Dimensiones principales de los casos de estudio.

N°	Nombre	Longitud (m)	Ancho (m)	Área en planta (m ²)	Altura de muros (m)	Espesor de muro (m)
		L	B	A	h	e
1	Capilla San Borja	25,1	12,8	398,1	6,4	0,6
2	Iglesia Dulce Nombre de María	38,7	18,1	930,3	6,6	1,0
3	Parroquia de San Saturnino	39,9	21,4	900,0	16	1,1
4	Capilla San Pedro	18,0	14,6	307,9	7,9	0,7
5	Parroquia Santa Filomena	49,1	20,7	1162,0	8,4	0,7
6	Iglesia del Corpus Domini	41,7	16,9	746,8	11,6	0,7
7	Parroquia San Crescente	37,4	13,3	733,0	12,0	1,5
8	Santuario del Cristo Pobre	32,8	13,5	488,3	10,6	0,5

(*) La longitud y ancho medida corresponden a la longitud total de la estructura y el ancho de la nave o las 3 naves, sin considerar el ancho adicional del transepto.

(*) En caso que la distribución en planta no sea basilical, el área no coincide necesariamente con el producto de la longitud y el ancho debido al área del transepto faltante.

(*) La altura de muros sólo considera el primer nivel de la estructura

En la Tabla 5.6 se presenta información básica del comportamiento sismorresistente de una estructura; esbeltez de muros, esbeltez de nave y densidad de muros.

Tabla 5.6. Variables principales del sistema sismorresistente.

N°	Nombre	Esbeltez de muros	Esbeltez de nave	Área de muros según dirección (m ²)		Densidad de muros según dirección (%)	
		h/e	h/B	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
1	Capilla San Borja	11	0,5	33,4	15,2	8%	4%
2	Iglesia Dulce Nombre de María	7	0,4	55,2	79,7	6%	9%
3	Parroquia de San Saturnino	15	0,7	83,6	14,6	9%	2%
4	Capilla San Pedro	11	0,5	22,2	10,6	7%	3%
5	Parroquia Santa Filomena	12	0,4	41,0	23,2	4%	2%
6	Iglesia del Corpus Domini	17	0,7	41,1	21,7	6%	3%
7	Parroquia San Crescente	8	0,9	54,4	57,0	7%	8%
8	Santuario del Cristo Pobre	21	0,8	38,1	6,2	8%	1%

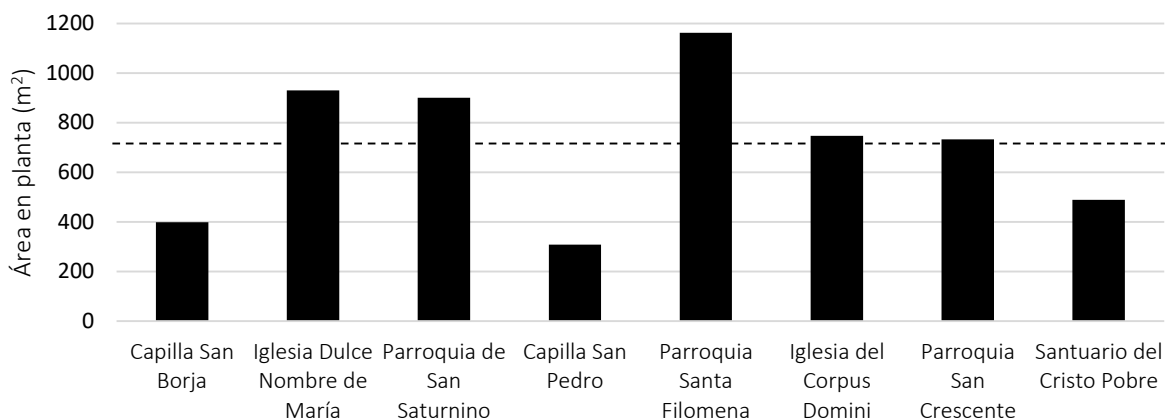
(*) La esbeltez de muros corresponde a la razón entre la altura de muro y su espesor.

(*) La esbeltez de nave corresponde a la razón entre la altura de los muros y el ancho de la estructura.

(*) La densidad de muros corresponde al área total de muros en cada dirección dividida por el área en planta.

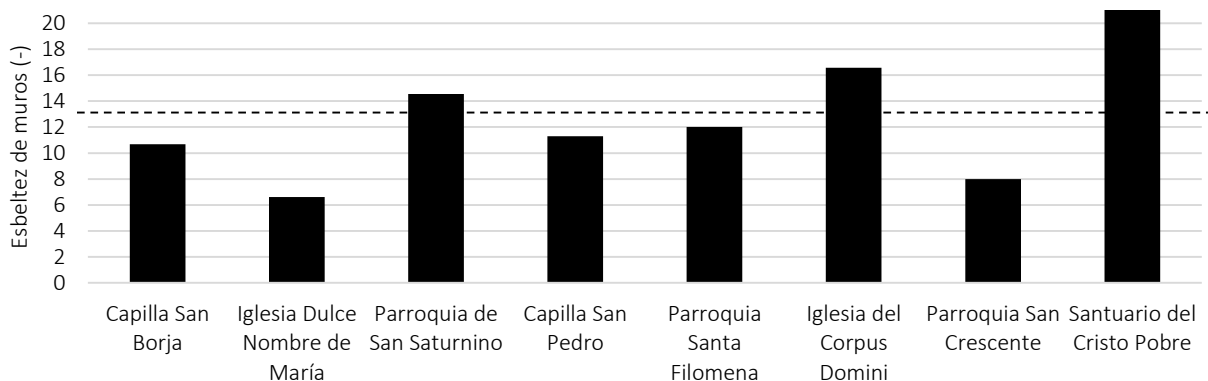
El área en planta de cada caso se presenta en la Figura 5.5. El valor promedio del área es de 708 m². Como se puede observar, la Parroquia de Santa Filomena es el templo con la mayor área en planta.

Figura 5.5 Área en planta.



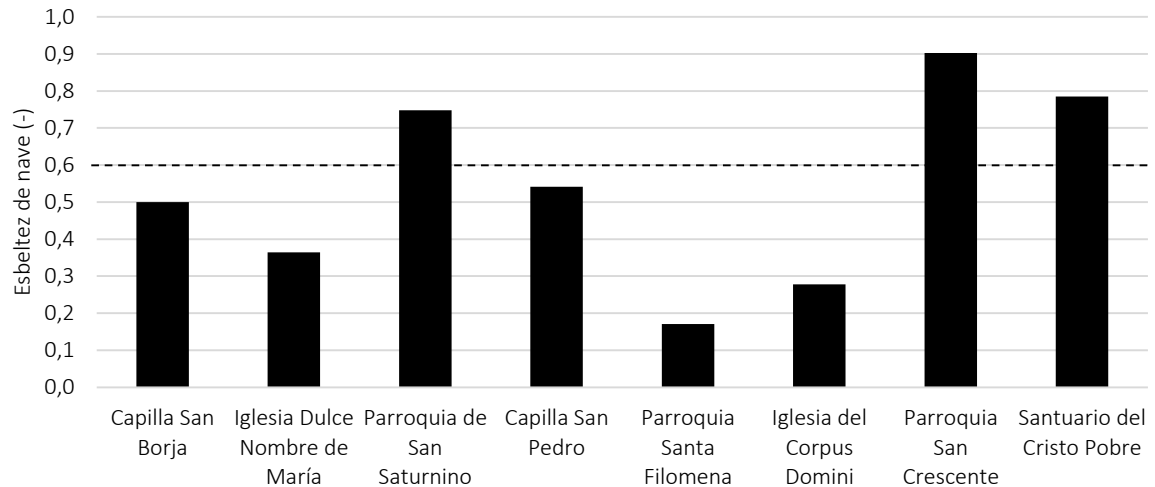
La esbeltez de muros de cada caso se presenta en la Figura 5.6. El valor promedio de esbeltez es de 13. Si bien puede notarse que los casos N°6 y N°8 tienen la mayor esbeltez del conjunto, el claristorio de la Iglesia del Corpus Domini se estructura mediante tabiquería de madera y el Santuario del Cristo Pobre está adosado a estructuras contiguas en ambos costados. Por lo tanto, no son casos representativos de una mayor esbeltez.

Figura 5.6 Esbeltez de muros.



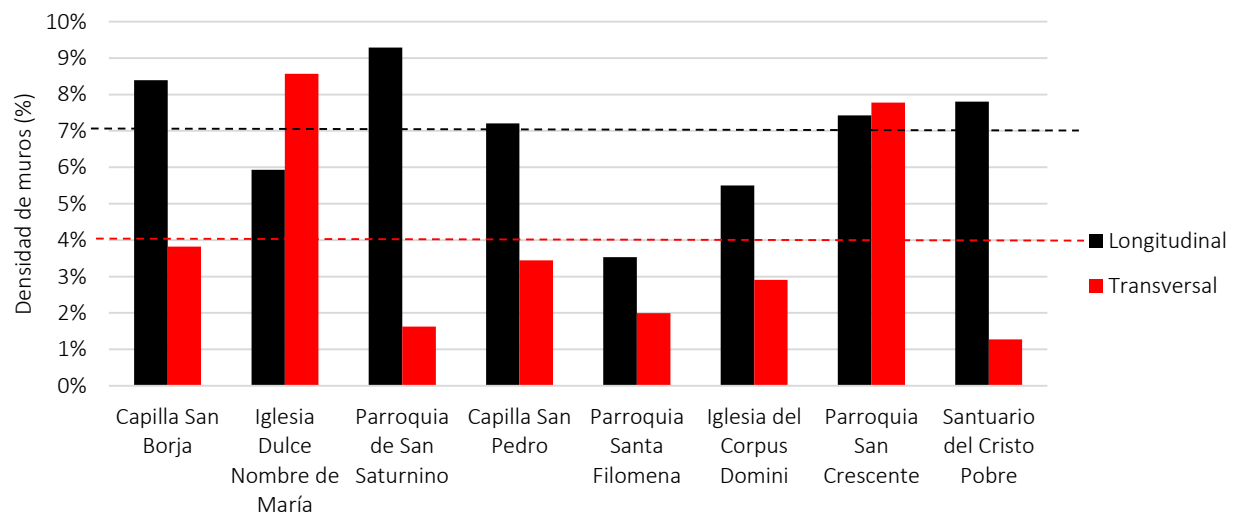
El valor promedio de la esbeltez de las naves de los casos de estudio es de 0,6 (ver Figura 5.7).

Figura 5.7 Esbeltez de naves.



La densidad muros de cada caso se presenta en la Figura 5.8. El valor promedio de esbeltez es de 7% para la dirección longitudinal y 4% para la dirección transversal. Es posible observar que la Parroquia de Santa Filomena es el único caso con ambas direcciones principales bajo el promedio, esto es un buen indicador de una estructura de mayor vulnerabilidad dentro de un conjunto de casos.

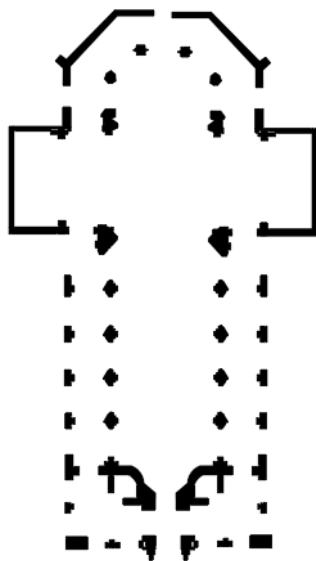
Figura 5.8 Densidad de muros según dirección principal.



La decisión final de selección del caso representativo de estudio se basó en un análisis de costo y beneficio de al menos 5 variables principales. Estas son; disponibilidad de acceso a información, facilidad de acceso al inmueble, que la estructura presente distintas soluciones constructivas a través de una planta de estructuración compleja, que sus características geométricas entreguen un indicador de mayor vulnerabilidad y que presente daños visibles a simple vista.

El caso N°5, correspondiente a la Iglesia de Santa Filomena cumple con los requisitos considerados. El inmueble es Monumento Histórico desde 1995 y para el estudio se tuvo acceso a dos fuentes diferentes de planimetría. Tiene facilidad de acceso debido a su cercanía y por parte de la parroquia. La estructura al ser de planta de cruz latina de tres naves, con rosetones, girola y contrafuertes, entrega distintos problemas constructivos a resolver. Es la iglesia de mayores dimensiones en planta y con la menor densidad de muros. Finalmente, al no tener terminaciones por el exterior es posibles observar los daños estructurales en los muros. Es por estas razones que se selecciona esta iglesia como el caso representativo de estudio (ver Figura 5.9).

Figura 5.9 Caso N°5: Iglesia de Santa Filomena.



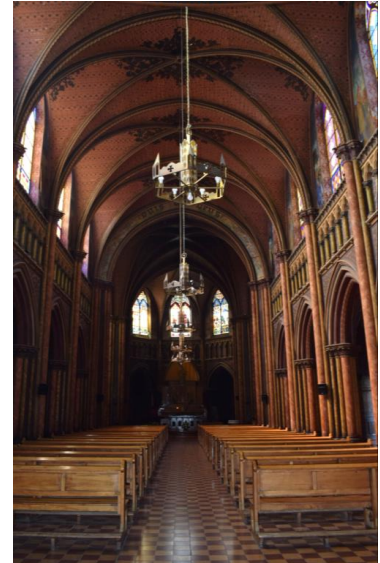
(a) Esquema de planta general

Fuente: Elaboración propia



(b) Fachada principal

Fuente: Elaboración propia



(c) Interior de nave central

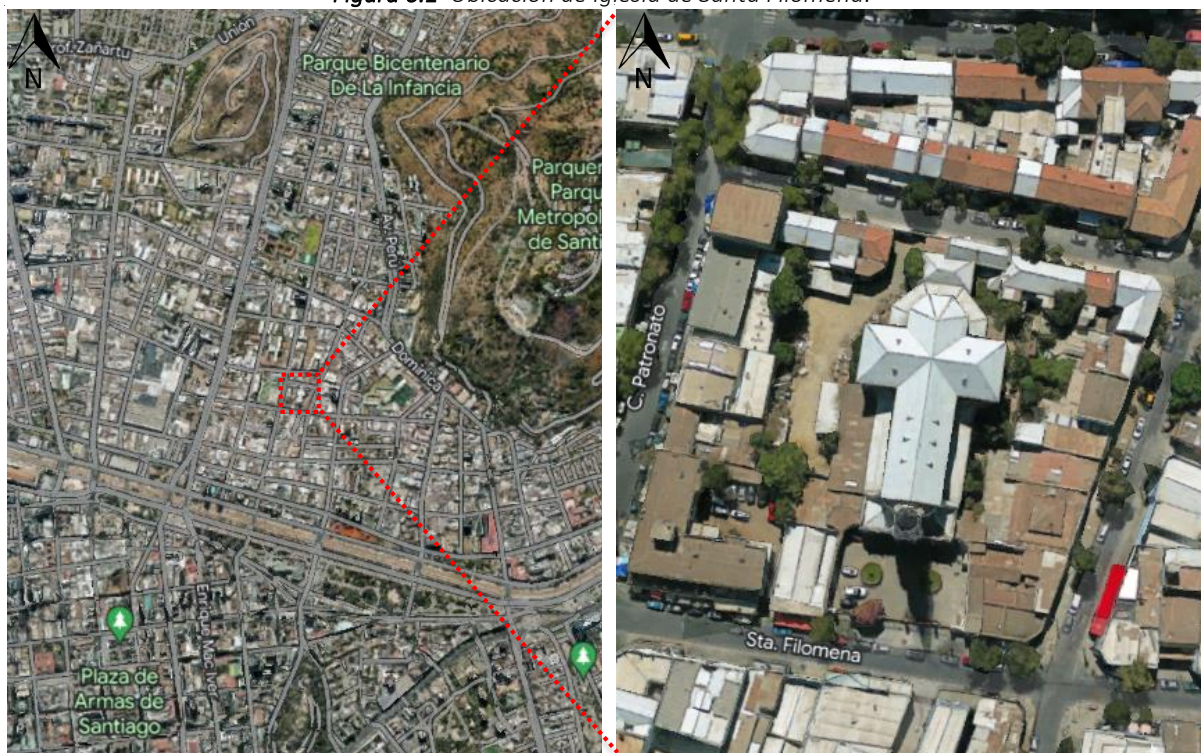
Fuente: Elaboración propia

6. Iglesia de Santa Filomena

6.1. Antecedentes históricos

La iglesia de Santa Filomena se emplaza en la ciudad de Santiago de Chile al costado norte del río Mapocho en la comuna de Recoleta, entre las calles Patronato, Santa Filomena, Río de Janeiro y Sagrado Corazón. Este sector fue conocido como “La Chimba” durante la colonia y hasta finales del siglo XIX el bajo valor de los terrenos atrajo a diversas órdenes religiosas a instalarse en un punto estratégico de la capital junto a una población de menores recursos sobre la que podían continuar con su labor evangelizadora. La materialización de la iglesia fue llevada a cabo como una de las acciones de beneficencia promovidas por la encíclica *Rerum Novarum* del Papa León XIII y la labor del presbítero Marchant Pereira con el objetivo de satisfacer las necesidades sociales y educar en la fe católica (Hermosilla, 1995).

Figura 6.1 Ubicación de Iglesia de Santa Filomena.



(a) Plano de ubicación de la iglesia

Fuente: Google Earth

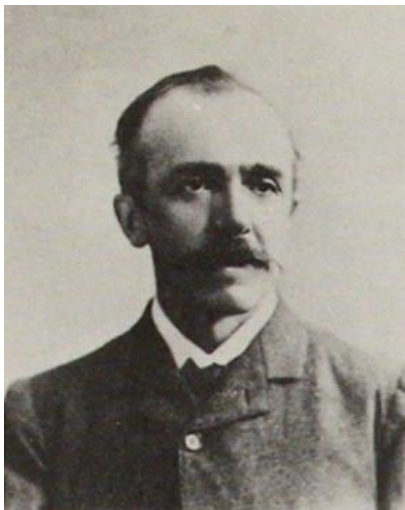
(b) Plano de a cercamiento a nivel de cuadra

Fuente: Google Earth

El franciscano Fray Andresito estuvo a cargo de la planificación del templo y el diseño y construcción fue encargado al arquitecto e ingeniero Eugenio Joannon Croizer en el año 1892 (Hermosilla, 1995) y fue finalizada en 1894 (Salinas, 1980).

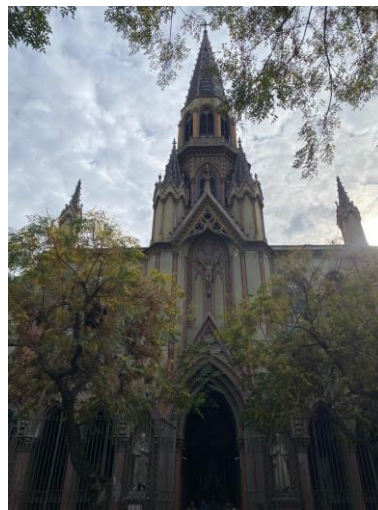
Eugenio Joannon fue un arquitecto e ingeniero prolifero en el diseño de edificaciones con fines religiosos: capillas, iglesias, conventos, entre otros. Cuenta con al menos 26 construcciones en Santiago y 13 en el resto del país (Salinas, 1980). Dentro de este conjunto de obras, diseñó y construyó 3 iglesias neogóticas de albañilería simple en Santiago. La primera fue Santa Filomena en 1892, posteriormente la Iglesia del Corpus Domini en 1896 y finalmente el Santuario del Cristo Pobre en 1930 durante sus últimos años de vida (ver Figura 6.2).

Figura 6.2 Obra de Eugenio Joannon Croizer.



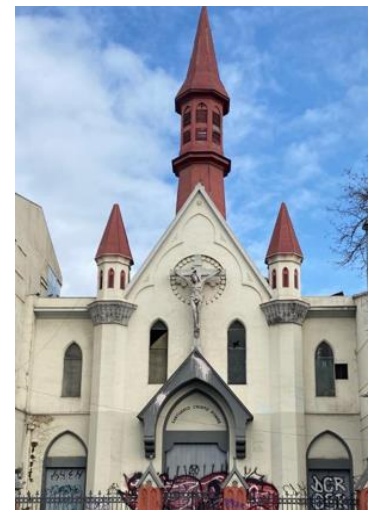
(a) Eugenio Joannon Croizer

Fuente: Salinas (1980)



(b) Iglesia del Corpus Domini (1896)

Fuente: Elaboración propia



(c) Santuario del Cristo Pobre (1930)

Fuente: Elaboración propia

La Iglesia de Santa Filomena fue declarada Monumento Histórico el 28 de diciembre de 1995 según el decreto N°694 del Ministerio de Educación de Chile.

6.2. Descripción constructiva

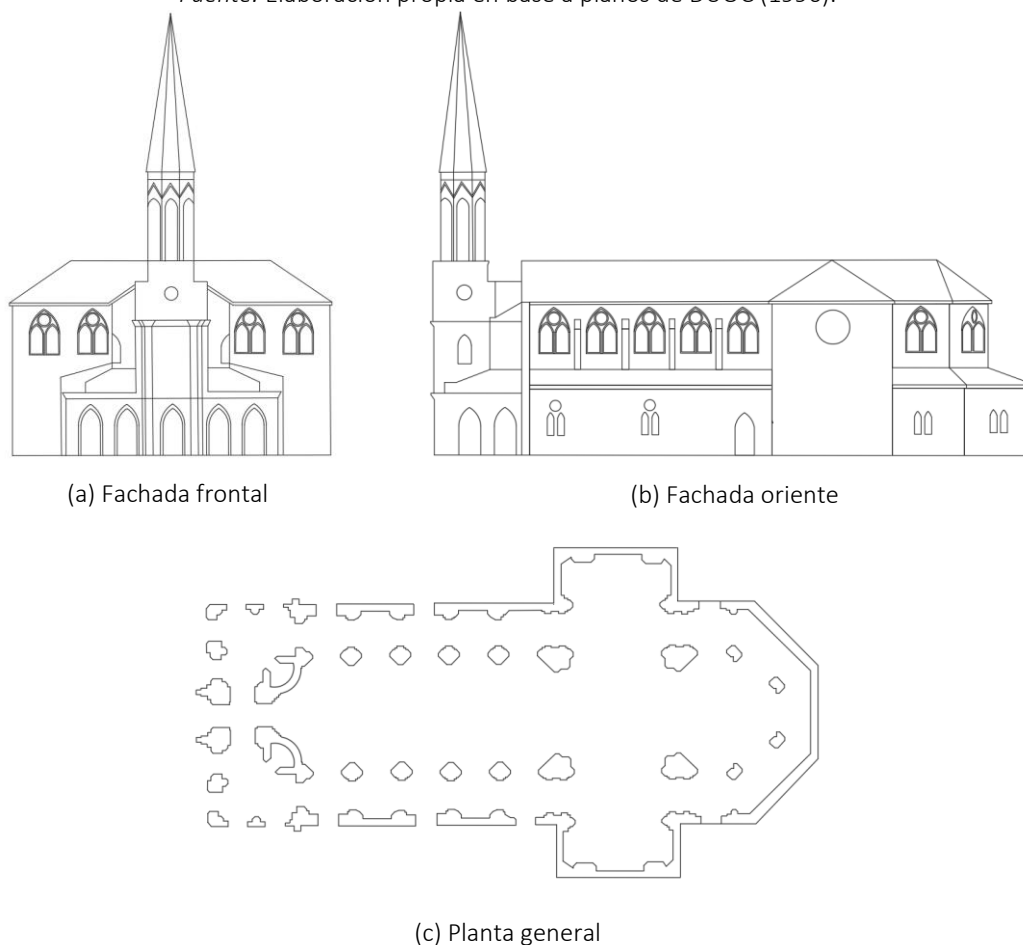
a) Estructuración

El perímetro de la estructura en el primer nivel y en el claristorio está compuesto por muros de albañilería de ladrillo de 70 cm de espesor. En el interior, los pilares polilobulados de los arcos formeros de albañilería de 200 cm de diámetro reciben el peso del claristorio y en el crucero cuatro pilares polilobulados de albañilería de 300 cm de diámetro conectan las naves longitudinales y el transepto.

Los muros de las naves laterales y el transepto trabajan como muros de corte que rigidizan la estructura en ambas direcciones, en cambio, el claristorio y las arcadas actúan como un sistema de marco rígidos que tributan el peso desde la techumbre hacia las fundaciones.

Figura 6.3 Estructuración general.

Fuente: Elaboración propia en base a planos de DUOC (1996).



b) Torre

La torre está compuesta por albañilería simple en la base hasta los primeros 15 m de altura, a partir de este punto hasta la cumbre de la torre, a diferencia del resto de la estructura, su sistema constructivo es de albañilería reforzada con hormigón armado. La razón de esta particularidad se explica en el capítulo 6.3.

La base de albañilería posee muros de 200 cm de espesor aproximadamente y es de sección cuadrada, en cambio la parte de la torre de albañilería reforzada es de sección octogonal. Para materializar el cambio de sección se construyeron pequeñas losas de hormigón armado en los vértices que actúan como cuñas.

Figura 6.4 Interior de torre.



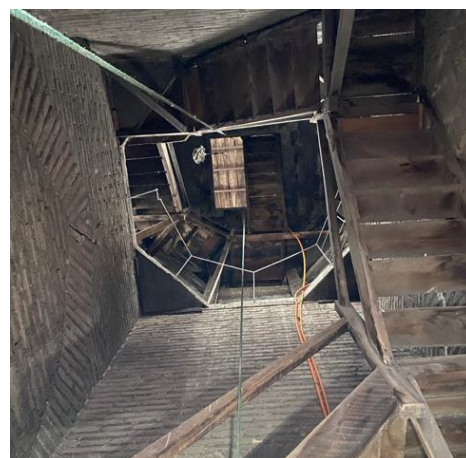
(a) Muro de albañilería y arco de descarga



(b) Transición de albañilería a hormigón armado



(c) Paños de albañilería reforzados



(d) Interior de torre

c) Techumbre

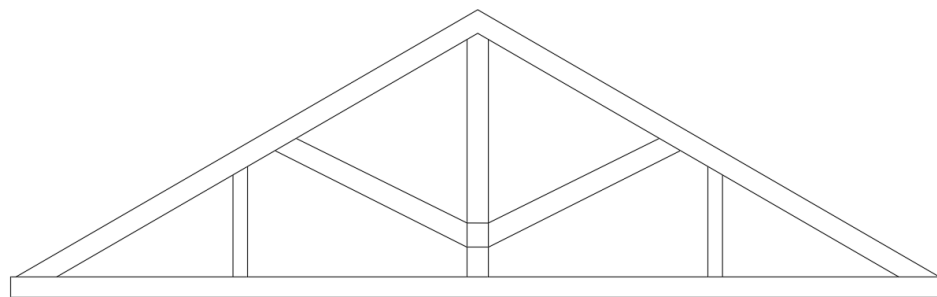
La estructura de la techumbre de la iglesia corresponde a una armadura de madera de roble bajo una cubierta de metálica (Pallarés, 2015). La configuración de la armadura es del tipo “poste del rey” o “king post truss” (ver Figura 6.5).

Figura 6.5 Techumbre.



(a) Interior de techumbre

(b) Detalle de montante y jalcón

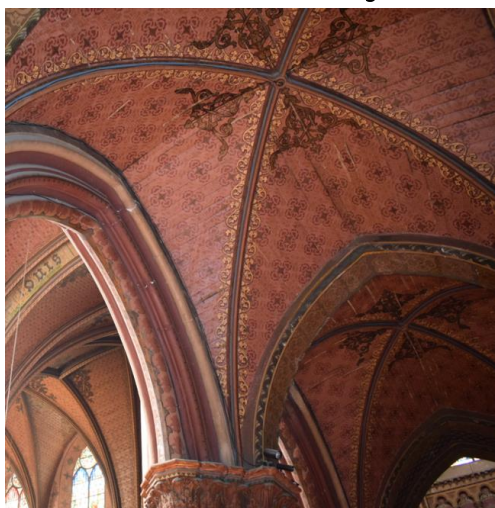


(c) Esquema de armadura de techumbre

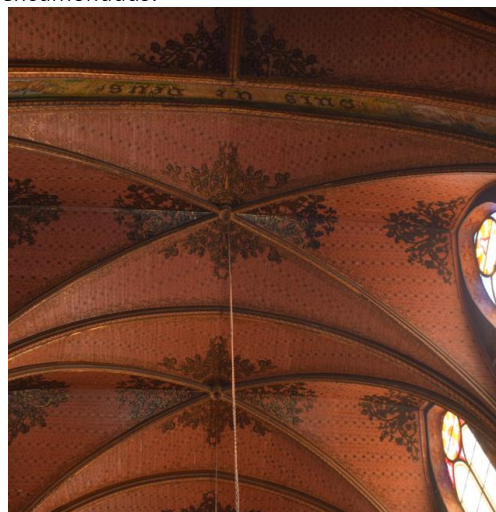
d) Bóvedas encamonadas

Todo el cielo de la iglesia está cubierto mediante bóvedas de crucería hechas de carpintería mediante la técnica constructiva de bóvedas encamonadas en viga (ver más detalles de bóvedas encamonadas en el capítulo 3.3). Las bóvedas de la nave central se construyeron como bóvedas sexpartitas y las bóvedas de las naves laterales como bóvedas cuatrimpartitas.

Figura 6.6 Bóvedas encamonadas.



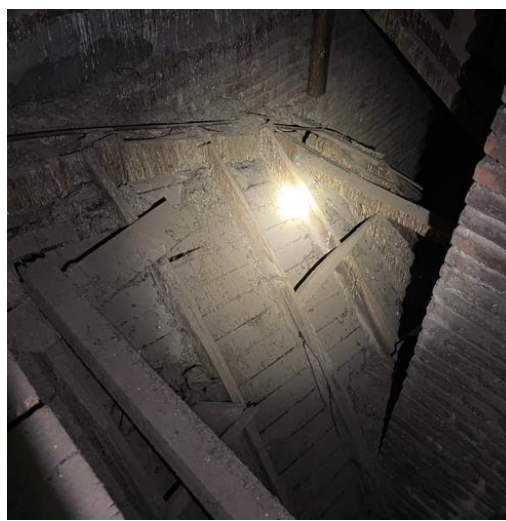
(a) Detalle de bóveda cuatrimpartita en nave lateral



(b) Detalle de bóveda sexpartita en nave central



(c) Extradós de bóveda (1/2)



(d) Extradós de bóveda (2/2)

6.3. Levantamiento de intervenciones

El levantamiento de intervenciones estructurales en la iglesia se realizó mediante inspecciones en terreno, complementado con los registros de Hermosilla (1995) y Pallarés (2015). Desde la fecha de construcción de la iglesia en 1892 hasta el presente, es posible determinar que se han ejecutado tres intervenciones estructurales principales.

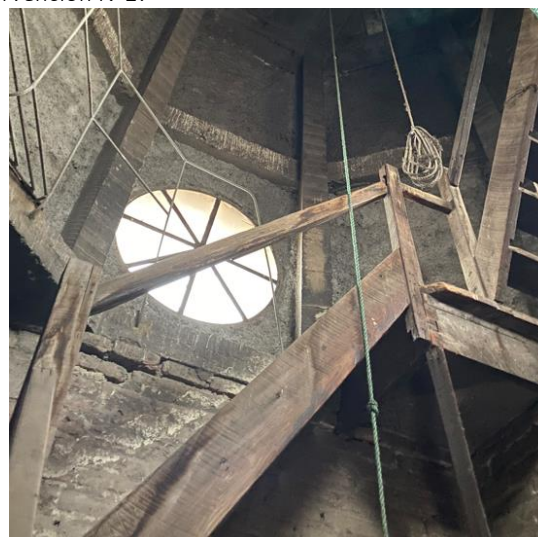
- Intervención N°1: Torre de hormigón armado (1913)

Si bien la construcción de la iglesia se terminó en el año 1894, esta no incluía su torre debido a una falta de recursos. No es hasta el año 1913 donde se reúnen los fondos y se contrata nuevamente a Eugenio Joannon para que complete la torre (Pallarés, 2015). Debido a que a principios del siglo XX el hormigón armado ya se había establecido como un sistema constructivo apropiado al contexto sísmico chileno (Duarte, 2009), Joannon en su calidad de arquitecto e ingeniero, decide continuar la construcción de la torre modificando el sistema constructivo de la base de la torre de albañilería y propone que la torre sea de albañilería reforzada y hormigón armado (ver Figura 6.7).

Figura 6.7 Intervención N°1.



(a) Torre de hormigón armado



(b) Detalle de cambio de sección y materialidad

- Intervención N°2: Encadenamiento de muros (1928)

Debido al terremoto de Talca de 1928 (Mw 7,9) se incorporaron cadenas de hormigón armado en el coronamiento de todos los muros de la iglesia y se confinaron los rosetones de los muros testeros (Hermosilla, 1995) según se muestra en la Figura 6.8.

Figura 6.8 Intervención N°2.



(a) Cadenas de H.A. sobre muros del claristorio



(b) Detalle de cadenas de H.A.



(c) Cadenas de H.A. sobre muros del ábside



(d) Confinamiento de rosetones

- Intervención N°3: Salón poniente y salones parroquiales (1940)

En el año 1940 se construyeron diversos salones adosados a la estructura (Hermosilla, 1995): un salón junto a la nave lateral poniente y salas destinadas al uso de la parroquia en torno al ábside (ver Figura 6.9).

Figura 6.9 Intervención N°3.



(a) Salón poniente

Fuente: Google Earth.

(b) Salón parroquial

Fuente: Google Earth.

Las intervenciones presentadas fueron realizadas con sistemas constructivos modernos, reforzando la estructura debido a los daños que había presentado producto de sismos anteriores y debido a las necesidades de uso del templo, construyendo salones en el perímetro de la estructura.

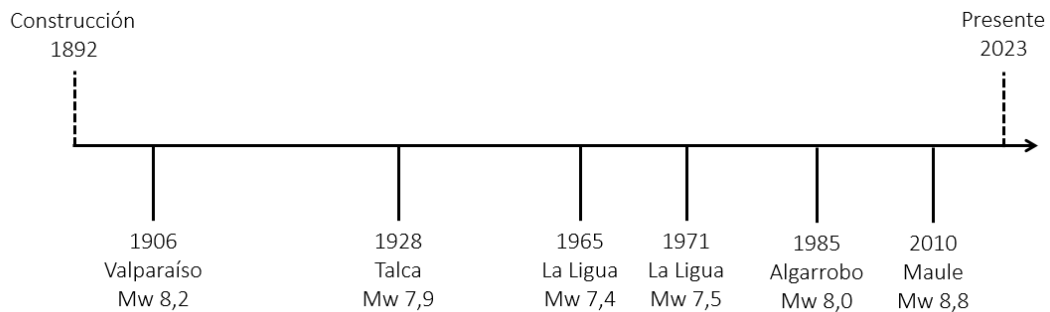
La incorporación de la torre de albañilería reforzada y hormigón armado, y la construcción de los salones posteriores no afectan en mayor medida el comportamiento estructural basado en la resistencia de los muros. De igual forma, el confinamiento de los muros y rosetones mediante elementos de hormigón armado, si bien modifica la ductilidad de la estructura e incorpora un elemento intrusivo, no altera la forma de los elementos. Por lo tanto, las intervenciones detectadas no alteran la tipología de la Iglesia de Santa Filomena como un templo neogótico de albañilería simple.

6.4. Levantamiento de daños

En la Figura 6.10 se presenta una línea de tiempo desde la construcción de la iglesia en 1892 de los sismos relevantes de magnitud de momento sobre 7,0 ($M_w > 7,0$) que han impactado la ciudad de Santiago.

Figura 6.10 Sismos relevantes de magnitud $M_w > 7,0$.

Fuente: Centro Sismológico Nacional



A continuación, se presenta un resumen de lesiones mecánicas de origen sísmico observadas.

- Muros testeros:

En los muros testeros de la iglesia se observaron múltiples fisuras verticales desde el rosetón hasta la mitad de la altura del muro (ver Figura 6.11).

Figura 6.11 Daños en muros testeros.



(a) Fisuras verticales en muros testeros

(b) Detalle de fisuras

- Ábside:

En la clave de los arcos de las ventanas del claristorio se observaron fisuras y la pérdida de dovelas. En la unión de los vértices que conforman el ábside se observaron fisuras verticales (ver Figura 6.12).

Figura 6.12 Daños en el ábside.



(a) Daños en el ábside

(b) Detalle de daños en arcos del ábside

- Torre:

Por el exterior y el interior de la torre se observaron fisuras verticales en la albañilería simple (ver Figura 6.13). En tramo superior de hormigón armado no se observaron daños.

Figura 6.13 Daños en la torre.



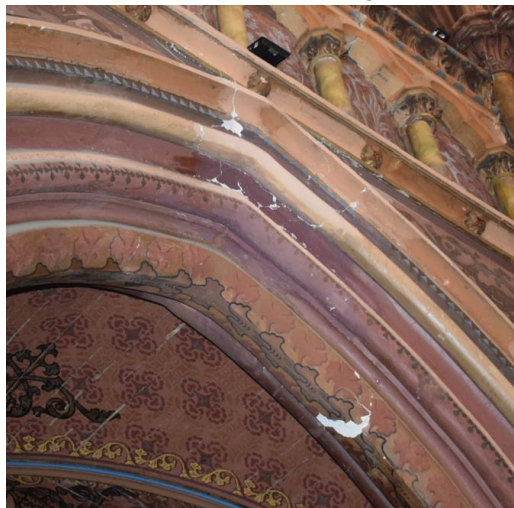
(a) Fisuras verticales por el exterior de la torre

(b) Fisuras verticales por el interior de la torre

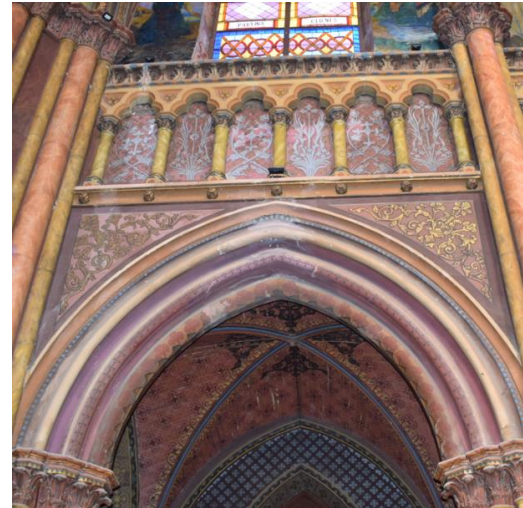
- Arcos:

En el interior de la iglesia se observaron fisuras y desprendimientos de revestimientos en la clave de los arcos formeros y en los arcos del ábside (ver Figura 6.14).

Figura 6.14 Daños en arcos formeros.



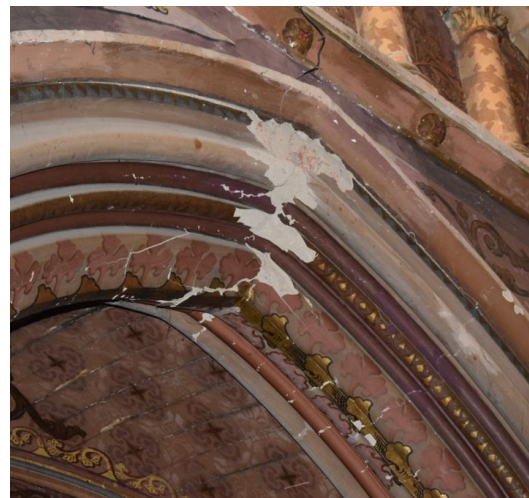
(a) Daño en arco formero de nave central



(b) Daño en arco formero de nave central



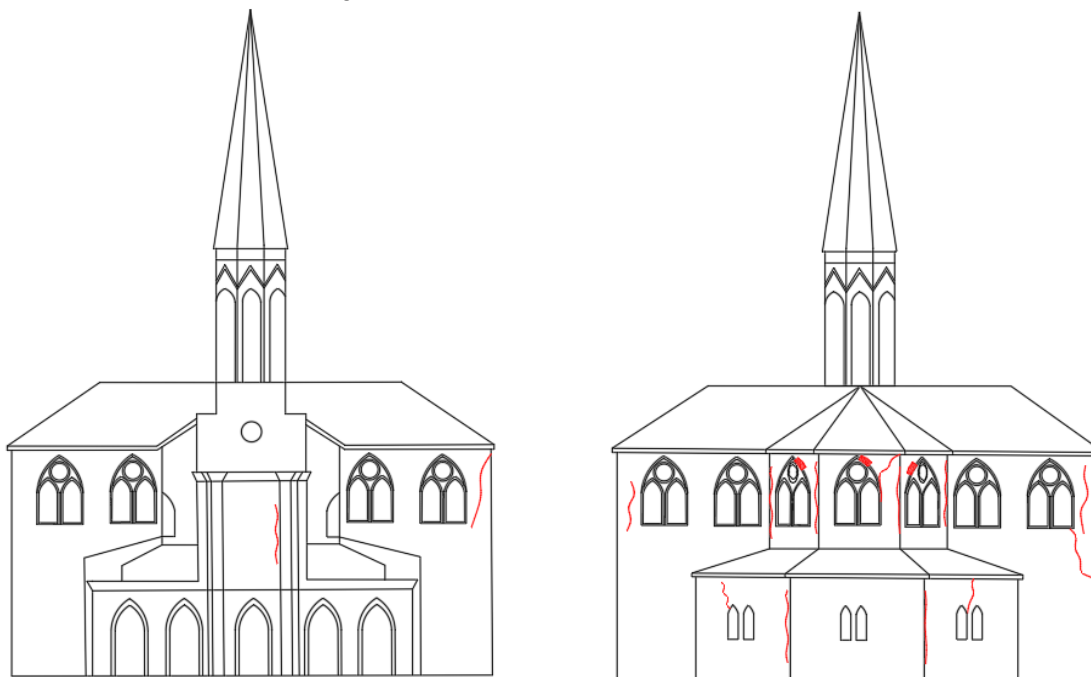
(c) Daño en arco del ábside



(d) Daño en arco del ábside

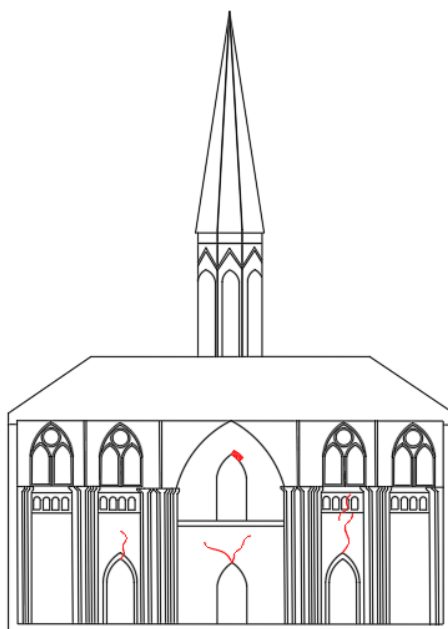
A continuación, en la Figura 6.15 y la Figura 6.16 se presentan láminas del levantamiento de daños de la Iglesia de Santa Filomena.

Figura 6.15 Levantamiento de daños (1/2).



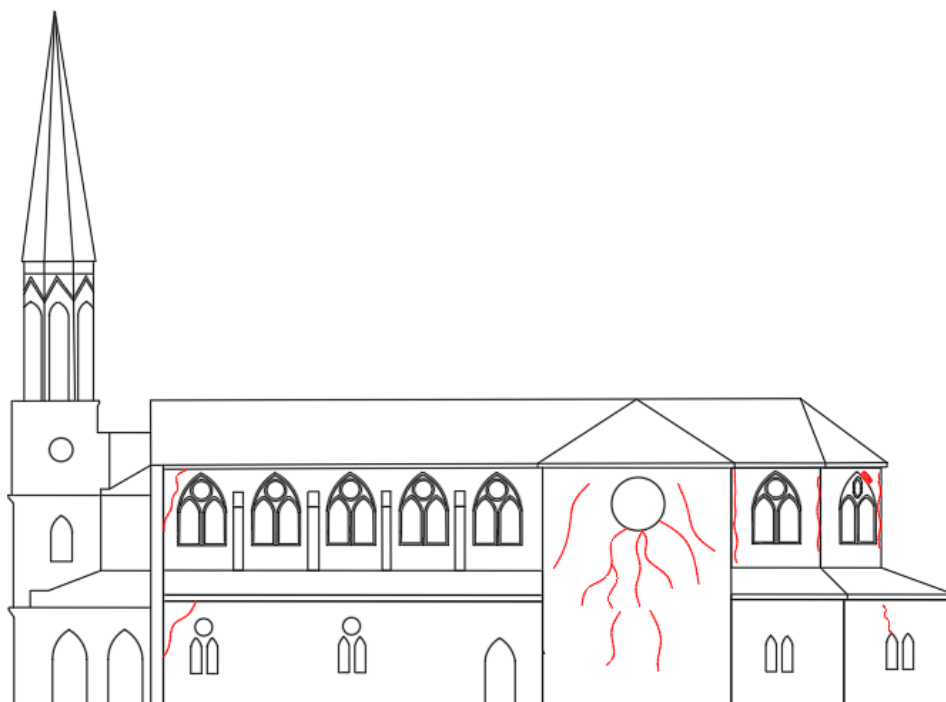
(a) Daños en fachada principal y transepto

(b) Daño en ábside y transepto

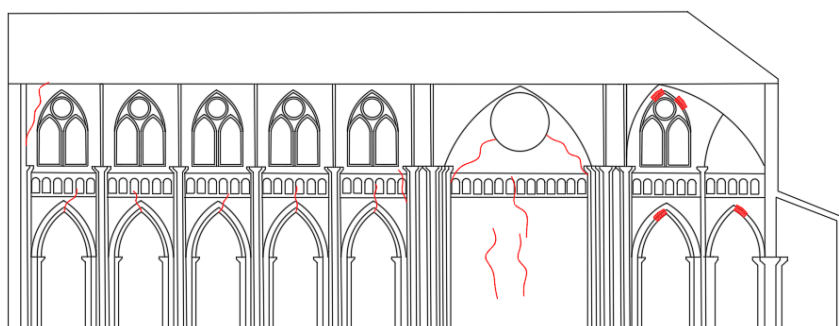


(c) Daños en eje transversal interior

Figura 6.16 Levantamiento de daños (2/2).



(a) Daños en muros laterales y muro testero de transepto (exterior)




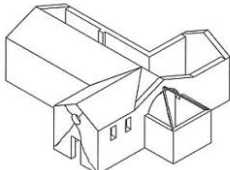
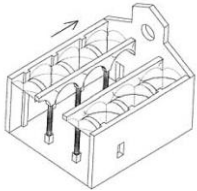
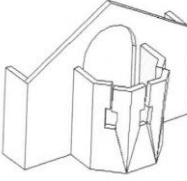
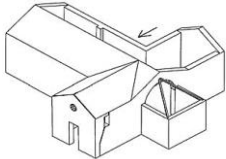
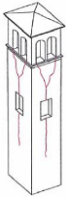
(b) Daños en arcos formeros y muro testero de transepto (interior)

6.5. Diagnóstico del estado estructural

A partir del levantamiento de daños presentado en el capítulo 6.4 se determinó que los daños estructurales observados corresponden a patrones de falla asociados a distintos macroelementos de la estructura (ver capítulo 4.2 para más detalle del comportamiento sísmico de los macroelementos). Los mecanismos de colapso observados son los siguientes: volcamiento de la fachada (M1), desplazamiento de columnas (M7), volcamiento de muro testero del transepto (M10), falla en muro testero del transepto (M11), volcamiento del ábside (M16) y falla de la torre (M16).

Tabla 6.1. Falla de macroelementos observadas.

Fuente: DPCM (2011)

Mecanismo de colapso			
M1	Volcamiento de la fachada	M11	Falla en muro testero del transepto
			
M7	Desplazamiento de columnas	M16	Volcamiento del ábside
			
M10	Volcamiento muro testero del transepto	M27	Falla de la torre (campanario)
			

Las características constructivas de la Iglesia de Santa Filomena dadas por el estilo arquitectónico al cual se apega produce una mayor variedad de distintos macroelementos que en otras tipologías arquitectónicas. Su baja densidad de muros y la alta esbeltez de estos, entregan un indicador de alta vulnerabilidad sísmica. Los daños observados son moderados y corresponden a la activación de mecanismos de fallas dentro y fuera del plano de los muros, lo que es consistente con la estimación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura a partir de la probabilidad de activación de mecanismos de colapso realizada por Palazzi (2019).

6.6. Valores y atributos arquitectónicos

En el contexto del patrimonio cultural, el valor de un inmueble no se relaciona con su valor económico, el valor es “una relación del hombre con el mundo y consigo mismo, percibiendo en esa relación atributos positivos o negativos” (Muñoz, 2006), bajo esta mirada la valoración es un juicio que considera a los atributos en relación al sujeto individual y social. Según Jokilehto (2010) los valores no son estáticos, están sujetos a cambios en el tiempo y no son intrínsecos de los objetos patrimoniales, están asociados a las comunidades o individuos que reconocen sus valores.

En Chile una construcción obtiene la categoría de Monumento Histórico debido a que por su valor histórico y artístico debe ser conservada para las futuras generaciones. Adicionalmente, debe ser declarada como tal mediante Decreto Supremo por el Ministerio de Educación bajo previo acuerdo con el Consejo de Monumentos Nacionales (Ley 17.288).

El decreto N°694 del Ministerio de Educación de Chile declaró a la Iglesia de Santa Filomena como Monumento Histórico el día 28 de diciembre de 1995 debido a:

“sus atributos arquitectónicos e históricos, obra del reconocido arquitecto don Eugenio Joannon quien la concibe siguiendo los patrones estilísticos del neogótico, demostrando un total dominio e ingenio en el diseño del volumen, la espacialidad y los detalles”.

Para desarrollar los valores y atributos arquitectónicos de la Iglesia Santa Filomena se utilizaron las definiciones indicadas en el manual metodológico presentado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU, 2005), el cual reconoce cinco categorías de valores: urbano, arquitectónico, histórico, económico y social. Si bien los valores no son variables independientes entre sí, el enfoque de este estudio abarca sólo la dimensión de su valor arquitectónico.

Valor arquitectónico: Permite jerarquizar sus principales características físicas definidas por tres atributos principales: representatividad, singularidad y morfología.

- a) Representatividad: Característica relacionada con el estilo o tipología del elemento, valorando más si este es un ejemplo destacable.
- b) Singularidad: Característica relacionada a los elementos patrimoniales originales o únicos.
- c) Morfología: Característica que depende de la calidad estética o arquitectónica del elemento.

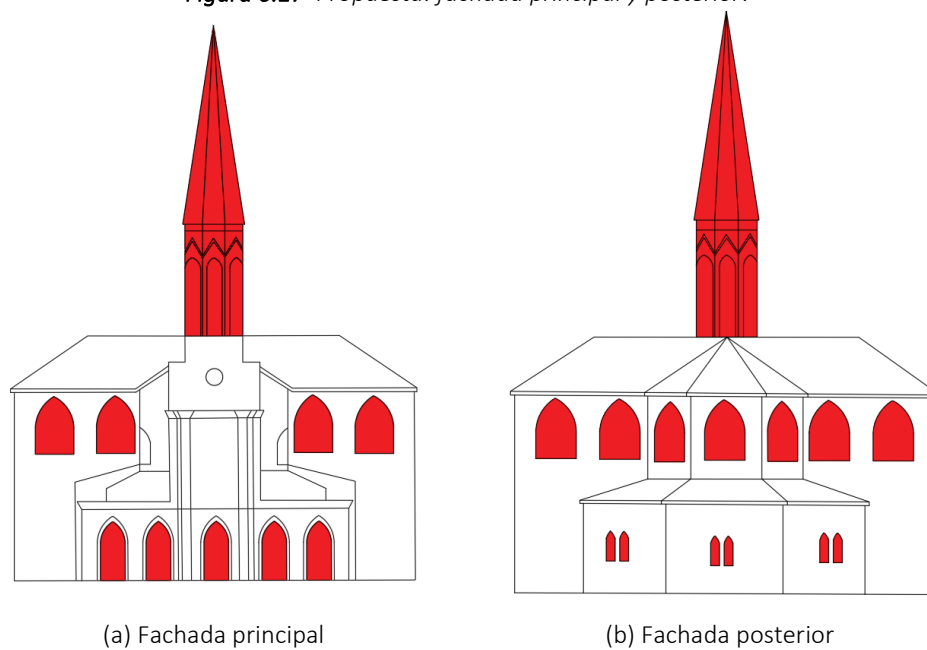
El objetivo de definir los valores y atributos arquitectónicos de la Iglesia de Santa Filomena es poder determinar los elementos de la estructura que definen a sus atributos arquitectónicos.

El atributo de representatividad de la iglesia depende de los elementos tanto ornamentales como estructurales asociados al estilo neogótico, por lo tanto, los arcos ojivales, ventanas, bóvedas, pilares fasciculados, entre otros, no pueden ser modificados. La singularidad de la iglesia se debe a que es la primera iglesia construida en Chile por el arquitecto e ingeniero Eugenio Joannon Croizer (Salinas, 1980) y a su torre de hormigón armado, una de las primeras construcciones de este sistema constructivo en el país (Duarte, 2009). Finalmente, la morfología depende de su espacialidad vertical y horizontal dada por la altura y espacio libre entre los elementos en el interior de la estructura.

Se propone a continuación de forma general los elementos de la estructura que su forma no puede ser alterada con el objetivo de conservar sus valores y atributos arquitectónicos (se indican en color rojo). Esta definición es preliminar al análisis de vulnerabilidad sísmica y debe ser consistente con los criterios y lineamientos definidos en el capítulo 8.

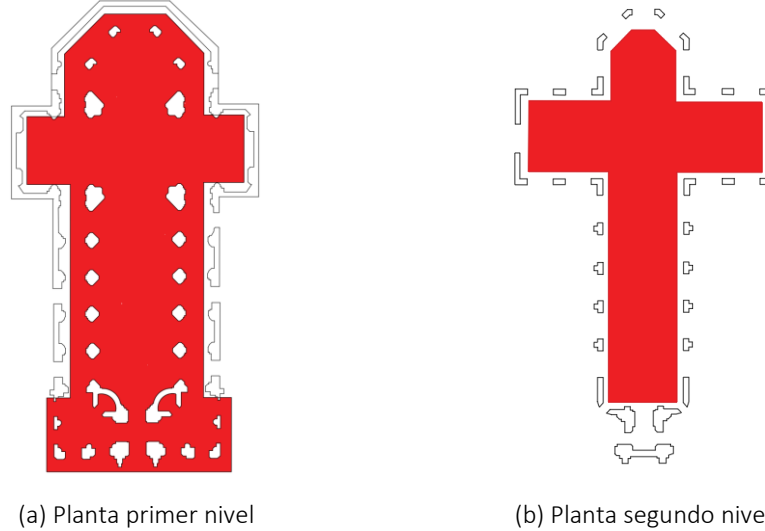
En la fachada principal y en la fachada posterior de la iglesia no deben ser intervenidos los arcos en el nártex ni las ventanas. Adicionalmente, la torre de hormigón armado no debe ser intervenida debido a su sistema constructivo singular (ver Figura 6.17).

Figura 6.17 Propuesta: fachada principal y posterior.



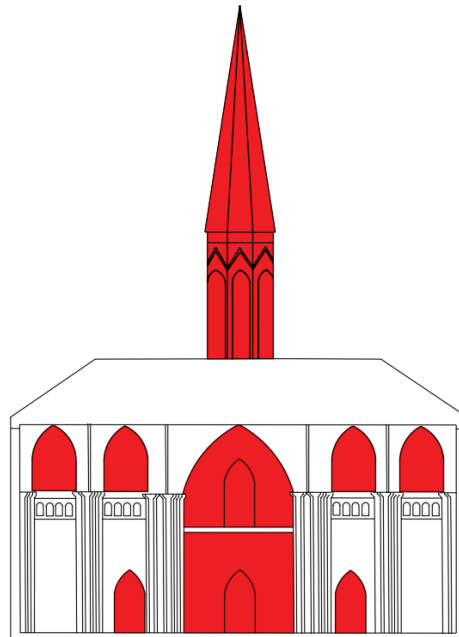
La forma del interior de la iglesia no debe ser intervenida con el objetivo de conservar la espacialidad de la estructura (ver plantas en la Figura 6.18).

Figura 6.18 Propuesta: planta primer y segundo nivel.



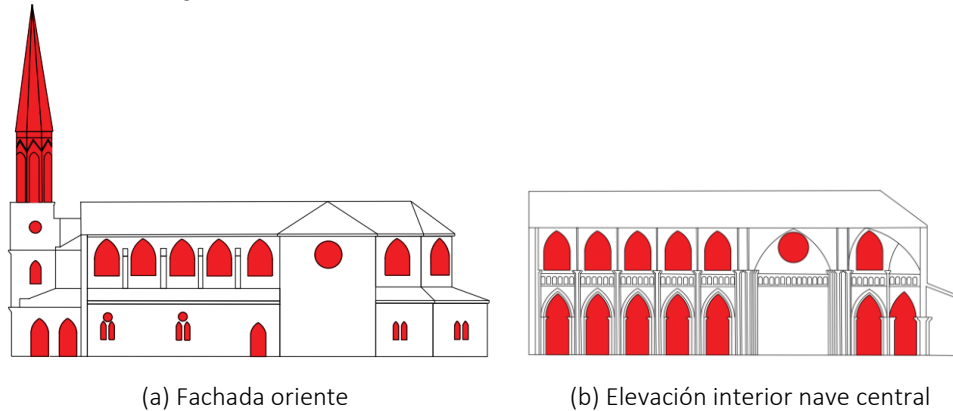
Por lo tanto, sí es posible intervenir los elementos en el interior siempre y cuando se conserve su espacialidad, es decir, que se conserven las dimensiones de los pilares, arcos formeros y ventanas del claristorio sin agregar nuevos elementos visibles (ver elevación interior en la Figura 6.19).

Figura 6.19 Propuesta: elevación interior.



Siguiendo los mismos principios, en la Figura 6.20 se presenta la elevación de la fachada oriente y un corte en elevación del interior de la iglesia con los elementos cuya forma no puede ser intervenida.

Figura 6.20 Propuesta: elevación de fachada oriente e interior.



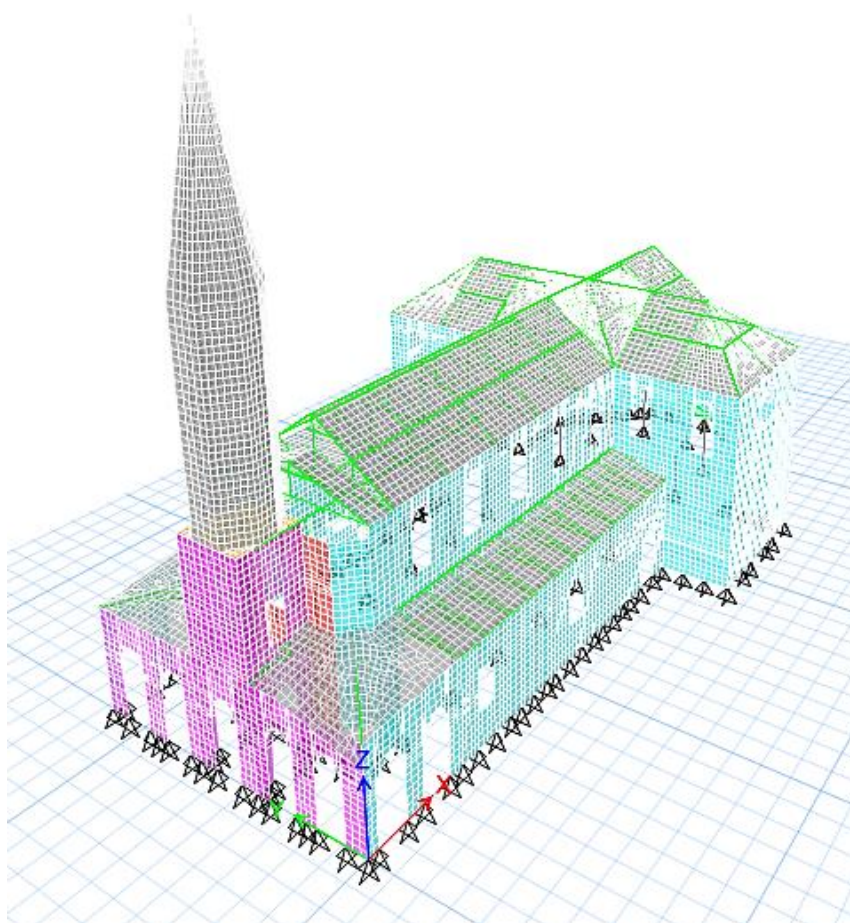
En el siguiente capítulo se aborda en detalle el análisis estructural de la Iglesia de Santa Filomena.

7. Análisis estructural

Para determinar el comportamiento de la estructura de la Iglesia de Santa Filomena se desarrolló un análisis estructural mediante el uso del software ETABS en base a los requisitos de la norma chilena de intervención en estructuras patrimoniales NCh3389:2020 para definir los niveles de solicitaciones sísmicas y los objetivos de desempeño.

En la Figura 7.1 se presenta el modelo estructural realizado de la iglesia. Los criterios utilizados para definir las propiedades mecánicas de la albañilería y los resultados del análisis se presentan a continuación.

Figura 7.1 Modelo estructural de la Iglesia de Santa Filomena.
Fuente: Elaboración propia en ETABS Ultimate 19.1.0



7.1. Materialidad

La estructura de la iglesia está compuesta principalmente por albañilería de ladrillo con la excepción del tramo superior de la torre de hormigón armado (ver capítulo 6.2.b). Para modelar correctamente el comportamiento no lineal de la albañilería se utilizó el modelo *Total Strain Crack Model* (ver capítulo 4.1.f) con base en los resultados obtenidos por ensayos de estudios anteriores realizados por diferentes autores (Valledor, Palazzi, Allen y Karim). Se presenta en la Tabla 7.1 las propiedades de la albañilería utilizadas por los autores mencionados. Es importante destacar que las propiedades de la albañilería indicadas corresponden al muro compuesto por el ladrillo y el mortero como un elemento homogéneo para poder ser utilizadas en el *Total Strain Crack Model*.

Tabla 7.1. Propiedades mecánicas propuestas de muros de albañilería simple.

	Compresión		Tracción		Módulo de elasticidad
	Resistencia	Energía frac	Resistencia	Energía frac	
Autor de estudio	f_c (MPa)	G_c (Nmm/mm ²)	f_t (MPa)	G_t (Nmm/mm ²)	E (MPa)
Palazzi (2018)	3,5	N/A	N/A	N/A	1380
Valledor (2016)	2,1	16,4	0,12	0,01	1787
Allen (2013)	10,0	16,0	0,50	0,10	3000
Karim (2019)	8,0	20,0	0,30	0,01	2900

N/A: Información no disponible

Donde:

- f_c : Resistencia a compresión
- G_c : Energía de fractura a compresión
- f_t : Resistencia a tracción
- G_t : Energía de fractura a tracción
- E : Módulo de elasticidad

De los diferentes valores propuestos se consideró en el modelo estructural de la iglesia las propiedades mecánicas utilizadas en el estudio de Valledor (2016) debido a que los valores se obtuvieron a partir de un ensayo de corte *in situ* realizado por IDIEM en un muro de albañilería simple del Palacio Pereira, obra también construida en Santiago de Chile 20 años antes que la Iglesia de Santa Filomena. Debido a lo anterior, es razonable suponer a efectos de este estudio que el comportamiento de la albañilería de la iglesia podría asemejarse a los resultados de Valledor (ver Tabla 7.2). En caso de proceder a un proyecto de intervención definitivo, se deben realizar los ensayos destructivos y no destructivos correspondientes como indica la norma.

Los valores de resistencia de la norma (ver Tabla 4.3) no se consideraron en el análisis debido a que no corresponden a los parámetros requeridos para el *Total Strain Crack Model*. Sin embargo, es importante comparar la resistencia a compresión de la albañilería según la norma chilena que recomienda 1,0 MPa y la norma americana ASCE/SEI 41-13 que permite asumir un valor para una albañilería regular de 4,1 MPa. Por lo tanto, podemos observar que el valor supuesto para el caso de estudio (ver Tabla 7.2) corresponde a un valor intermedio entre ambas normas y que la norma chilena entrega un valor posiblemente muy bajo que repercute finalmente en intervenciones conservadoras y sobredimensionadas.

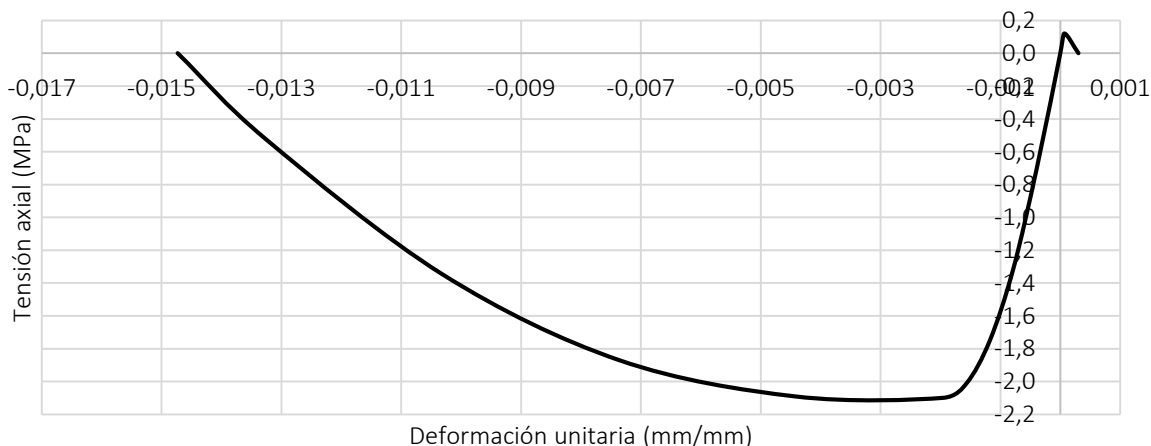
Tabla 7.2. Propiedades mecánicas supuestas para los muros de la iglesia.

Compresión		Tracción		Módulo de elasticidad
Resistencia	Energía de frac.	Resistencia	Energía de frac.	
f_c (MPa)	G_c (Nmm/mm ²)	f_t (MPa)	G_t (Nmm/mm ²)	E (MPa)
2,1	16,4	0,12	0,01	1787

Para calibrar el modelo *Total Strain Crack Model* fue necesario ajustar el tamaño del *shell*. Por motivos de representatividad del comportamiento estructural y eficiencia computacional, se escogió un *mesh* para los muros de altura y ancho de 500 mm, por lo tanto, el largo característico h es de 707 mm (ver Figura 4.11).

A partir de las propiedades mecánicas definidas y el largo característico se construyó la ley constitutiva de la albañilería de los muros de la iglesia (ver Figura 7.2) según la explicación indicada anteriormente en la Figura 4.10. Los valores positivos de deformación unitaria y de tensión axial representan el comportamiento del material en tracción, en cambio los valores negativos representan el comportamiento del material en compresión.

Figura 7.2 Ley constitutiva de la albañilería según *Total Strain Crack Model* (largo característico de 707 mm)



7.2. Solicitaciones

La intensidad de las sollicitaciones sísmicas sobre la estructura se obtuvieron a partir de lo indicado en la norma chilena NCh3389:2020 (ver capítulo 4.3 para más detalle). Debido a que se consideró que la iglesia corresponde a una estructura de categoría de importancia media, esta debe ser capaz de presentar un nivel de desempeño de ocupación inmediata (OI) para el sismo de servicio, daño controlado (DC) para el sismo de diseño y seguridad de la vida (SV) para el sismo máximo (el detalle de los objetivos de desempeño se presentó anteriormente en el capítulo 4.3.b).

Tabla 7.3. Niveles de desempeño objetivo para una estructura de importancia media.

Intensidad de sismo	Categoría de importancia media
Servicio	OI
Diseño	DC
Máximo	SV

La ciudad de Santiago de Chile se sitúa dentro de la zona sísmica 2 y la clasificación sísmica del suelo sobre el que la estructura se emplaza es de Tipo C según la norma NCh433:1996 Mod. 2009 DS 61. Esta clasificación se basa en la mecánica de suelos facilitada por la Dirección de Obras Municipales de la comuna de Recoleta de un sitio contiguo en calle Río de Janeiro N°283 a 100 m de distancia de la iglesia (ver Figura 7.3).

Figura 7.3 Mecánica de suelos referencial (Fuente: Google Earth).



A continuación, se presentan en detalle los distintos espectros de aceleración según los niveles de intensidad sísmica indicados en la norma NCh3389:2020 (ver definición de espectros de aceleración en el capítulo 4.1.c).

a) Sismo de servicio

El sismo de servicio corresponde al espectro de aceleración de la norma chilena de diseño sísmico de edificios (la NCh433:1996 Mod. 2009 DS 61), reduciendo el factor de reducción de la aceleración espectral R^* por 1,4. Es importante destacar que se indica que la reducción debe ser sobre el factor R^{**} , sin embargo, para estructuras rígidas como edificios bajos de albañilería donde el corte basal es superior al corte mínimo $R^{**} = R^*$. Por lo tanto, el factor de reducción de la aceleración espectral es el siguiente:

$$R_{NCh3389}^* = \frac{R_{NCh433}^*}{1,4}$$

La razón de este factor de ajuste se debe a la diferencia entre las combinaciones de carga ambas de normas, debido a que en la norma NCh433 el efecto del sismo es amplificado por 1,4 para diseñar las estructuras, pero en la norma NCh3389 no se considera una amplificación de las solicitaciones sísmicas (Urrejola, 2018). Por lo tanto, al reducir por 1,4 el factor de reducción de la aceleración espectral R^* , se amplifica la demanda de la NCh443. Como se explica más adelante esta reducción produce una inconsistencia en los resultados.

La ecuación del espectro de aceleración de la norma NCh433 considerando la reducción por 1,4 es la siguiente:

$$S_a = \frac{S * A_0 * \alpha * I}{\left(\frac{R^*}{1,4}\right)}$$

Donde:

S : Depende de la clasificación del suelo

A_0 : Aceleración efectiva máxima

α : Factor de amplificación de la aceleración máxima

R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral

I : Coeficiente de importancia de la estructura

El espectro de aceleración de la norma NCh433 depende de la importancia de la estructura, su ductilidad, su ubicación y el tipo de suelo. El factor de reducción de la aceleración espectral R^* depende de la ductilidad de la estructura a través el factor de modificación de la respuesta R_o . Sin embargo, la variable R_o no está definida para estructuras de albañilería simple por las normas chilenas.

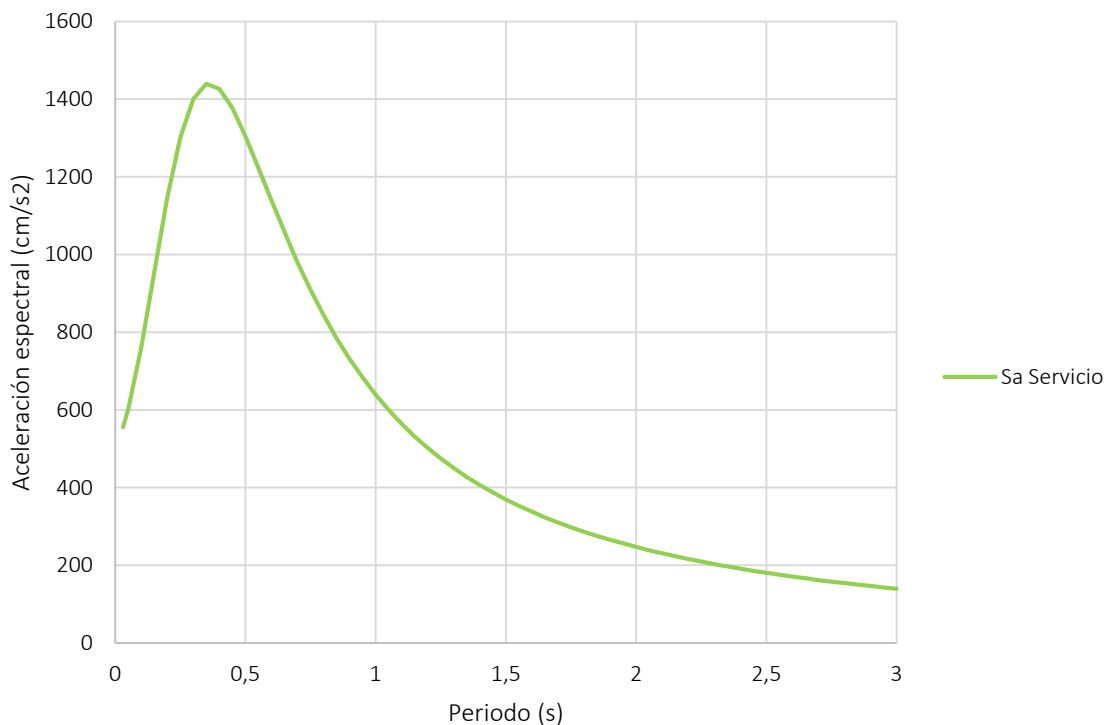
La indefinición de R_o para estructuras de albañilería simple puede dificultar el análisis estructural si se opta por un análisis lineal al no poder utilizar un R^* que reduzca el espectro elástico. Un estudio realizado por Allen (2013) recomienda el uso de un R^* igual a 1,7 para estructuras de albañilería simple.

Debido a que el método utilizado en este estudio considera la no linealidad del material, no es necesario reducir el espectro de aceleración por R^* . Por lo tanto, se considera $R^* = 1$ y se reduce por 1,4 según lo indicado en la norma NCh3389. Finalmente, la ecuación del espectro de aceleración del sismo de servicio es la siguiente:

$$S_a = S * A_0 * \alpha * I * 1,4$$

En la Figura 7.4 se presenta el gráfico del espectro de aceleración del sismo de servicio utilizado en el análisis.

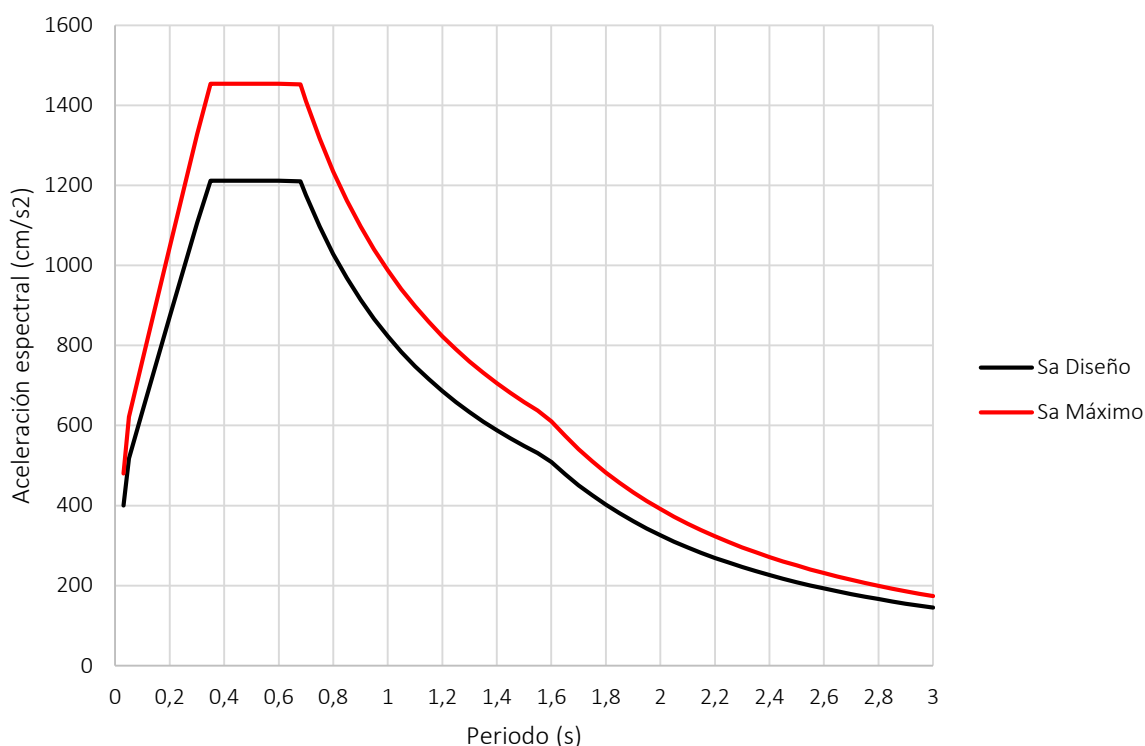
Figura 7.4 Espectro de aceleración de sismo de diseño para zona sísmica 2 y suelo C.



b) Sismo de diseño y sismo máximo

El sismo de diseño se basa en el espectro de aceleración indicado en la norma chilena de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745:2013, y depende de la zona sísmica y de la clasificación sísmica del suelo. El sismo máximo corresponde a una amplificación de un 20% del sismo de diseño. Por lo tanto, debido a la ubicación en zona sísmica 2 y una clasificación del suelo Tipo C, los espectros de aceleración del sismo de diseño y el sismo máximo son los siguientes (ver Figura 7.5).

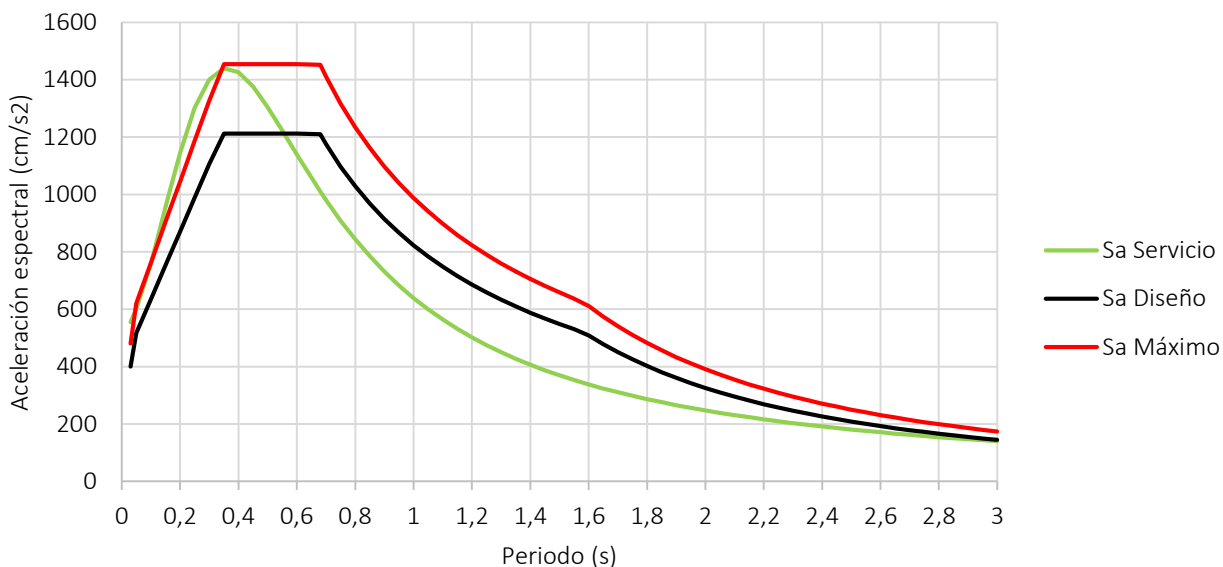
Figura 7.5 Espectro de aceleración de sismo de diseño y máximo para zona sísmica 2 y suelo C.



A diferencia del sismo de servicio, los espectros de aceleración de los sismos de diseño y máximo no son reducidos por un factor de reducción debido a que estos espectros provienen de la norma de aislación sísmica, la cual considera que la estructura sobre los aisladores (superestructura) presentará un comportamiento elástico.

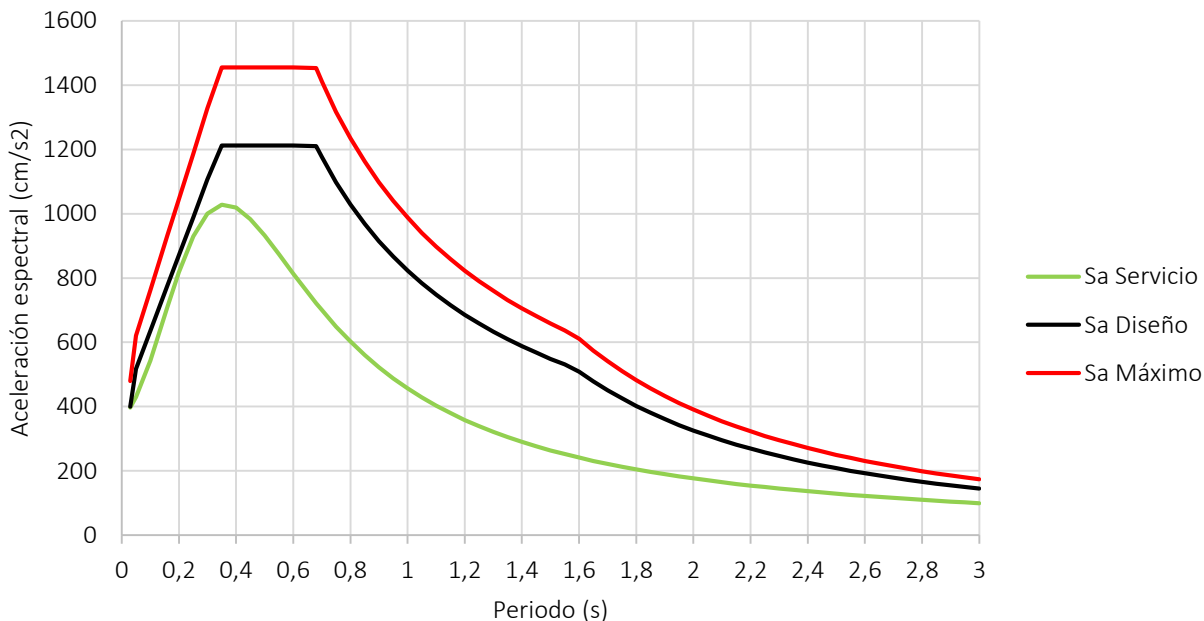
Al comparar los espectros de aceleración de los tres niveles de intensidad (ver Figura 7.6) se observa que el sismo de servicio supera al sismo de diseño para periodos entre 0,10 s y 0,55 s, y que el sismo de servicio supera el sismo máximo para periodos entre 0,10 s y 0,35 s.

Figura 7.6 Comparación de espectros de aceleración en zona sísmica 2 y suelo C.



Es debido a esta inconsistencia para periodos entre 0,1 s y 0,55 s que se recomienda no reducir el factor de reducción de la aceleración espectral por 1,4 (ver Figura 7.7).

Figura 7.7 Comparación de espectros de aceleración en zona sísmica 2 y suelo C sin reducir por 1,4 el sismo de servicio.

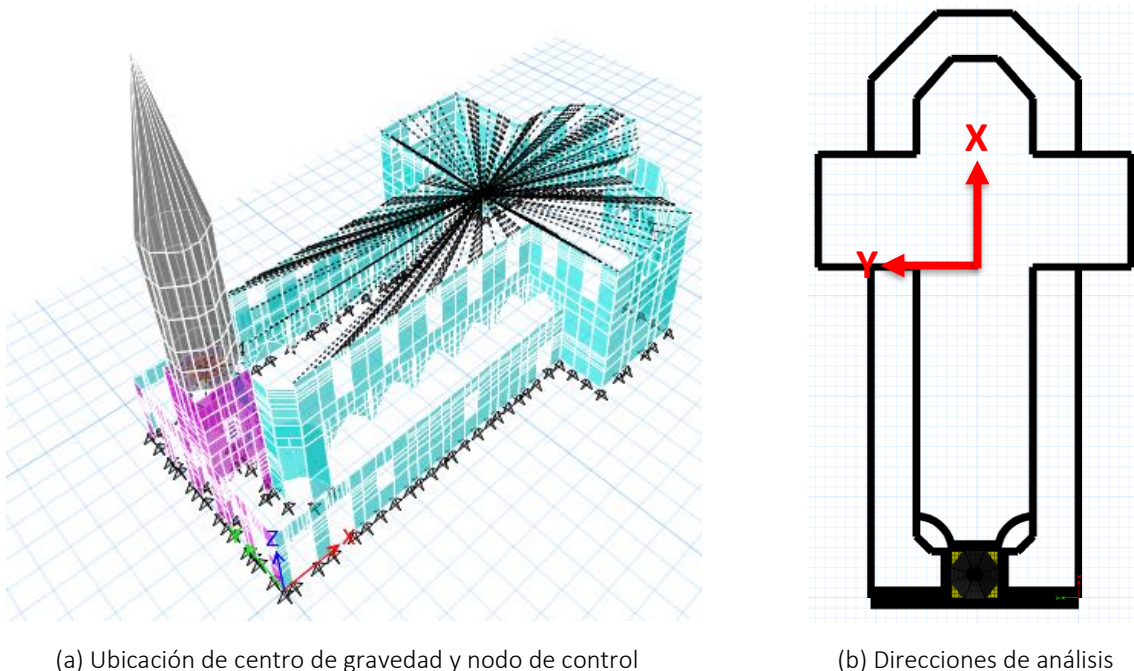


7.3. Análisis no lineal estático

Se utilizó el método de análisis no lineal estático conocido como *pushover* (ver más detalle en el capítulo 4.1.e). El nodo de control del desplazamiento escogido corresponde a un punto en el centro de gravedad de la estructura en el nivel superior del claristorio (ver Figura 7.8(a)). Se consideró que la estructura presenta un diafragma rígido con el objetivo de poder desarrollar el análisis no lineal estático.

Según lo requerido por la norma, el desplazamiento debe ser realizado en las direcciones principales de la estructura y en ambos sentidos (positivo y negativo), es decir, +X, -X, +Y, -Y. Sin embargo, debido a la simetría de la estructura y un análisis preliminar realizado, la estructura al ser desplazada en los sentidos positivos y negativos de cada dirección presenta un mismo comportamiento. Por lo tanto, el análisis no lineal estático sólo fue necesario realizarlo en los sentidos positivos de ambas direcciones principales X e Y (ver Figura 7.8(b)).

Figura 7.8 Ubicación de nodo de control y direcciones de desplazamiento.



El valor del desplazamiento objetivo de techo que debe cumplir la estructura se obtiene a partir del espectro de desplazamiento de cada nivel de intensidad de sismo amplificado por un valor de 1,3 (según se explicó anteriormente en el capítulo 4.3.e). Es importante destacar que la ecuación del desplazamiento objetivo de la NCh3389 se define a partir de la norma NCh433 como la forma de medir el desplazamiento lateral de diseño en el techo de estructuras de hormigón armado considerando el periodo agrietado, el cual es aproximadamente un 50% mayor al periodo no agrietado para estructuras de hormigón armado. En este caso, al ser una estructura de albañilería no se consideró un periodo agrietado.

$$d_u = 1,3 * S_d(T)$$

De forma general, un espectro de aceleración se convierte en un espectro de desplazamiento mediante un factor de modificación que depende del cuadrado del periodo de la siguiente forma:

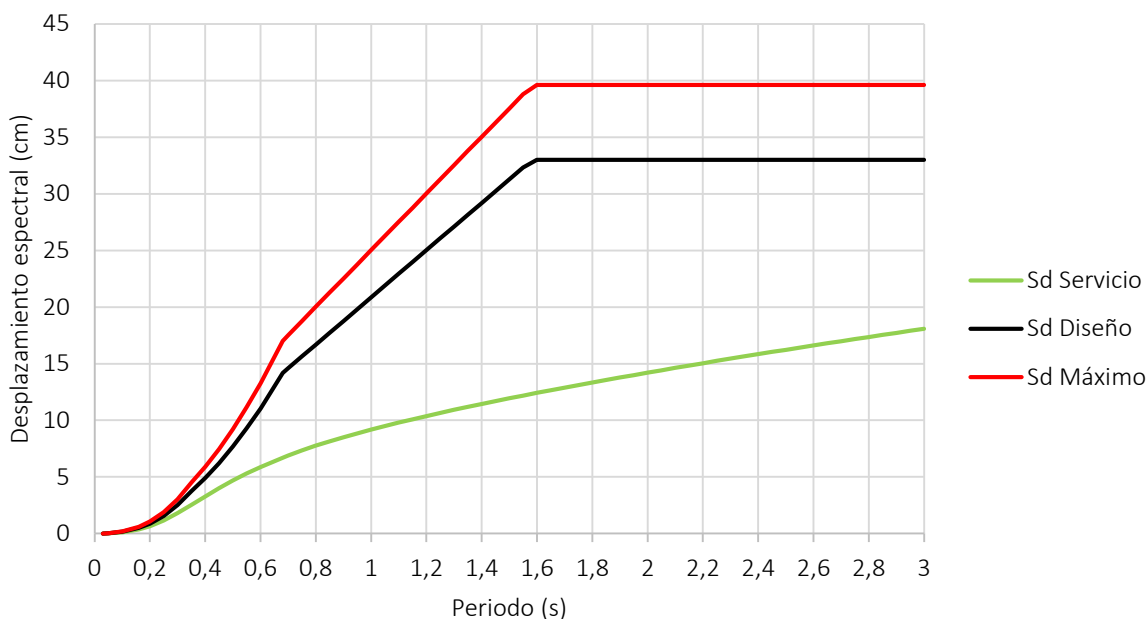
$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Los espectros de desplazamiento de los sismos de diseño y máximo fueron obtenidos mediante la ecuación general indicada anteriormente. Sin embargo, el espectro de desplazamiento del sismo de servicio se define en la norma NCh433 para estructuras de hormigón armado y su forma es similar a la ecuación general del espectro de desplazamiento, sin embargo, para el espectro de aceleración de la NCh433 no se consideran las amplificaciones por la categoría de importancia I ni el tipo de suelo S . Adicionalmente, en la norma NCh433 se considera un factor C_d que amplifica el desplazamiento elástico, pero está calibrado para estructuras de hormigón armado. Sin embargo, para estructuras rígidas como las estructuras de albañilería este valor se aproximaría a 1 por lo que no es considerado en el análisis. La ecuación para el cálculo del espectro de desplazamiento del sismo de servicio es la siguiente:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} (A_0 * \alpha * C_d) = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} S_a \right) * \left(\frac{1}{S * I} \right)$$

Al comparar los tres espectros de desplazamiento en la Figura 7.9 se observa que sí hay consistencia entre el nivel de intensidad y el desplazamiento de techo esperado, incluso considerando la amplificación de un 1,4 en el sismo de servicio.

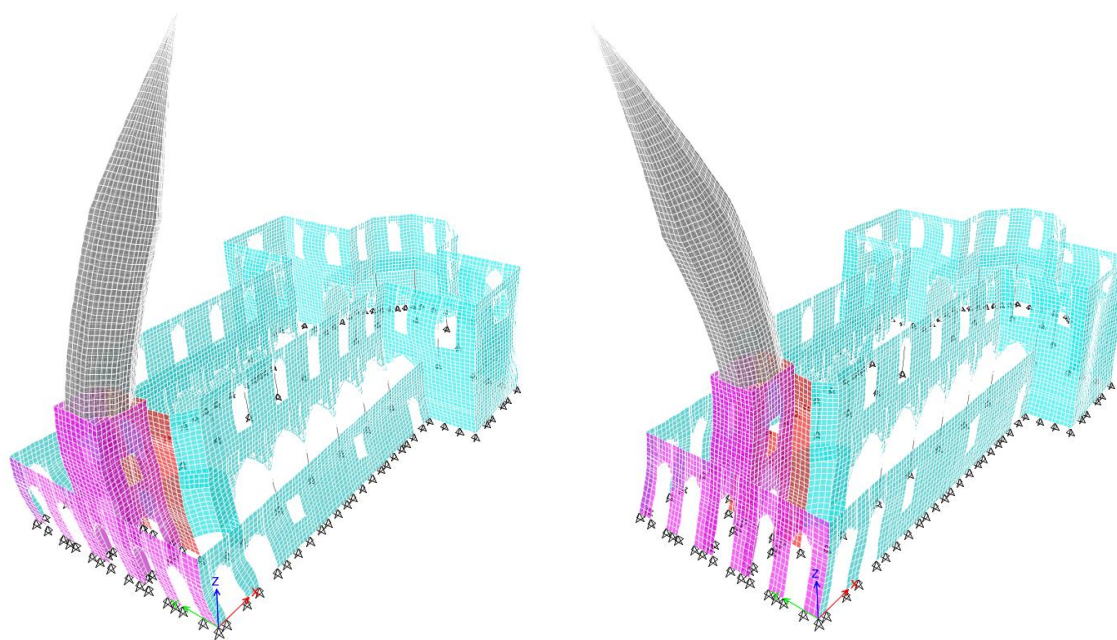
Figura 7.9 Comparación de espectros de desplazamiento en zona sísmica 2 y suelo C.



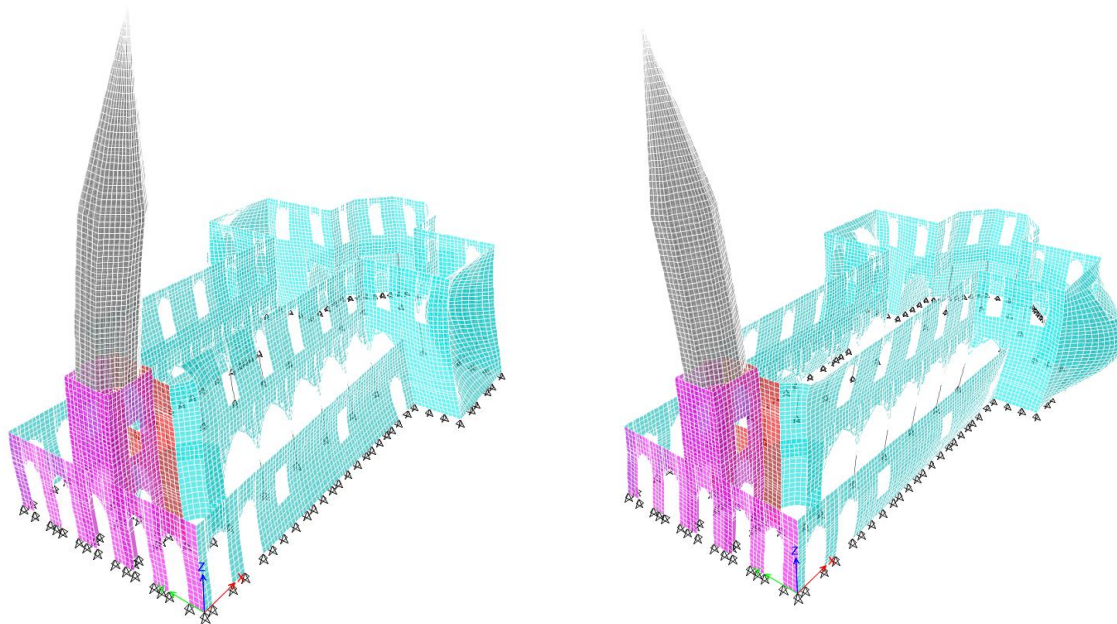
Debido a que la norma NCh3389 considera que las estructuras de albañilería están compuestas por elementos cuyo comportamiento está controlado por fuerzas, es decir, que presentan un comportamiento frágil una vez que se supera su resistencia nominal, se debe verificar que la resistencia nominal sea superior a la sollicitación sobre el elemento para los tres niveles de intensidad. Por lo tanto, debido a que los elementos deben cumplir con la sollicitación sísmica asociada al sismo máximo, la cual es la mayor según la Figura 7.9, si cumplen con este nivel de intensidad cumplirán por transitividad con los niveles de menor intensidad asociados al sismo de servicio y sismo de diseño. Esto es particular a este sistema constructivo y materialidad, en caso de utilizar otro como el acero o el hormigón armado, sí es posible que sea necesario verificar para los tres niveles de intensidad. Por lo tanto, se analizó la estructura de la Iglesia de Santa Filomena para las sollicitaciones y desplazamientos asociados al sismo máximo.

Con el objetivo determinar los desplazamientos de techo objetivo en cada una de las direcciones principales se realizó un análisis modal para obtener los periodos de vibración de la estructura. Los resultados del análisis modal se presentan en la Figura 7.10.

Figura 7.10 Resultados de análisis modal.



(a) Modo de vibrar con mayor masa en la dirección longitudinal: tercer modo con $T=0,16$ s

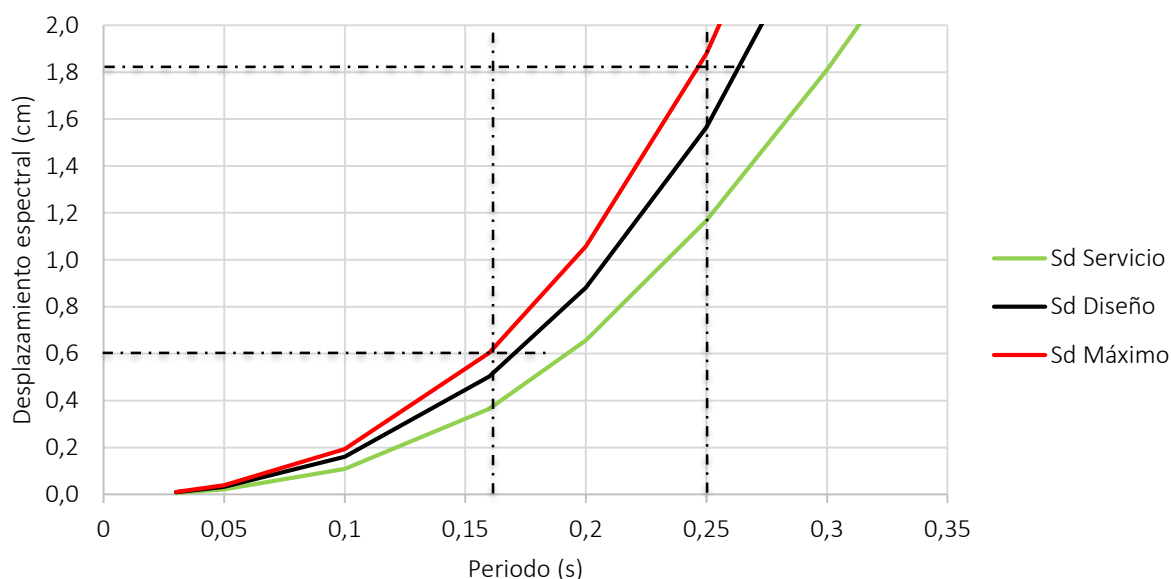


(b) Modo de vibrar con mayor masa en la dirección transversal: séptimo modo con $T=0,25$ s

Como se puede observar en la Figura 7.10, el tercer modo de vibrar de la estructura es el que mueve la mayor masa en el sentido longitudinal (X) con un periodo de 0,16 s y el séptimo modo es el que mueve la mayor masa en el sentido transversal (Y) con un periodo de 0,25 s. Debido a que el periodo de una estructura depende de su masa y rigidez, es razonable que el periodo de la estructura en el sentido longitudinal sea menor que el transversal debido a que la estructura tiene una densidad de muros de un 4% en la dirección longitudinal y un 2% en la transversal (ver Tabla 5.6), por lo tanto es más rígida en la dirección longitudinal y debería tener un menor periodo.

Con los periodos de la estructura y el espectro de desplazamiento del sismo máximo se obtuvo el desplazamiento objetivo de techo. La Figura 7.11 presenta los mismos espectros de desplazamiento que en la Figura 7.9 pero hasta el periodo 0,3 s para observar con mayor claridad la diferencia entre intensidades.

Figura 7.11 Comparación de espectros de desplazamiento en zona sísmica 2 y suelo C.



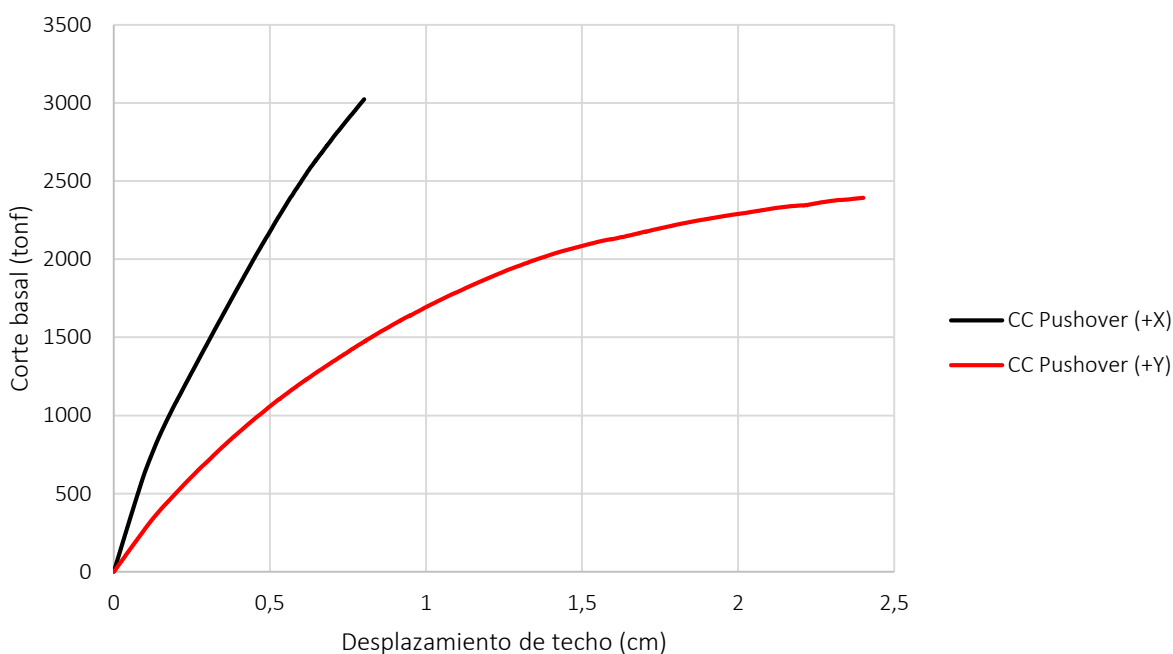
Por lo tanto, considerando los periodos obtenidos de 0,16 s y 0,25 s se obtuvo un desplazamiento espectral respectivo de 0,6 cm y 1,9 cm, que al ser amplificados por 1,3 según indica la norma NCh3389, se obtuvo un desplazamiento objetivo en la dirección longitudinal y transversal de 0,8 cm 2,4 cm, respectivamente (ver Tabla 7.4).

Tabla 7.4. Desplazamiento objetivo de techo para el sismo máximo en cada dirección.

Dirección	Periodo (s)	Desplazamiento espectral (cm)	Desplazamiento objetivo (cm)
Longitudinal (X)	0,16	0,6	0,8
Transversal (Y)	0,25	1,9	2,4

A continuación, se presenta en la Figura 7.12 la curva de capacidad de la estructura en ambas direcciones principales hasta los objetivos de desplazamiento obtenidos en la Tabla 7.4 (ver más detalle de las curvas de capacidad en el capítulo 4.1.e). La rigidez de la estructura se representa a través de la pendiente de la curva de capacidad, y como se puede ver, la curva de capacidad en la dirección longitudinal (X) presenta una mayor rigidez lateral que en la dirección transversal (Y) y con un desplazamiento de hasta 0,8 cm no logra incursionar mayormente en el rango no lineal porque la pendiente de la curva no muestra una gran variación con respecto a la pendiente en el rango lineal. En cambio, la curva de capacidad en la dirección transversal indica una menor rigidez de la estructura en esa dirección y a los 2,4 cm de desplazamiento objetivo la pendiente de la curva se aproxima a la horizontal, indicando que la estructura ha perdido la mayor parte de su rigidez lateral.

Figura 7.12 Curvas de capacidad de la estructura en sus direcciones principales.



Finalmente, para realizar el análisis no lineal estático se consideró el modelo *Total Strain Crack Model* en base a los resultados de Valledor (2016) y los desplazamientos objetivos de techo obtenidos a partir de la norma NCh3389:2020 para el sismo máximo. Según esta norma, para que la estructura cumpla con un determinado desplazamiento objetivo de techo, los muros de la estructura en esa dirección deben presentar una resistencia superior a la sollicitación impuesta por el desplazamiento objetivo para cada uno de sus mecanismos de falla. Es importante destacar que la norma NCh3389 no considera mecanismos de falla fuera del plano de los muros, lo cual será tratado más adelante en este estudio.

Previo a presentar los resultados del análisis no lineal estático es necesario destacar que los desplazamientos objetivos considerados son directamente proporcionales al nivel de aceleración sísmica. Para el caso de estudio, cuyos periodos de vibración son de 0,16 s en la dirección longitudinal y 0,25 s en la dirección transversal (ver Tabla 7.4), la estructura experimentaría una aceleración de 0,9g y 1,2g respectivamente en cada dirección según el espectro máximo de la Figura 7.5. A modo de ejemplo, una aceleración de 1,2g corresponde a un valor de aceleración del 120% de la aceleración de gravedad en la tierra “ g ”, es decir $1,2 \times 980 \text{ cm/s}^2$, igual a 1180 cm/s^2 .

Para poner en perspectiva estos valores de aceleración del sismo máximo de la normativa NCh3389:2020, la máxima aceleración horizontal registrada por un acelerómetro en el terremoto del Maule de 2010 fue de 1,25g en la ciudad de Cauquenes, región del Maule. Este valor superó en casi el doble a los valores antes registrado por el terremoto de 1985 con una aceleración máxima de 0,67g en la ciudad de Lolleo y en el terremoto de 2005 con una aceleración máxima de 0,72g en la ciudad de Pica (Saragoni, 2010). Por lo tanto, los valores de aceleración que la norma exige por el sismo máximo con respecto a la máxima aceleración registrada en Chile son de un 76% en la dirección longitudinal y un 97% en la dirección transversal.

El espectro de aceleración máxima de la norma se basa en la norma chilena de diseño de edificios con aislación sísmica NCh2745:2013. Este espectro está pensado para edificios con aislación sísmica que serán diseñados desde cero y probablemente es no adecuado para analizar templos neogóticos de albañilería simple porque son estructuras en las que se conoce su desempeño sísmico por más de 100 años y presentan periodos de vibración muy por debajo de los edificios con aislación ($T < 1 \text{ s}$), lo que produce altas aceleraciones espectrales. Es por estas razones que se propone verificar el comportamiento para un nivel de desplazamiento objetivo que sea acorde a un nivel de demanda sísmica esperada para la estructura.

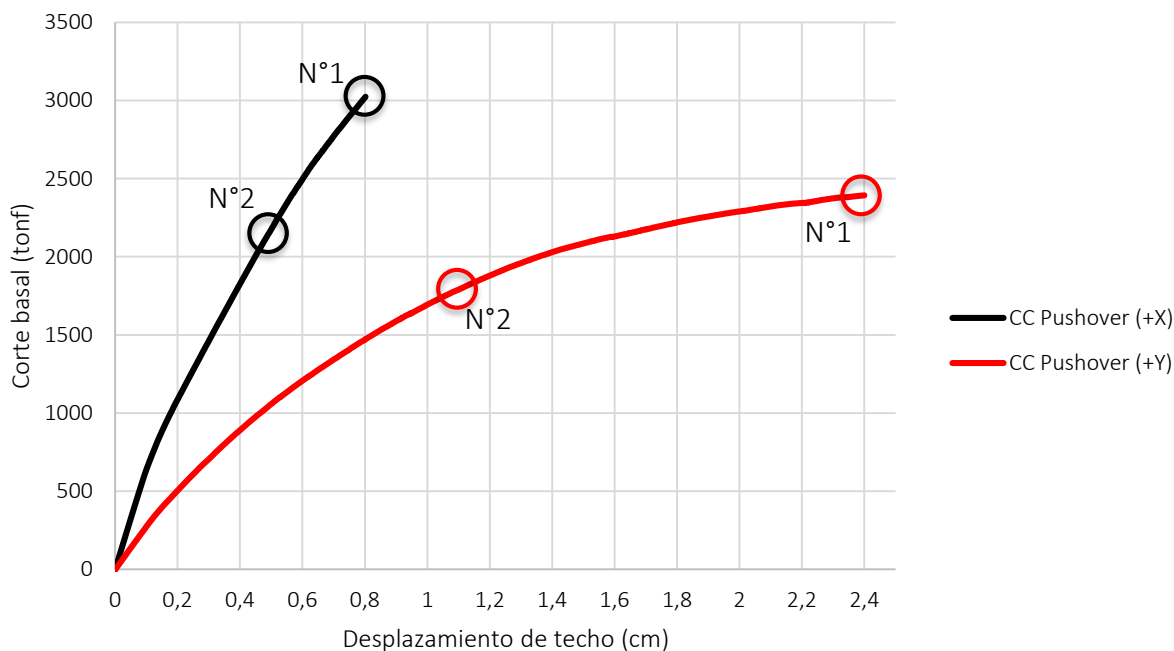
Leyton et al. (2010) determinó que para un periodo de retorno de 475 años se espera en la zona urbana de Santiago una máxima aceleración horizontal de 0,55g. En comparación, para el terremoto del Maule en el centro de Santiago se registró una aceleración máxima de 0,32g (Saragoni, 2010). La aceleración propuesta por Leyton et al. (2010) es un nivel de demanda sísmica que probablemente mejor se adecua a las necesidades y realidades de un proyecto de intervención estructural para la Iglesia de Santa Filomena. Por lo tanto, se realizó un análisis comparativo bajo ambos niveles de demanda sísmica con el objetivo de comparar los resultados.

Los desplazamientos objetivos considerados en base a la normativa NCh3389:2020 y según la aceleración propuesta para la ciudad de Santiago (Leyton et al., 2010) se presentan en la Tabla 7.5 y de forma gráfica sobre la curva de capacidad de la estructura en la Figura 7.13.

Tabla 7.5. Desplazamiento objetivo de techo según los análisis propuestos.

Análisis		Dirección	Aceleración espectral (g)	Periodo (s)	Desplazamiento espectral (cm)	Desplazamiento objetivo (cm)
N°1	NCh3389	Longitudinal (X)	0,90	0,16	0,6	0,8
		Transversal (Y)	1,20	0,25	1,9	2,4
N°2	Aceleración esperada	Longitudinal (X)	0,55	0,16	0,3	0,5
		Transversal (Y)	0,55	0,25	0,9	1,1

Figura 7.13 Curvas de capacidad de la estructura en sus direcciones principales.



Los resultados del análisis estructural no lineal estático se presentan a continuación en el capítulo 7.4.

7.4. Resultados

A continuación se presentan los resultados del análisis no lineal estático de la estructura en sus dos direcciones principales para los desplazamientos objetivos definidos anteriormente en la Tabla 7.5.

a) Análisis por tensiones

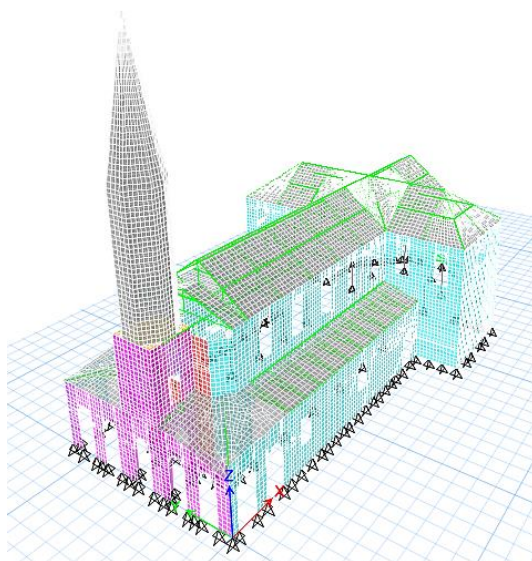
De forma preliminar, los resultados que se presentan corresponden a los valores de tensiones obtenidos en los elementos debido al desplazamiento impuesto sobre la estructura. El objetivo de esta primera etapa de análisis es contrastar los valores de tensiones obtenidos según el Análisis N°1 (según normativa) y el Análisis N°2 (aceleración propuesta). En particular se destacan las tracciones obtenidas sobre el límite de tracción de 0,12 MPa de la albañilería (ver Tabla 7.6). Adicionalmente, se comparan las zonas con concentración de tracciones sobre el límite de tracción y los daños observados en terreno.

Tabla 7.6. Propiedades mecánicas de la albañilería (resumen de Tabla 7.2).

Resistencia a compresión	Resistencia a tracción
f_c (MPa)	f_t (MPa)
2,1	0,12

Los resultados se dividen para presentar las tensiones obtenidas en los ejes orientados en la dirección longitudinal (X) y la dirección transversal (Y) debido al desplazamiento en cada una de esas direcciones. A modo de recordatorio se vuelve a presentar el modelo realizado de la estructura en la Figura 7.14.

Figura 7.14 Modelo estructural de la Iglesia de Santa Filomena.



Dirección longitudinal (X):

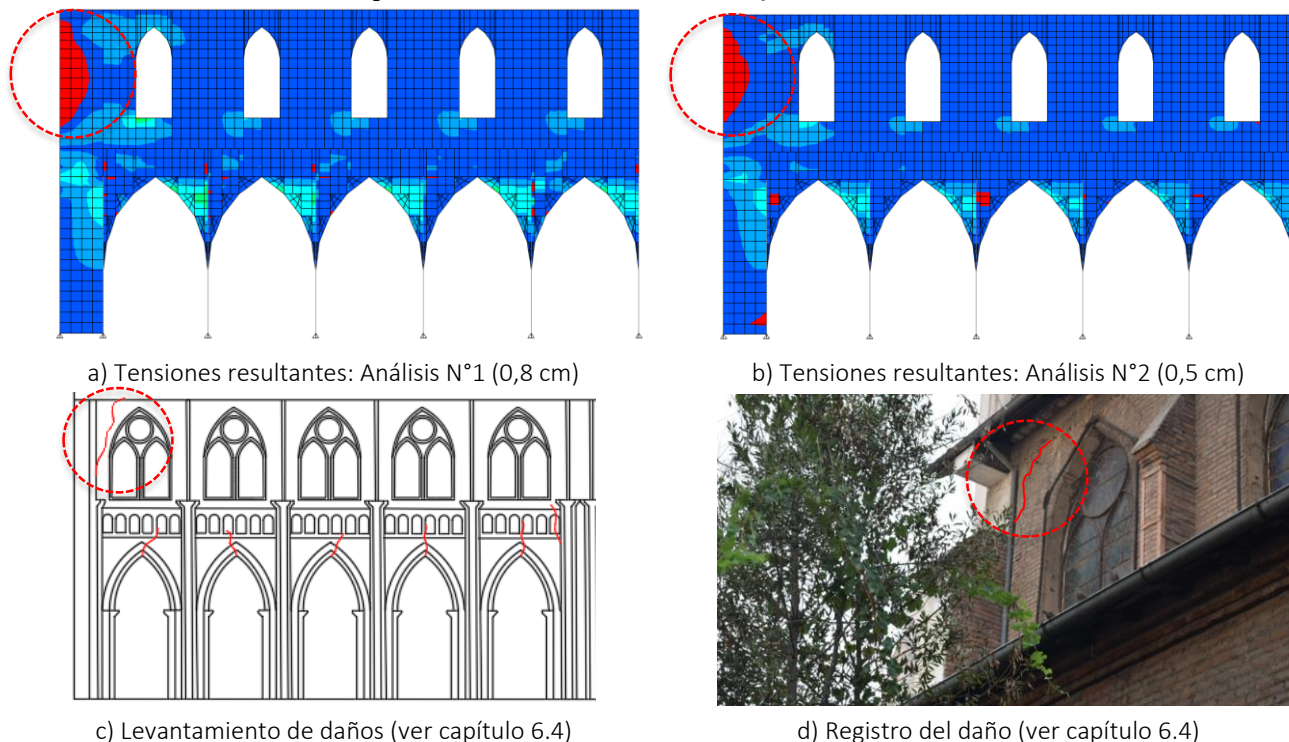
En la dirección longitudinal se presentan los resultados de tensiones resultantes en los ejes principales orientados en esa dirección debido a los desplazamientos objetivos de los análisis propuestos en la Tabla 7.7.

Tabla 7.7. Desplazamiento objetivo de techo según los análisis propuestos.

Análisis		Dirección	Desplazamiento objetivo (cm)
N°1	NCh3389	Longitudinal (X)	0,8
N°2	Aceleración esperada	Longitudinal (X)	0,5

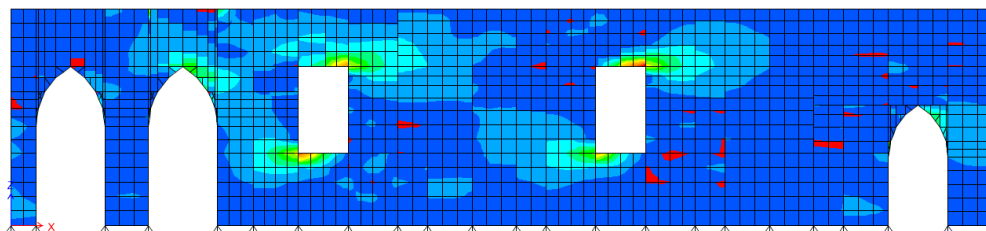
En la Figura 7.15 se presentan las tensiones resultantes en los ejes de la nave central. Como se puede observar, se produce una zona de tracciones importantes sobre el límite que corresponde a los daños observados en el costado sur. Adicionalmente, con respecto a los daños en las claves de los arcos formeros el modelo no indica que se produzca una concentración de tensiones relevantes en estos puntos.

Figura 7.15 Tensiones resultantes en ejes laterales de nave central.

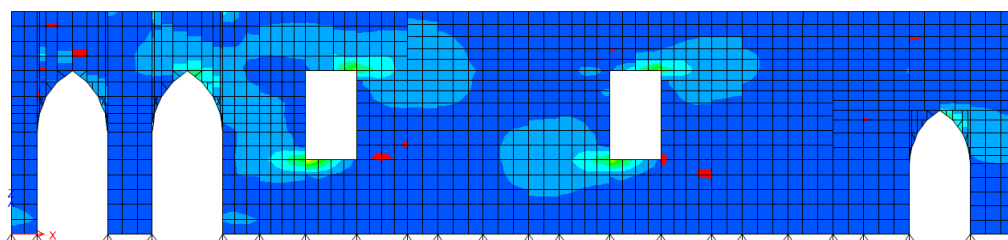


Las tensiones obtenidas en los muros de las naves laterales no presentan zonas importantes con un nivel de tracción sobre el límite (ver Figura 7.16), este resultado es consistente con los daños observados en terreno. Sin embargo, no se representa adecuadamente en el modelo el daño observado en el costado sur del muro asociado a una desconexión entre el muro lateral y los arcos del nártex.

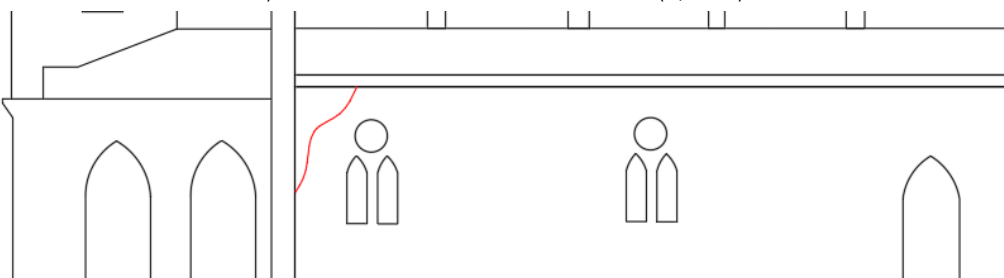
Figura 7.16 Tensiones resultantes en muros de naves laterales.



a) Tensiones resultantes: Análisis N°1 (0,8 cm)



b) Tensiones resultantes: Análisis N°2 (0,5 cm)



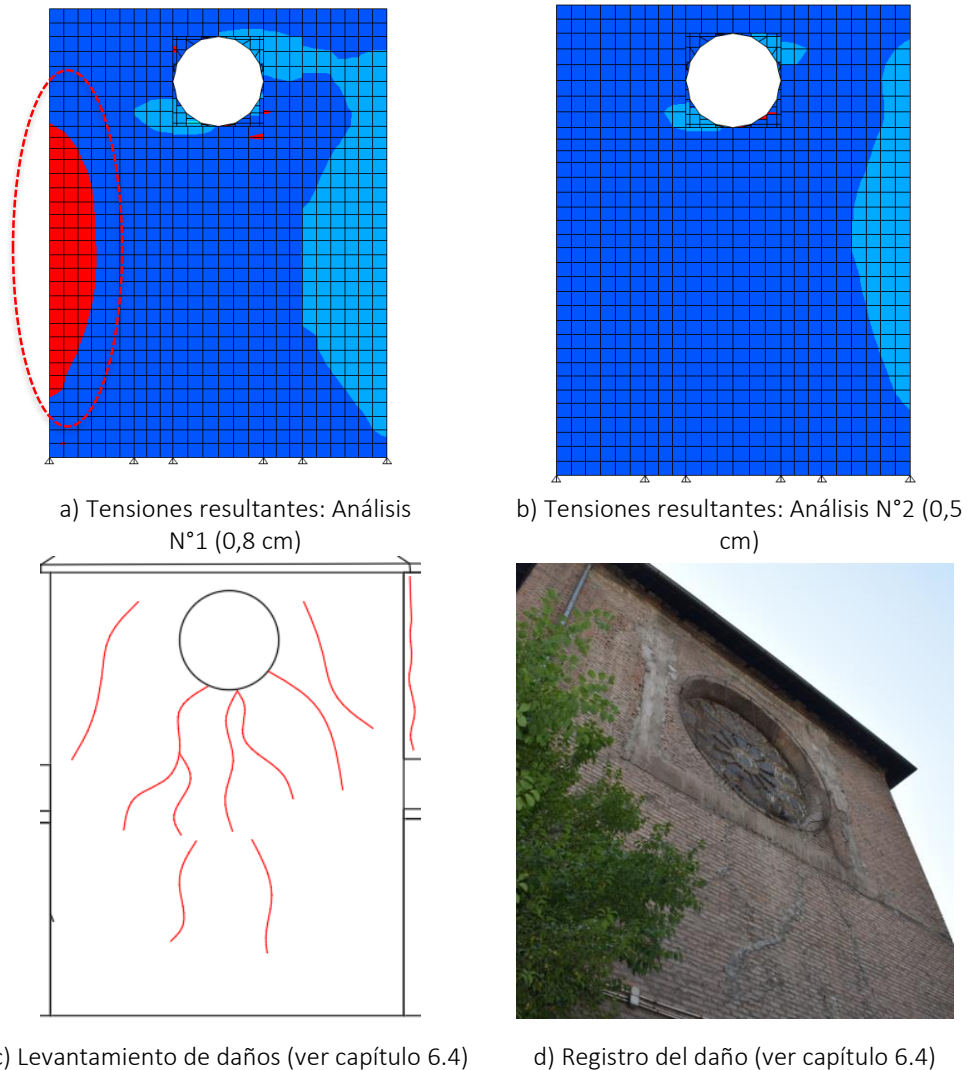
c) Levantamiento de daños (ver capítulo 6.4)



d) Registro del daño (ver capítulo 6.4)

En los muros testeros del transepto se observa que sólo se producen tracciones sobre el límite para el Análisis N°1, lo que podría correlacionarse de mejor forma a los daños observados en terreno. Sin embargo, los daños observados en el muro corresponden a daños por solicitaciones fuera del plano. Este análisis se desarrolla más adelante.

Figura 7.17 Tensiones resultantes en muros testeros del transepto.



Dirección transversal (Y):

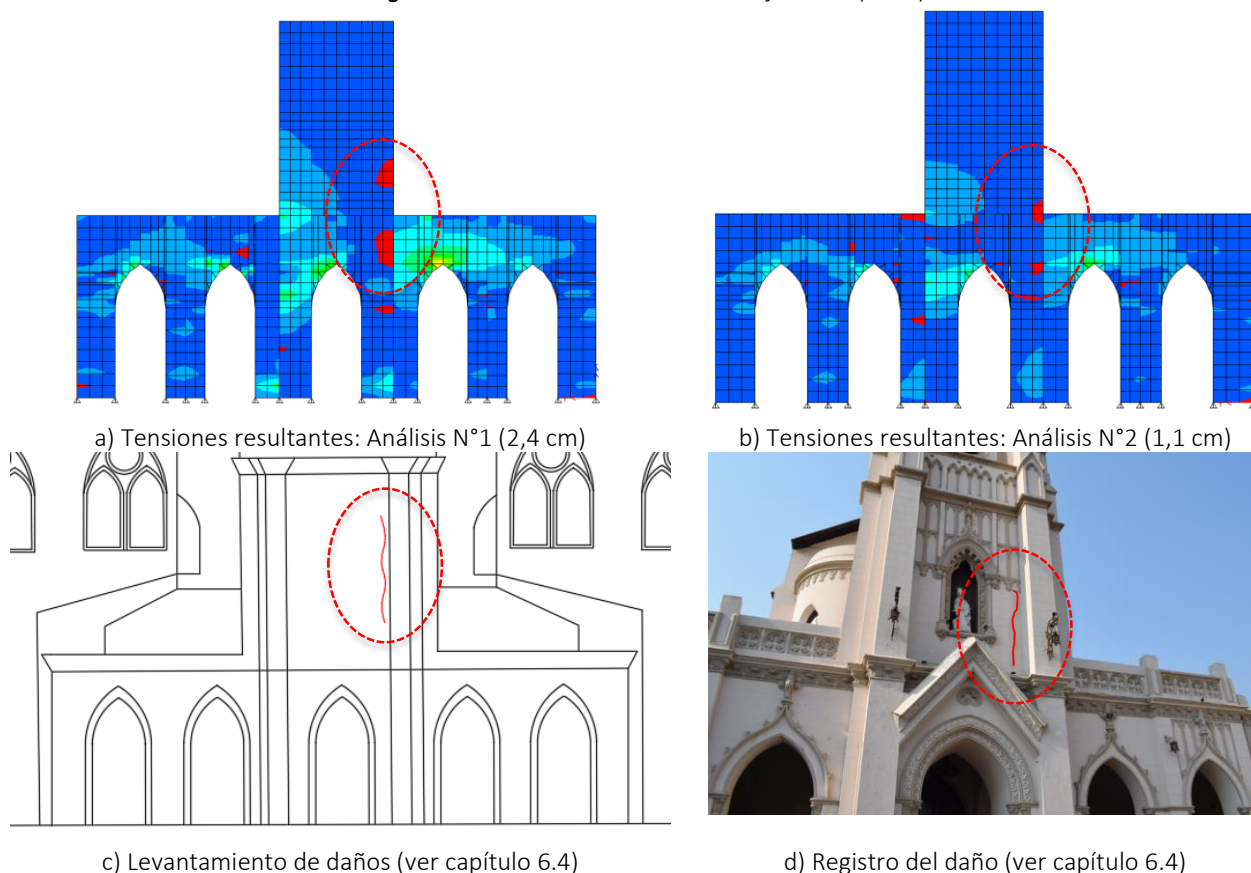
En la dirección transversal se presentan los resultados de tensiones resultantes en los ejes principales orientados en esa dirección debido a los desplazamientos objetivos de los análisis propuestos en la Tabla 7.8.

Tabla 7.8. Desplazamiento objetivo de techo según los análisis propuestos.

Análisis		Dirección	Desplazamiento objetivo (cm)
N°1	NCh3389	Transversal (Y)	2,4
N°2	Aceleración esperada	Transversal (Y)	1,1

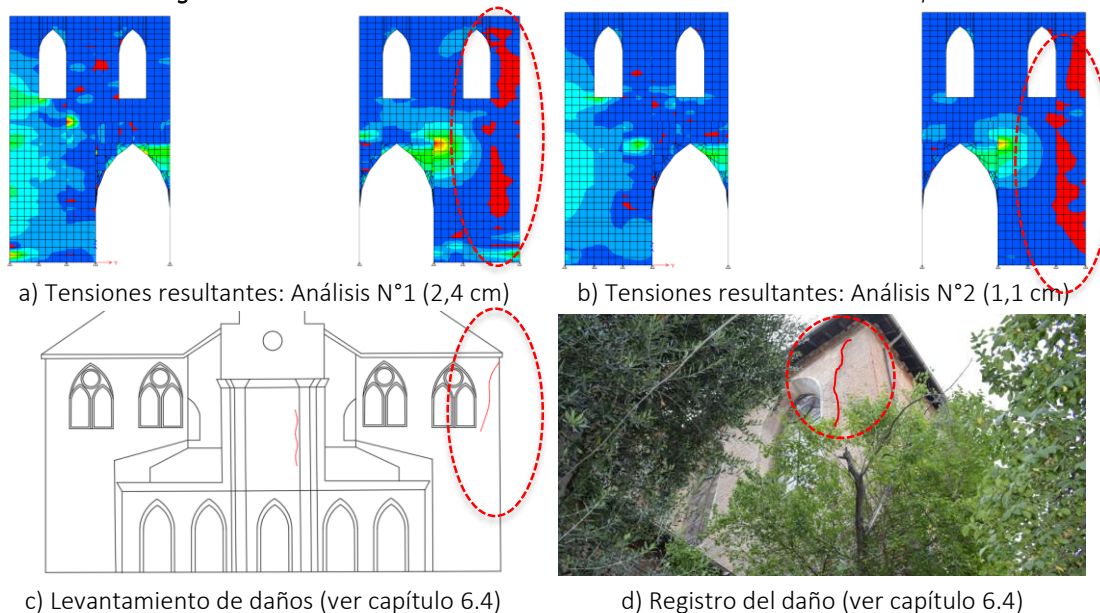
La fachada principal presenta una zona con tracciones superiores al límite en el tramo de albañilería de la torre para ambos análisis (ver Figura 7.18). Esto se relaciona adecuadamente con los daños observados en terreno.

Figura 7.18 Tensiones resultantes en fachada principal.



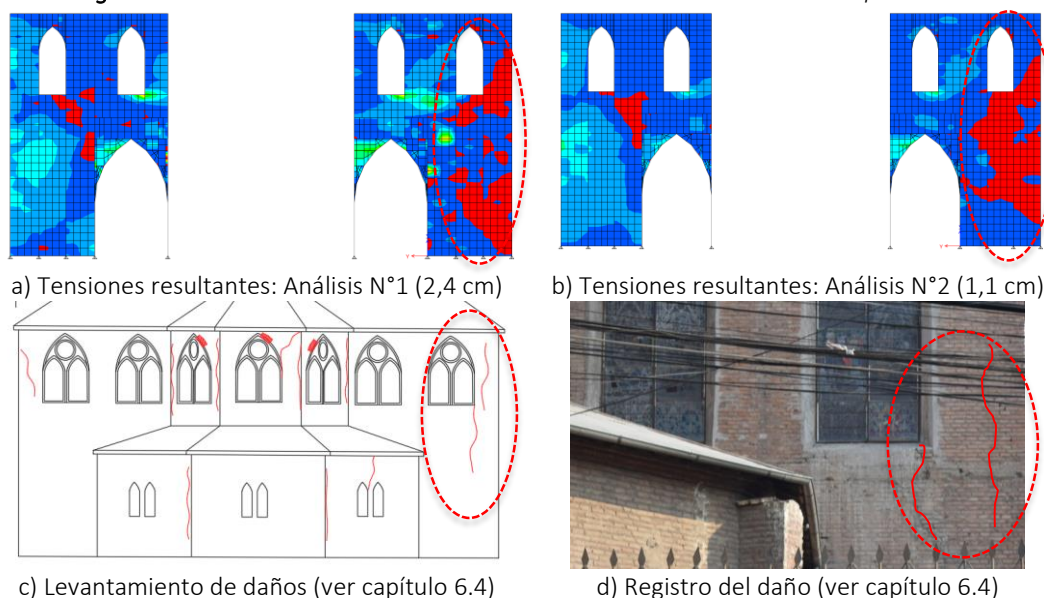
En el muro lateral sur del transepto se observa una zona con una mayor concentración de tensiones sobre el límite para ambos análisis que se relaciona con los daños observados en terreno (ver Figura 7.19).

Figura 7.19 Tensiones resultantes en muros en el costado sur del transepto.



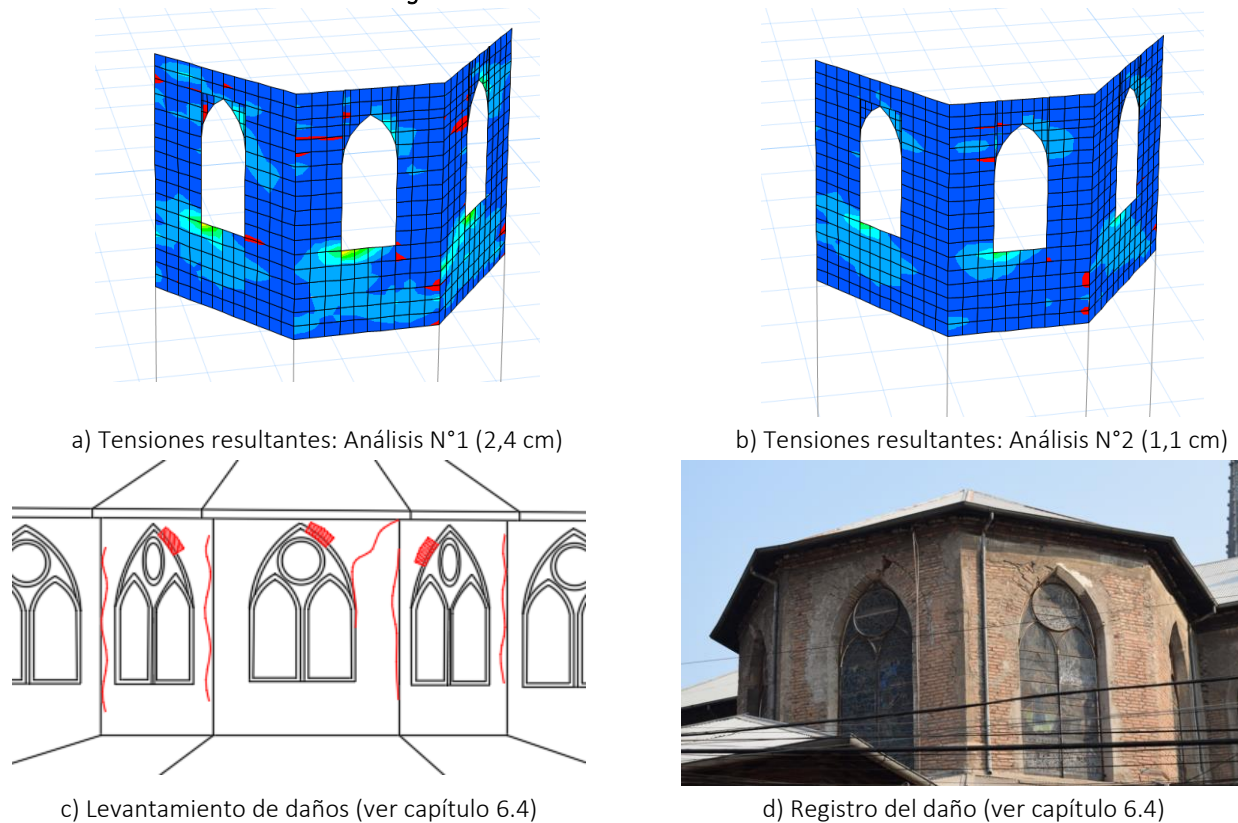
De igual forma, en el muro lateral norte del transepto se observa una zona con una mayor concentración de tensiones sobre el límite que se relaciona con los daños observados en terreno (ver Figura 7.20).

Figura 7.20 Tensiones resultantes en muros en el costado norte del transepto



Finalmente, en los muros del ábside no se obtuvieron zonas con concentración de tracciones sobre el límite para ambos análisis que permitan relacionarlas a los daños observados en terreno debido a que corresponden a fallas en las uniones de los muros (ver Figura 7.21).

Figura 7.21 Tensiones resultantes en muros del ábside.



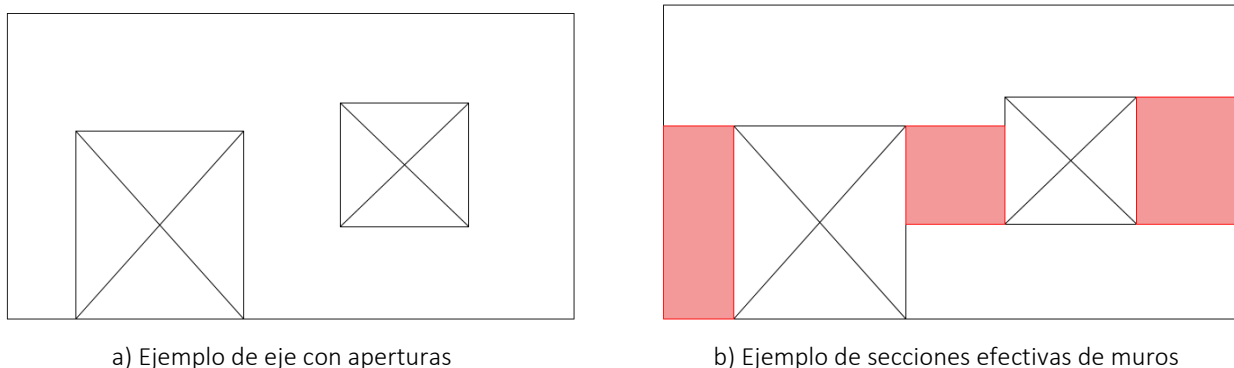
A partir de los resultados presentados es posible inferir que el método de análisis propuesto es capaz de predecir algunos de los daños observados en terreno debido a las zonas con concentración de tracciones sobre el límite de 0,12 MPa. Sin embargo, este método de análisis no es capaz de predecir mecanismos de falla fuera del plano ni la desconexión entre muros. Por lo tanto, se requiere de un método de análisis complementario.

Los resultados de tensiones obtenidos mediante los Análisis N°1 y N°2 no presentan mayor diferencia y ambos logran determinar las mismas zonas con concentraciones de tracciones en los elementos con la excepción del muro testero del transepto, pero debido a la no linealidad del análisis estructural no es directo hacer una comparación de proporcionalidad entre ambos análisis.

b) Mecanismos de falla

Adicionalmente al cálculo por tensiones, se verificó si los muros de la estructura presentarían los mecanismos de falla indicados por la normativa NCh3389 para el desplazamiento objetivo (ver ejemplos de los mecanismos en el capítulo 4.3.f). Es importante destacar que para el análisis de los muros con aperturas se consideró la sección efectiva de cada muro debido a que es el punto débil y controla su resistencia (ver Figura 7.22). Es por esta razón que en las siguientes figuras sólo se indica la sección efectiva del muro y no su sección total.

Figura 7.22 Sección efectiva de muro.

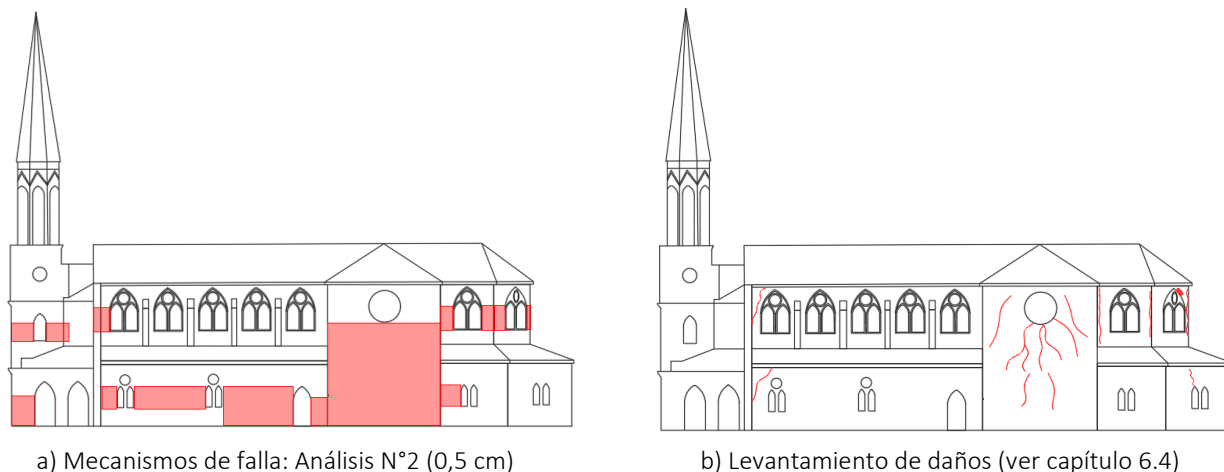


De forma preliminar se determinó a partir del análisis que no se producirían fallas en los muros por compresión vertical, lo que es consistente con los daños observados en terreno, y se determinó que el mecanismo de falla más común es por aplastamiento, lo que no es consistente con los daños observados en terreno debido a que las fallas en el plano de los muros observadas son principalmente por tracción diagonal. Es posible que esta diferencia se deba a que los valores de resistencia supuestos para la albañilería difieran de los valores reales de la estructura. Otros tipos de daños estructurales, como la desconexión entre muros o fallas fuera del plano están fuera del alcance de este método.

Se observó que la mayoría de los muros que fallarían en el Análisis N°1 también lo harían para el Análisis N°2 (ver detalle de ambos análisis en la Tabla 7.5), la diferencia radica en el “por cuanto fallarían” sobre la resistencia nominal de cada muro, sin embargo, al ser un análisis estructural no lineal la cuantificación de esta diferencia no es directa. Sin embargo, el Análisis N°2 presentó una mejor correlación de los mecanismos de falla con los daños observados en terreno. Es por esta razón que los resultados presentados a continuación se realizaron para el Análisis N°2 el cual se basa en la aceleración esperada en la zona urbana de Santiago e indican de forma esquemática los muros de la estructura que presentarían un mecanismo de falla por aplastamiento o por tracción diagonal.

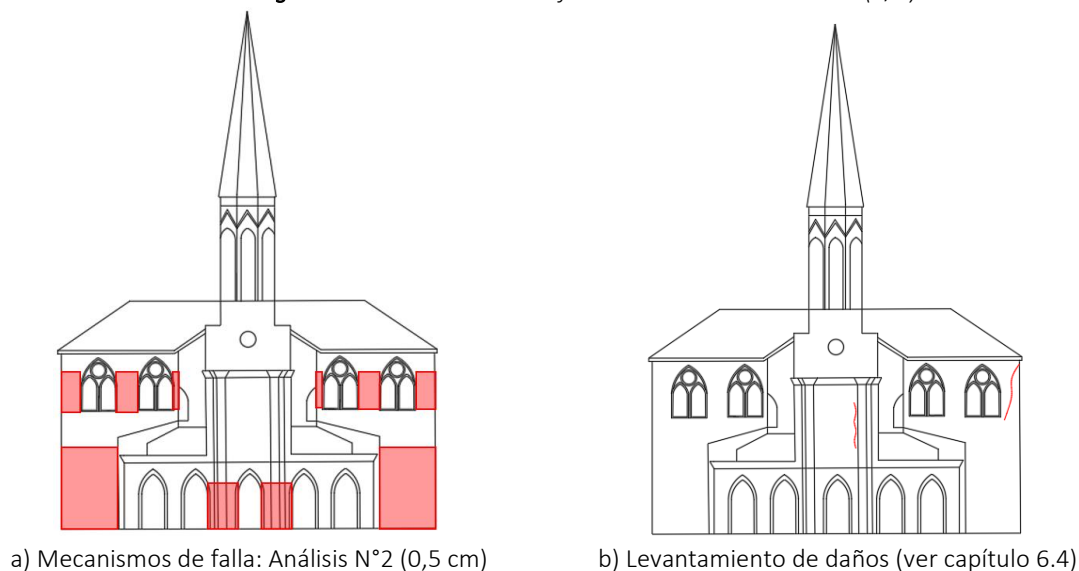
Según este análisis, gran parte de los muros en el sentido longitudinal de la estructura presentaría algún mecanismo de falla debido a las sollicitaciones del Análisis N°2 (ver Figura 7.23). Se observa una correlación adecuada con la ausencia de daños en los muros del claristorio y con los daños en los muros del ábside. Sin embargo, según el análisis los muros de las naves laterales deberían presentar un mecanismo de falla, lo que no es consistente con lo observado en terreno como se indicó anteriormente.

Figura 7.23 Mecanismos de falla en muros longitudinales.



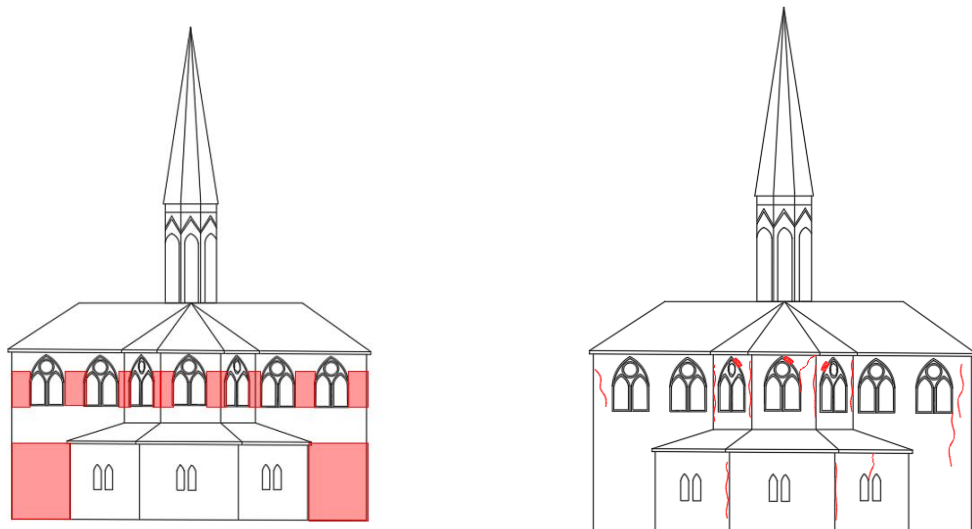
Los pilares en el nártex bajo la torre y los muros del costado del transepto presentarían un mecanismo de falla por aplastamiento, lo que no es consistente con los daños observados en terreno (ver Figura 7.24).

Figura 7.24 Mecanismos de falla en muros transversales (1/2)



Los muros del costado norte del transepto y en el ábside presentarían mecanismos de falla que son mayormente consistentes con los daños observados en terreno (ver Figura 7.25).

Figura 7.25 Mecanismos de falla en muros transversales (2/2)



a) Mecanismos de falla: Análisis N°2 (0,5 cm)

b) Levantamiento de daños (ver capítulo 6.4)

La verificación de los mecanismos de falla según la normativa permitió definir los elementos que podrían presentar una falla ante la aceleración esperada en Santiago de 0,55g y comparar estos elementos con los daños observados en terreno. De forma general se observó una correlación razonable entre los mecanismos de falla y los daños estructurales en los muros por fallas dentro del plano. Sin embargo, me obtuvo una mejor correlación mediante el análisis por tensiones.

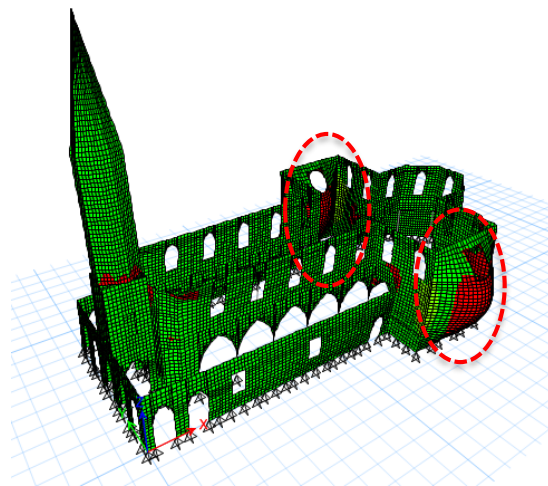
c) Análisis fuera del plano

Con respecto a los mecanismos de falla fuera del plano y desconexiones entre elementos, estos no pueden ser determinados a partir de un análisis no lineal estático (ASCE/SEI 41, 2013). Sin embargo, para el objetivo de desempeño de seguridad de la vida (SV) las fisuras en muros de albañilería simple debido a fuerzas inerciales perpendiculares al plano del muro son aceptables siempre y cuando no pongan en riesgo la estabilidad del muro ante cargas dinámicas, y para el objetivo de desempeño de prevención del colapso no es necesario verificar la estabilidad de los muros fuera del plano si la razón entre la altura del muro h y su espesor t es menor a 13 (ASCE/SEI 41, 2013). Considerando que el espesor de los muros es de 70 cm, la altura máxima de los muros podría ser de hasta 910 cm. Este límite sólo se supera en los muros testeros de los transeptos debido a su altura de 1500 cm.

$$\frac{h}{t} < 13$$

Como un análisis complementario, es posible determinar a partir de un análisis modal de la estructura los elementos de menor rigidez fuera del plano. En base a la Figura 7.26, la cual indica los elementos que dada su baja rigidez presentarían un mayor desplazamiento ante una sollicitación fuera del plano, se puede observar que en los muros testeros del transepto se concentran los mayores desplazamientos, lo que es consistente con el incumplimiento de esbeltez y los tipos de daños observados en terreno.

Figura 7.26 Resultado de análisis modal para estimar elementos con baja rigidez fuera del plano.



A partir de los resultados obtenidos de los métodos complementarios de análisis estructural realizados, el siguiente paso es analizar la vulnerabilidad de sísmica de la Iglesia de Santa Filomena.

7.5. Análisis de vulnerabilidad sísmica

A partir del diagnóstico estructural realizado en el capítulo 6.4, el cual se basó en un levantamiento de las intervenciones y de los daños estructurales, se determinó que los daños observados corresponden a patrones de falla asociados a los distintos macroelementos de la estructura tales como; volcamiento de la fachada, desplazamiento de columnas, volcamiento de muro testero del transepto, falla en muro testero del transepto, volcamiento del ábside y la falla de la torre.

El método de análisis según las tensiones obtenidas sobre el límite de tracción de la albañilería de 0,12MPa permitió predecir adecuadamente que las zonas con concentración de tracciones corresponden a fallas dentro del plano de los muros observadas en terreno. Sin embargo, este método de análisis no es capaz de predecir fallas fuera del plano ni la desconexión entre muros.

La verificación normativa de los mecanismos de falla permitió definir los elementos que podrían presentar un mecanismo de falla dentro del plano y comparar estos elementos con los daños observados en terreno. De forma general, se obtuvo una correlación razonable entre los mecanismos de falla y los daños estructurales observados en terreno. Sin embargo, el análisis sobrestimó las fallas por aplastamiento debido a que en la mayoría de las fallas observadas en terreno corresponden a fallas por tracción diagonal. Es posible que esta diferencia se deba a los valores de resistencia supuestos de la albañilería.

Se determinó que los muros testers del transepto no cumplen con el límite normativo de esbeltez para solicitaciones fuera del plano (ASCE/SEI 41, 2013). A partir análisis modal y el tipo de daño observado en estos muros se reafirma que presentan una condición vulnerable ante una sollicitación fuera del plano.

Los daños observados en la Iglesia de Santa Filomena son moderados y corresponden a la activación de mecanismos por fallas dentro y fuera del plano de los muros, lo que es consistente con la baja densidad de muros y la alta esbeltez de estos. Por lo tanto, para evitar el colapso de los distintos macroelementos de la estructura y proteger el patrimonio construido, se deben tomar medidas preventivas para la reducción de la vulnerabilidad sísmica mediante el método propuesto en el capítulo 8.

8. Reducción de vulnerabilidad sísmica

Los resultados obtenidos en el capítulo anterior permiten concluir que la Iglesia de Santa Filomena dada su tipología constructiva, propia de los templos neogóticos de albañilería simple, presenta elementos vulnerables. Es por esta razón que se propone un método para la reducción de la vulnerabilidad sísmica basado en la norma chilena NCh3389:2020 mediante una intervención estructural que minimice el impacto sobre la estructura, conservando sus valores y atributos arquitectónicos. Debido a la forma en la que se desarrolla la propuesta de reducción de vulnerabilidad sísmica, esta busca ser aplicable a todas las estructuras de albañilería simple, sin ser exclusivo a templos o de un estilo arquitectónico en particular.

8.1. Criterios de intervención

La salvaguarda de los valores “estéticos e históricos” de las estructuras patrimoniales se reconoce a partir de la Carta de Venecia de 1964 (ICOMOS, 1965) y los principios del comité ISCARSAH en la Carta de Zimbabwe de 2003 (ICOMOS, 2003). Ambas cartas presentadas por ICOMOS (International Council on Monuments and Sites) definieron los criterios necesarios a considerar al momento de intervenir una estructura de valor histórico respetando sus valores y atributos. Cuando se interviene una estructura de valor histórico, la seguridad estructural deseada va más allá de solo evitar fallas estructurales y la pérdida de vidas. Es también necesaria “la salvaguarda de los valores intrínsecos del inmueble” (Mondragón y Lourenço, 2012).

Los criterios de intervención de ICOMOS no están explicitados con un solo concepto ni ordenados por jerarquía de importancia porque para cada estructura en su contexto particular el equipo de profesionales utilizará los criterios de intervención de forma diferente para lograr el objetivo final, que es el de restaurar el elemento construido en su conjunto. En la Tabla 8.1 se presentan los criterios de intervención interpretados por la normativa chilena y diferentes autores.

Tabla 8.1. Criterios de intervención.

Criterio N°	NCh3389:2020	Mondragón y Lourenço (2012)	Palazzi (2019)
1	Integridad	Seguridad estructural	-
2	Autenticidad	Autenticidad estructural	Autenticidad
3	Mínima intervención	Mínima alteración o impacto	Mínima intervención
4	Compatibilidad	Compatibilidad	Compatibilidad
5	Reversibilidad	Reversibilidad y remoción	Reversibilidad
6	Diferenciación	No sea invasor	Diferenciación
7	Respeto por la pátina	Monitorización	-

La Carta de Venecia de 1964 (ICOMOS, 1965) indica en su Artículo 13 que “los añadidos no deben ser tolerados en tanto no respeten todas las partes interesantes del edificio, su trazado tradicional, el equilibrio de composición y sus relaciones con el medio ambiente”. Esto puede ser entendido en parte como la “no alteración de la forma de la estructura”, similar a lo propuesto en el presente estudio. Sin embargo, es posible notar que no coincide con ninguno de los criterios expuestos en la Tabla 8.1 debido a que generalmente la componente arquitectónica es disociada de la estructural aun cuando el enfoque de restauración de una estructura histórica siempre debe ser integral.

Al comparar los criterios de la Tabla 8.1, se seleccionaron cinco criterios de intervención mínimos a cumplir que permitieron definir una base para los lineamientos de intervención. La definición de cada uno de los criterios puede tener distintos matices y se considerarán como aplicables dentro del marco de esta investigación.

N°1) Autenticidad: La autenticidad se refiere a la integridad de los elementos de una estructura como reflejo de una tecnología constructiva propia de su época. Por lo tanto, los principios fundamentales del comportamiento de la estructura y su materialidad original deben ser preservados.

N°2) Mínima intervención: Las intervenciones deben causar el mínimo impacto sobre la estructura y la incorporación de nuevos elementos puede ser justificada mediante un análisis costo beneficio si logra mejorar el nivel de seguridad estructural.

N°3) Compatibilidad: El método de intervención y los materiales utilizados deben ser compatibles con los originales. Las reparaciones o refuerzos incorporados no deben producir un deterioro físico o químico de la estructura ni producir nuevos puntos de vulnerabilidad por incompatibilidad de rigideces.

N°4) Reversibilidad: La intervención propuesta debe ser reversible, permitiendo en un futuro reemplazar la solución por otra más adecuada a la estructura. Debido a que no es factible que una intervención pueda ser revertida sin ningún impacto en la estructura, este criterio también puede ser entendido como “retractabilidad de la intervención”.

N°5) Seguridad estructural: En caso de que la estructura presente daños, la intervención debe tomar en cuenta los posibles daños artísticos y culturales en la estructura y priorizar la salvaguarda de los valores intrínsecos del inmueble.

8.2. Lineamientos de intervención

Los lineamientos de intervención propuestos tienen como objetivo guiar el proyecto de intervención de reducción de la vulnerabilidad sísmica de una estructura a través de un método que considera mediante un análisis de costo y beneficio de la resistencia y los criterios de intervención.

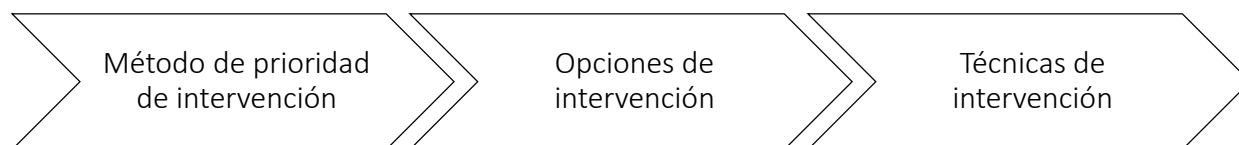
La normativa chilena de intervención en construcciones patrimoniales NCh3389:2020 indica lo siguiente:

“El sistema resistente debe proporcionar un nivel adecuado de redundancia, de modo que cualquier falla local no genere un colapso total o inestabilidad de la estructura”.

Es adecuado considerar en estructuras patrimoniales que una intervención no necesariamente requiere de reparar o reforzar cada uno de los elementos vulnerables para lograr un desempeño objetivo si esta intervención no cumplirá con los criterios de intervención de estructuras patrimoniales. El objetivo principal de una intervención de refuerzo por vulnerabilidad sísmica es evitar la activación de mecanismos de colapsos locales dentro y fuera del plano de los muros y asegurar que la estructura presente un comportamiento de caja.

Los lineamientos propuestos permiten responder tres preguntas al momento de planificar un proyecto de intervención de reducción de la vulnerabilidad sísmica: ¿Sobre qué elementos debería priorizar la intervención?, ¿Cuáles son las opciones de intervención disponibles? y ¿Qué técnicas de intervención son adecuadas para la tipología? En la Figura 8.1 se presenta un esquema de las etapas de los lineamientos.

Figura 8.1 Etapas de lineamientos.



a) Método de prioridad de intervención

El método de prioridad define el proceso de selección de los elementos a intervenir mediante un sistema de puntaje para cada elemento que depende de los daños estructurales visuales, del análisis sísmico y de su relevancia estructural. En función de estos, se define el conjunto de elementos de mayor vulnerabilidad sobre los cuales una intervención estructural es prioritaria, y a partir del mismo método definir los elementos con menor vulnerabilidad, donde la acción de intervenirlos es de carácter secundaria e incluso determinar los elementos que sería mejor no intervenir. El sistema de puntaje considera dos parámetros principales para cada muro: el daño estructural y la relevancia estructural (ver más detalle en la Tabla 8.2).

El parámetro de daño estructural α depende tanto del daño observado en terreno como del daño predicho por el análisis sísmico con el objetivo de poder complementar la información sobre el elemento de forma integral. A modo de ejemplo, si no se observan daños en un muro a pesar de que el modelo estructural prediga que sí fallará, este obtendrá un bajo puntaje α debido a que es recomendable no intervenir un muro que en la realidad no presenta daños. En cambio, si tanto el modelo como las observaciones en terreno indican que el muro falla, este obtendrá un mayor puntaje entendiendo que al utilizar ambas fuentes de información se obtiene una mejor correlación del nivel de daño o de vulnerabilidad del muro.

El parámetro de relevancia estructural β cuantifica la relevancia del elemento al sistema sismorresistente a partir del aporte en rigidez del muro a la rigidez total de la estructura. La relevancia está parametrizada a través del área del muro con respecto al área total de muros en la misma dirección. Este parámetro actúa como un ponderador del daño estructural α , debido a que en función de la relevancia estructural se amplifica el puntaje del elemento, y en consecuencia se prioriza la intervención de elementos con mayor aporte a la rigidez lateral.

Del producto de ambos parámetros se obtiene un puntaje de prioridad Q , el cual en función de su valor se define si la intervención del elemento es una acción prioritaria o secundaria en el proceso de reducción de la vulnerabilidad sísmica de la estructura (ver Tabla 8.3).

$$Q = \alpha \times \beta$$

Donde:

Q : Puntaje de prioridad

α : Factor nivel de daño

β : Factor de relevancia estructural

El puntaje de prioridad Q de un determinado muro se obtiene a partir de los valores de los factores α y β según la Tabla 8.2.

Tabla 8.2. Detalle de puntuación.

Parámetro	Puntaje			
	Observado	Descripción del daño	Predicho ^(a)	Factor α
Daño estructural	Sin daño	-	Sin falla	0
			Falla	0
	Daño Tipo 1	Mecanismo de falla dentro del plano no relacionado al posible colapso de un macroelemento	Sin falla	1
			Falla	2
	Daño Tipo 2	Mecanismo de falla fuera del plano o falla relacionada al posible colapso de un macroelemento	-	3
	Relevancia estructural	Área del elemento ^(b)		
A \leq 1%			1	
1% < A < 5%			2	
5% \leq A			4	

(a) La falla se determina si en alguno de los mecanismos de falla del elemento se obtiene una resistencia menor a la sollicitación

(b) El área del muro con respecto a la suma de las áreas del resto de los muros en la misma dirección

Finalmente, en la Tabla 8.3 entregan los rangos del puntaje de prioridad Q y en base a su valor se define el nivel de prioridad de intervención para cada uno de los muros. Por ejemplo, un muro que presenta daños del Tipo 1 y el análisis estructural indica que el muro no fallaría recibe un puntaje de $\alpha = 1$ y si su área en planta con respecto al resto de los muros en la misma dirección es de un 3% recibirá un puntaje de $\beta = 2$. Por lo tanto, su puntaje de prioridad es $Q = 1 \times 2 = 2$ y en consecuencia, durante el proceso de reducción de la vulnerabilidad sísmica de la estructura se recomienda no intervenir este muro. Los valores límites 2 y 6 de la Tabla 8.3 se definieron a partir de un proceso iterativo hasta obtener un resultado razonable y para una mejor validación se requiere analizarlos para distintas estructuras de albañilería simple, lo que debe ser corroborado en un estudio posterior.

Tabla 8.3. Resultados del método de prioridad.

Q	$\alpha \times \beta$
Puntaje	Acción
$0 < Q \leq 2$	No intervenir
$2 < Q < 6$	Intervención secundaria
$6 \leq Q$	Intervención prioritaria

Los valores de los factores α y β en el método del puntaje de prioridad debe ser analizados caso a caso para cada elemento, porque ciertos elementos pueden tener una baja relevancia estructural si solo se analiza su área en planta, pero si la falla de ese elemento desencadena el colapso local de la estructura, su relevancia debe ser considerada mayor en el análisis. Este método busca dar una guía general aplicable en estructuras de albañilería simple cuyo comportamiento estructural depende principalmente de la resistencia de sus muros.

b) Opciones de intervención

El objetivo del presente capítulo es definir un conjunto de opciones de intervención que sean adecuadas para estructuras de albañilería simple. La normativa chilena de intervención en construcciones patrimoniales NCh3389:2020 y la normativa italiana de validación y reducción del riesgo sísmico del patrimonio cultural (DPCM, 2011) presentan las siguientes opciones de intervención (ver Tabla 8.4).

Tabla 8.4. Opciones de intervención normativas.

Opciones de intervención		
N°	Norma chilena NCh3389:2020	Norma italiana DPCM (2011)
1	Modificación local de componentes	Incorporación de un nuevo elemento
2	Aumento de rigidez lateral	Modificación de parte o la totalidad de los elementos resistentes
3	Refuerzo de la estructura	
4	Reducción de masa	Reducción de la masa
5	Sistema de aislación sísmica	Sistema de protección pasiva de aislación o disipación sísmica
6	-	Limitación o cambio de uso de la estructura

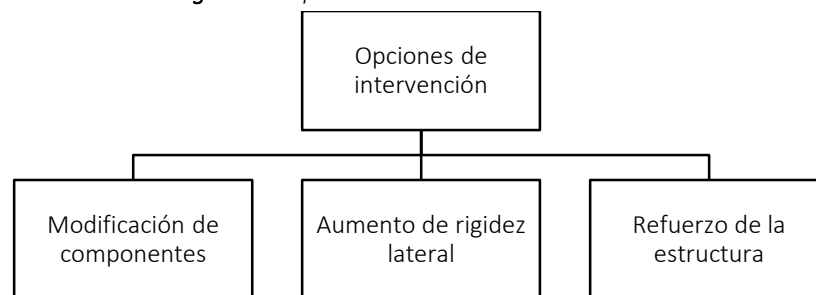
La opción de reducción de masa (opción N°4) no es una opción recomendada debido a que la mayor parte de la masa en las estructuras de albañilería simple se debe a sus muros y la eliminación de estos es generalmente incompatible al menos con los criterios de autenticidad y de mínima intervención. En la Iglesia de Santa Filomena la masa de los muros corresponde a un 80% de la masa total de la estructura, el 20% restante es debido a la masa de la torre y la techumbre.

Con respecto a los sistemas de aislación o disipación sísmica (opción N°5), Gkournelos (2022) recalca que el proceso necesario para incorporar aisladores sísmicos bajo una estructura es de un costo altísimo y que la experiencia en el uso de sistemas de disipación sísmica para estructuras de albañilería simple es escasa. Adicionalmente, la opción de la incorporación de un sistema de aislación sísmica no se ha aplicado aún en Chile a una estructura patrimonial, por lo tanto, si bien es factible el diseño teórico de un sistema de protección sísmica se recomienda no utilizar esta opción hasta evaluar su desempeño real.

La opción de limitación de cambio de uso de la estructura (opción N°6) no se propone en la normativa chilena (aunque podría relacionarse con la categoría de reducción de la masa). En estructuras vulnerables de múltiples pisos con aglomeración de personas es una opción viable, sin embargo, en estructuras que no cuentan con pisos superiores el peso de las personas y muebles descarga inmediatamente sobre el radier. Por lo tanto, para la tipología en estudio esta no es una opción que produzca algún efecto.

De las opciones de intervención presentadas en la Tabla 8.4 se considera que tres de estas son las que mejor se podrían ajustar a los criterios de intervención: la modificación local de componentes, el aumento de rigidez lateral y el refuerzo de la estructura (ver Figura 8.2).

Figura 8.2 Opciones de intervención consideradas.



La opción de modificación local tiene como objetivo reforzar o reparar un elemento particular que podría presentar daños en una estructura con un comportamiento global adecuado. Por lo tanto, esta es una opción de mayor compatibilidad con los criterios de intervención patrimoniales. En cambio, si una estructura presenta un problema global tanto en rigidez o en resistencia, las opciones de aumento de rigidez lateral o el refuerzo de la estructura tienen como objetivo modificar su comportamiento global y la intervención deberá ser ajustada para cumplir con los criterios de intervención definidos (como se verá en el capítulo 8.3).

En el siguiente capítulo se revisarán las técnicas de intervención disponibles para la reducción de la vulnerabilidad sísmica.

c) Técnicas de intervención

Las opciones de intervención que buscan mejorar el desempeño estructural son llevadas a cabo mediante la ejecución de una técnica de intervención o un conjunto de ellas. Existen diversas técnicas y cada una tiene una función específica con ciertas ventajas y desventajas. Para definir inicialmente el conjunto de técnicas utilizadas y estudiadas en estructuras históricas de albañilería simple se revisaron los estudios de Valluzzi (2006), Ghiga (2018), Palazzi (2019) y Hafner (2023) y se realizó un catastro para evaluar las técnicas (ver Tabla 8.5). Ver la definición de cada una de las técnicas en el glosario de la Tabla 8.6.

Tabla 8.5. Técnicas de intervención revisadas.

N°	Valluzzi (2006)	Ghiga (2018)	Palazzi (2019)	Hafner (2023)
1	FRP exterior	FRP exterior	FRP exterior	FRP exterior
2	Rejuntado	-	Rejuntado	Rejuntado
3	Rejuntado reforzado	Rejuntado reforzado	Rejuntado reforzado	-
4	Descoser y coser	-	Descoser y coser	Descoser y coser
5	Inyección de mortero		Inyección de mortero	Inyección de mortero
6	Tirantes		Tirantes	Tirantes
7	-	Malla FRCM	Malla FRCM	Malla FRCM
8		-	Malla de acero	Malla de acero
9	Confinar pilares		Confinar pilares	-
10	Confinar aperturas		Confinar aperturas	
11	Grapas		Grapas	
12	Contrafuertes		Contrafuertes	
13	Cross bracing		Cross bracing	
14	Incorporar cadenas		Incorporar cadenas	
15	Post tensado	-	-	
16	Refuerzo de tendel			
17	FRP Proyectado			

Las definiciones de las técnicas presentadas en la Tabla 8.5 se entregan en el glosario de la Tabla 8.6.

Tabla 8.6. Glosario de técnicas de intervención revisadas.

N°	Nombre	Definición(*)
1	FRP exterior	Los FRP (Polímeros Reforzados con Fibras) son materiales compuestos por fibras en una matriz en base de resinas. Las fibras más comúnmente utilizadas son fibra de vidrio, carbono, basalto o acero. Esta técnica utiliza FRP aplicados por el exterior de los elementos para reforzarlos.
2	Rejuntado	Retiro del mortero dañado y su reemplazo por uno nuevo.
3	Rejuntado reforzado	Similar al rejuntado pero se incorporan elementos de refuerzo a lo largo del tendel como barras de acero o de FRP.
4	Descoser y coser	Retirar unidades dañadas y reemplazarlas por otras de propiedades similares en resistencia y rigidez.
5	Inyección de mortero	Inyección de mortero al interior de la albañilería mediante perforaciones.
6	Tirantes	Elementos de madera, hierro o acero que permiten evitar la desconexión de muros y fallas fuera del plano.
7	Malla FRCM	Malla exterior de FRP adosada al muro mediante una matriz inorgánica de cemento o cal.
8	Malla de acero	Malla reticulada de barras de acero estructural adosadas al muro para mejorar resistencia y ductilidad.
9	Confinar pilares	Confinar pilares mediante elementos metálicos, comúnmente argollas de acero.
10	Confinar aperturas	Confinar aperturas mediante elementos de hormigón para mejorar ductilidad.
11	Grapas	Elementos metálicos perpendiculares al muro que permiten evitar fallas fuera del plano.
12	Contrafuertes	Elementos de refuerzo perpendiculares al muro en toda su altura que permiten evitar fallas por volcamiento y aumentar rigidez lateral de la estructura.
13	Cross bracing	El Cross bracing o "arrostramiento" permite aumentar la rigidez lateral de una estructura y mejora la distribución de fuerzas de los elementos arriostrados.
14	Incorporar cadenas	Confinar muros mediante vigas y cadenas de hormigón a lo largo del coronamiento de los muros para mejorar ductilidad.
15	Post tensado	Técnica que permite mejorar la resistencia a corte a partir de aumentar el estado tensional de compresión en un muro.
16	Refuerzo de tendel	Incorporar mortero de cal reforzado con fibras de polipropileno o mallas no metálicas en el mortero del tendel dañado para mejorar resistencia.
17	FRP Proyectado	Proyección de fibras junto con una resina polimérica de alta resistencia a 100km/h sobre un muro. Similar al conocido hormigón proyectado "shotcrete".

(*) Las definiciones entregadas son referenciales y cada técnica puede tener variaciones en su uso y objetivos.

De las 17 técnicas de intervención propuestas en la Tabla 8.5, se observó que siete de estas presentan una mayor frecuencia de uso (ver Tabla 8.7).

Tabla 8.7. *Técnicas de intervención de mayor frecuencia.*

N°	Técnicas
1	FRP exterior
2	Rejuntado
3	Rejuntado reforzado
4	Descoser y coser
5	Inyección de mortero
6	Tirantes
7	Malla de FRCM

De las siete técnicas de la Tabla 8.7 se descartaron inicialmente dos. La primera es la técnica de reforzar mediante un FRP “Polímeros Reforzados con Fibras” (técnica N°1) debido a las desventajas de durabilidad y compatibilidad con la técnica similar de FRCM “fibra reforzada en una matriz cementicia” (técnica N°7) como se discute más adelante. La segunda es la técnica de inyección de mortero (técnica N°5) debido a que aplica mayormente en mamposterías o muros de albañilería rellenos de cascote o ladrillos con huecos donde es posible inyectar mortero. Una desventaja de esta solución es que al ser un procedimiento que se aplica en el interior de la albañilería no es posible monitorearlo.

Finalmente, en la Tabla 8.8 se presentan las cinco técnicas de intervención propuestas para intervenir estructuras de albañilería simple. El objetivo principal del capítulo es analizar sus aplicaciones y ventajas en un proyecto de reducción de la vulnerabilidad sísmica.

Tabla 8.8. *Técnicas de intervención propuestas (resumen).*

N°	Objetivo	Técnicas consideradas
1	Reparación	Rejuntado
2		Descoser y coser
3	Refuerzo	Rejuntado reforzado
4		Malla de FRCM
5		Tirantes

N°1) Rejuntado:

La técnica de rejuntado es un proceso de reemplazo del mortero deteriorado entre las unidades de la albañilería por un nuevo mortero. Se recomienda el uso de esta técnica para reparar fisuras producidas por lesiones mecánicas por cargas o por lesiones físicas por ciclos de hielo y deshielo, entre otras. Se recomienda que el retiro del mortero dañado se realice en un espesor igual al espesor de la llaga o el tendel y con una profundidad de dos veces la altura, con un mínimo de 13 mm (London, 1988).

El retiro del mortero dañado debe ser preferentemente mediante métodos manuales para evitar dañar la albañilería y el nuevo mortero debe ser lo más similar posible al original en sus propiedades mecánicas con el objetivo de permitir que se no se modifique la permeabilidad de la albañilería ni se incorpore un mortero más rígido que los ladrillos.

Figura 8.3 Ejemplo de rejuntado.
Obtenido de: C&A Building Restoration



N°2) Descoser y coser:

El objetivo de la técnica de descoser y coser es recuperar la continuidad de un muro a lo largo de una fisura y reincorporar partes faltantes de un muro, así permitiendo una mejor distribución de las cargas. Se deben utilizar unidades de forma similar, resistencia y rigidez para asegurar compatibilidad con la albañilería existente e incorporar conectores que permitan obtener un comportamiento monolítico.

Figura 8.4 Técnica de descoser y coser en el Castillo de Levizzano.
Obtenido de: ilcapochiave.it



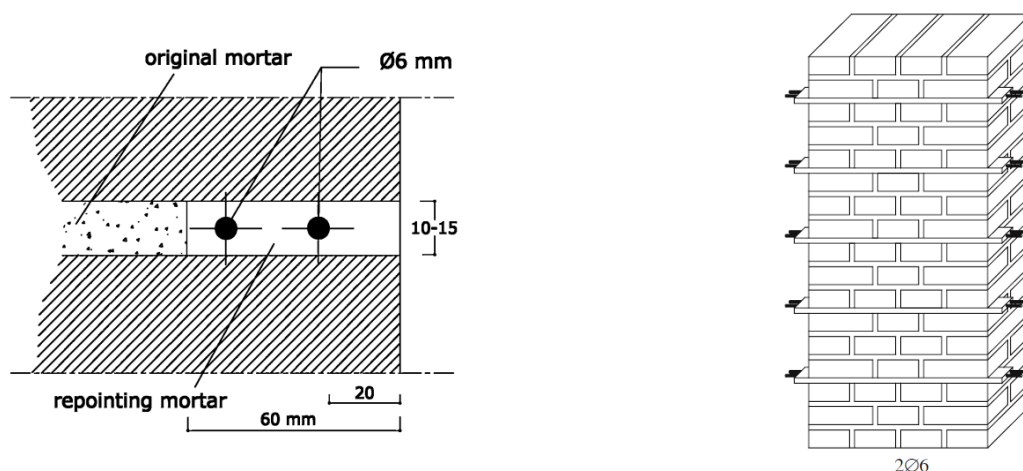
N°3) Rejuntado reforzado:

El rejuntado reforzado es similar al rejuntado indicado anteriormente salvo con la diferencia que junto el nuevo mortero aplicado se incorporan elementos de refuerzo para mejorar el comportamiento de la albañilería. El rejuntado reforzado también es conocido como un “*Near Surface Mounted System*” debido a que se refuerza el muro en la proximidad de su superficie.

A diferencia de la profundidad de mortero a retirar en el rejuntado de un mínimo de 13 mm, en el rejuntado reforzado se recomienda retirar al menos una capa de 6 cm del mortero dañado e incorporar el elemento de refuerzo paralelamente a las hiladas, este puede ser comúnmente barras de acero estructural o barras de CRFP “Polímero Reforzado con Fibras de Carbono”.

Valluzzi (2006) analizó el refuerzo de muros mediante la técnica de reforzado rejuntado con barras de acero o placas de CFRP. Si bien los refuerzos de fibras de carbono presentan un mejor desempeño ante la corrosión y tienen una mejor resistencia, son muy frágiles. Aunque el uso de CFRP permite una intervención menos invasiva, aún no se ha estudiado en detalle las leyes constitutivas de la interfaz entre el refuerzo de CFRP, el mortero y las unidades. Adicionalmente, los FRP son sensibles a los cambios de temperatura. Según Valluzzi (2006), al colocar dos barras de acero de 6 mm de diámetro cada tres hiladas se reduce la tensión en el muro en un 40% optimizando el desempeño con una mínima intervención. Cabe destacar que se obtiene un mejor resultado si el rejuntado reforzado se realiza en ambas caras del muro con conectores transversales.

Figura 8.5 Detalle de rejuntado reforzado con barras de acero



a) Detalle de rejuntado reforzado con dos barras de acero de 6 mm
Fuente: Valluzzi (2006)

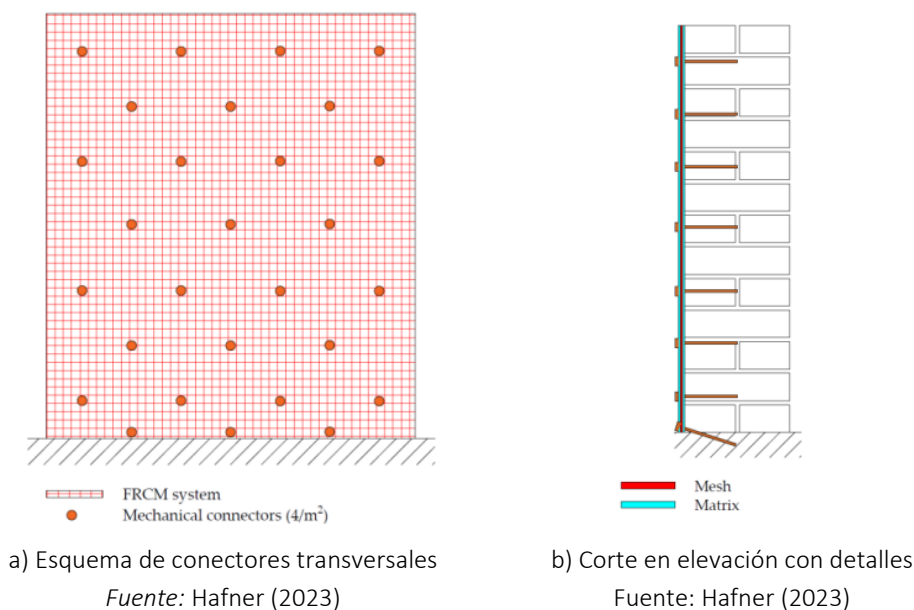
b) Esquema de distribución recomendada de barras:
dos barras cada 3 hiladas
Fuente: Valluzzi (2006)

N°4) Malla de FRCM:

Una malla de FRCM “Fibra Reforzada por una Matriz Cementicia” se diferencia principalmente de una malla FRP en que la matriz orgánica (epoxi) utilizada en los FRP es reemplaza por una matriz inorgánica de cemento o cal. A diferencia de una malla de FRCM, una malla de FRP presenta generalmente una menor permeabilidad, durabilidad, compatibilidad con el muro y menor resistencia debido a la absorción de agua del epoxi por parte del muro. Una matriz orgánica presenta mejores propiedades mecánicas y compatibilidad con el muro que la resina epoxi (Hafner, 2023).

Las mallas de FRCM se deben aplicar en toda la superficie del muro con cuatro a seis anclajes transversales por cada m^2 de superficie para países sísmicos para reducir problemas por fuerzas fuera del plano. En albañilerías de ladrillo no es necesario aplicar el refuerzo en ambas caras del muro, sin embargo, si bien permite aumentar la ductilidad de un 18% a un 29% (Hafner, 2023) el refuerzo por solo una cara del muro podría presentar problemas como un momento fuera del plano por la asimetría ante carga axial.

Figura 8.6 Esquema de aplicación de FRCM sobre sólo una cara del muro

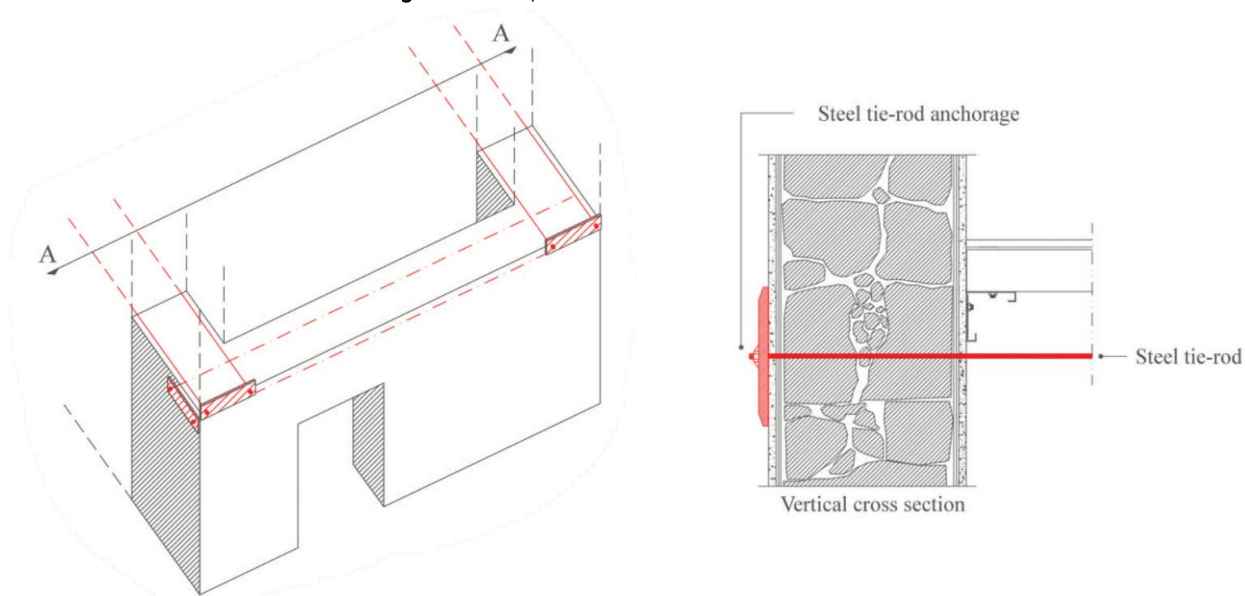


N°5) Tirantes:

La técnica de refuerzo mediante tirantes generalmente se utiliza para evitar la desconexión entre los muros de la estructura y el piso, así logrando una correcta distribución de fuerzas dentro del plano y evitando mecanismos de falla locales por acciones fuera del plano de los muros. Los tirantes históricamente han sido materializados mediante perfiles de madera o barras de hierro y recientemente puede ser producidos en acero estructural. Es una técnica de bajo costo de instalación y fácil de mantener y de reparar (Palazzi, 2019).

Según Modena (2009), es preferible conectar los tirantes a nivel de la techumbre (coronamiento de los muros) y evitar su conexión a media altura para evitar posibles daños en los muros debido a que se modificaría la distribución de cargas dada por el sistema de piso y es posible que se produzcan mecanismos de falla no contemplados.

Figura 8.7 Esquema de instalación de tirantes de acero



a) Isométrica de distribución de
Fuente: Bernardini (2021)

b) Esquema en detalle de tirante y anclaje
Fuente: Bernardini (2021)

En base a lo expuesto en el presente capítulo; desde los criterios, opciones y técnicas de intervención, en el siguiente capítulo se desarrollan de forma específica con el objetivo de reducir la vulnerabilidad sísmica de la Iglesia de Santa Filomena (ver diagnóstico estructural en el capítulo 6.6 y el análisis de vulnerabilidad en el capítulo 7.5).

8.3. Resultados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos al aplicar los lineamientos de intervención a la Iglesia de Santa Filomena. La primera etapa, definida por el método de prioridad de intervención desarrollado anteriormente, entregó el puntaje de prioridad de cada uno de los muros considerando el levantamiento de daños del capítulo 6.4 y el análisis estructural realizado en el capítulo 7. Estos puntajes se indican en la Figura 8.8 para aquellos muros en los que la intervención es de carácter secundaria o prioritaria (ver Tabla 8.9). Como se puede observar en la Figura 8.8, los muros del ábside, los muros testeros del transepto y el muro sur de la torre requieren que la intervención de estos elementos sea priorizada. De la misma forma, el método permitió definir que los muros de las naves laterales, los muros del ábside a nivel de claristorio y los machones en los encuentros de muros son elementos secundarios en el proyecto de intervención.

Figura 8.8 Resultados del método de prioridad.

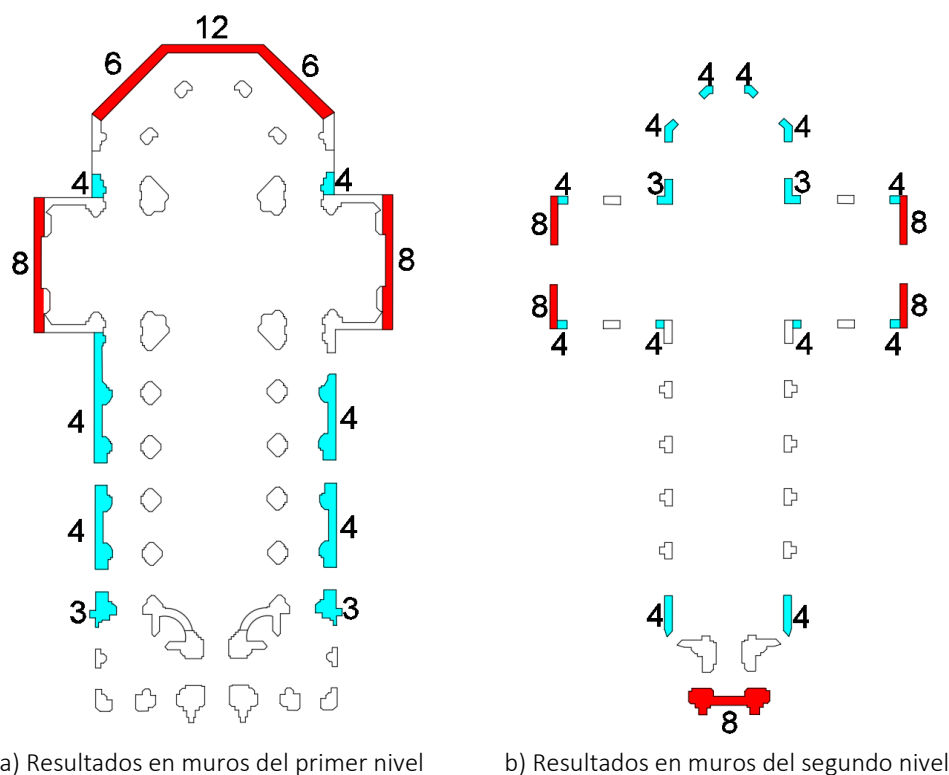
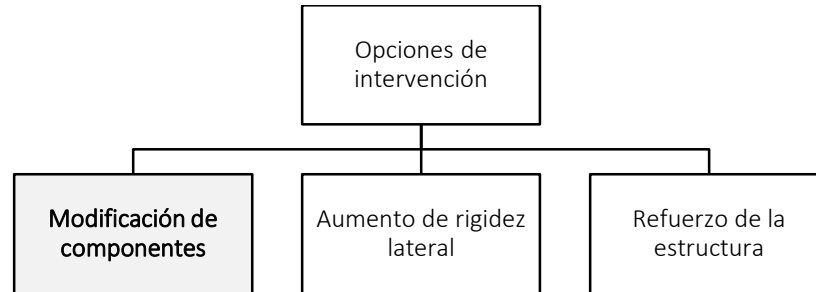


Tabla 8.9. Leyenda según método de prioridad.

Acción	Color
No intervenir	
Intervención secundaria	
Intervención prioritaria	

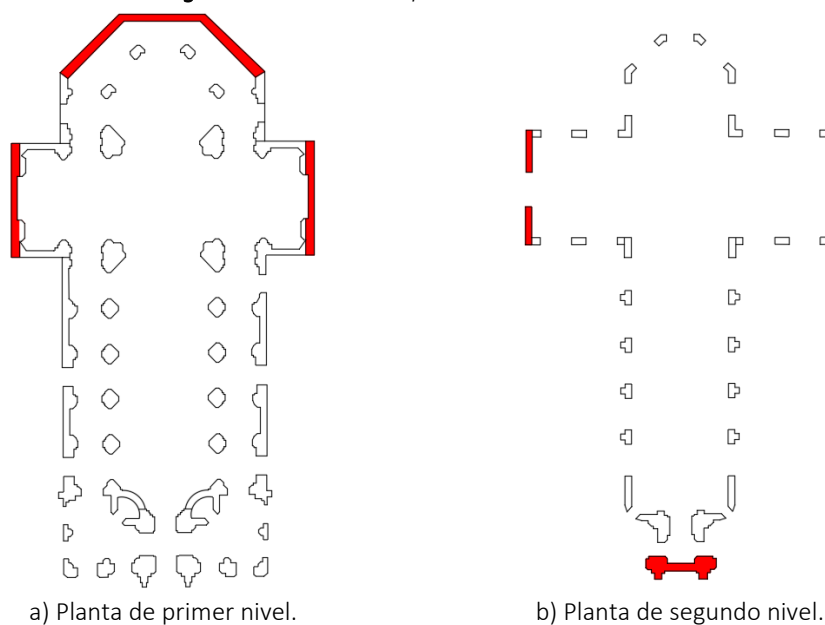
Mediante el método de prioridad se definieron los elementos que deben ser intervenidos. Por lo tanto, la siguiente etapa corresponde a tomar la decisión de qué opción de intervención es la adecuada. Como la estructura no presenta problemas globales de rigidez ni resistencia, lo correcto es resolver los problemas de vulnerabilidad mediante la modificación local de componentes a través de reparaciones o refuerzos (ver Figura 8.9).

Figura 8.9 Opción de intervención adecuada.



A efectos de este estudio, la solución de refuerzo se realiza sobre los elementos prioritarios a intervenir. Como se indicó anteriormente, estos corresponde a los muros del ábside, los muros testeros del transepto y el muro sur de la torre (ver Figura 8.10). Son elementos distintos que presentan vulnerabilidad sísmica debido a diferentes razones y por lo tanto requieren de una técnica de intervención específica y adecuada para reducir su vulnerabilidad como se explica a continuación.

Figura 8.10 Elementos prioritarios de intervención.



En la Tabla 8.10 se presenta para cada uno de los elementos prioritarios un análisis del diagnóstico, solución y técnica de intervención adecuada.

Tabla 8.10. Análisis de elementos prioritarios.

Elemento	Intervención	Diagnóstico	Solución	Técnica de intervención(*)
Muros del ábside	Prioritaria	Muro presenta fisuras por una falla dentro del plano	Aumentar capacidad a corte	Aplicación de malla por el exterior de FRCM
Muros testeros del transepto	Prioritaria	Muros presentan fisuras por una falla fuera del plano y en el encuentro de muros	Evitar volcamiento y aumentar capacidad a flexión fuera del plano	Insertar tirantes de acero conectados a la nave central y aplicar un rejuntado reforzado
Muro sur de la torre	Prioritaria	Muro presenta fisuras por una falla dentro del plano	Aumentar capacidad a corte	Aplicación de malla por el interior de FRCM

(*)Revisar técnicas de intervención en el capítulo 8.2.

Es importante revisar si las tres técnicas de intervención propuestas cumplen con los criterios de intervención indicados en el capítulo 8.1. Los resultados se presentan en la Tabla 8.11.

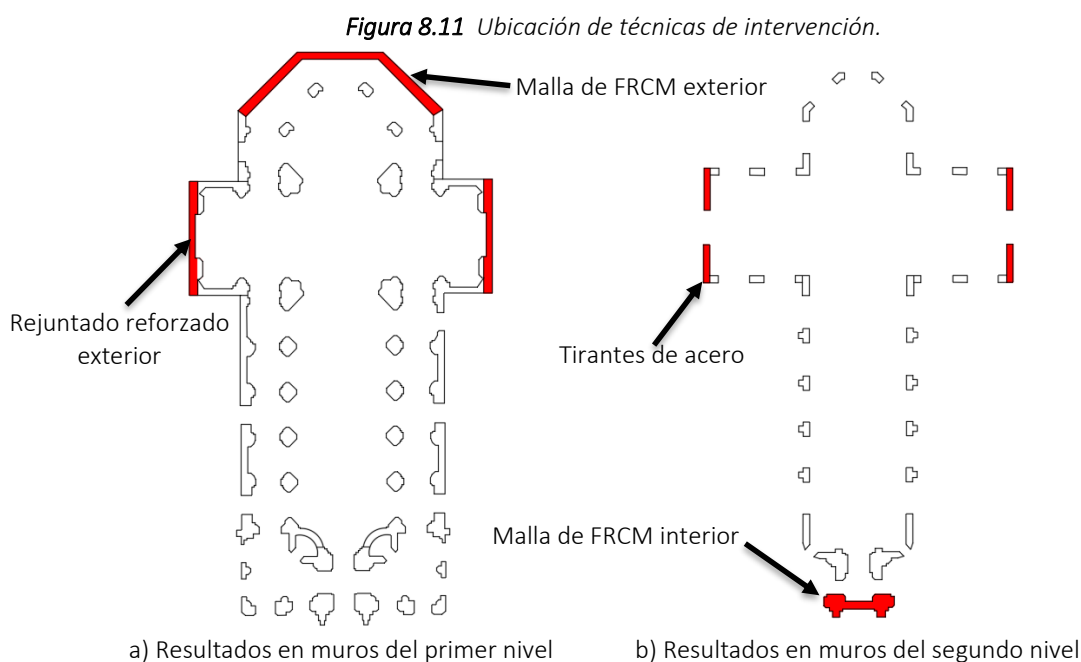
Tabla 8.11. Técnicas de intervención propuestas (resumen).

Técnica de intervención	Cumplimiento con criterios de intervención*				
	Autenticidad	Mínima intervención	Compatibilidad	Reversibilidad	Seguridad estructural
Rejuntado reforzado	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Malla de FRCM	Sí	Sí	Sí	No	Sí
Tirantes	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí

(*)Revisar criterios de intervención en el capítulo 8.1.

En general las técnicas de rejuntado reforzado, malla de FRCM y tirantes cumplen adecuadamente con los criterios de intervención. La autenticidad se respeta debido a que no se modifica el comportamiento global del sistema resistente, la intervención es mínima debido a que la alteración de los muros es la menor requerida, los materiales propuestos presentan buena compatibilidad con la albañilería y la seguridad estructural es un punto clave en la propuesta de las técnicas. El incumplimiento es sólo con la reversibilidad de la malla de FRCM debido a que no hay experiencia práctica de su retiro y es posible que en el proceso se dañe superficialmente la albañilería.

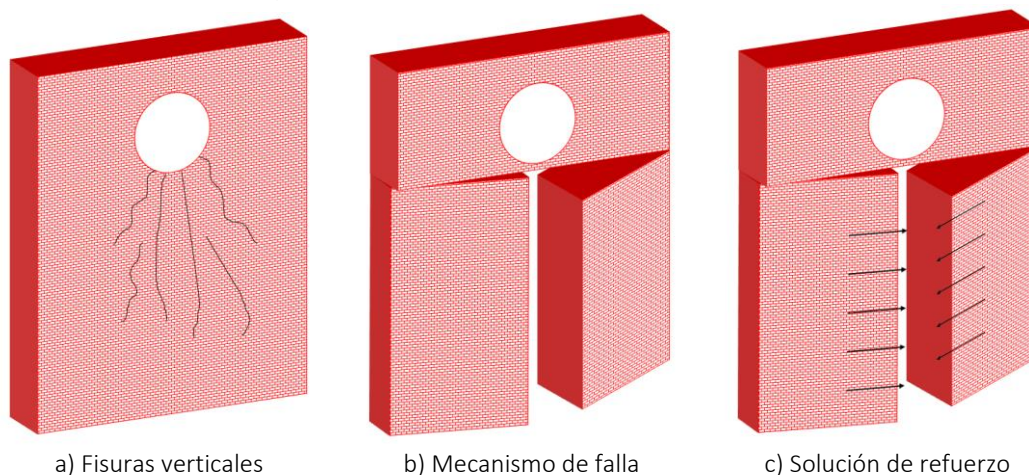
El rejuntado reforzado se aplica por el exterior de los muros testers para reducir los problemas por un posible vaciamiento. De esta forma no se dañan los revestimientos interiores y las barras de refuerzo quedan ocultas bajo el nuevo mortero de rejuntado. Los tirantes de acero evitan el volcamiento de los muros testers del transepto porque conectan el coronamiento de los muros al machón más cercano en el crucero. En los muros del ábside la malla de FRCM se aplica por el exterior debido a que de esta forma no es necesario retirar el revestimiento de los muros. Si bien la malla quedaría expuesta a la vista, el ábside en esta iglesia está parcialmente oculto y es preferible que sea visible a dañar los revestimientos interiores. En cambio, la malla de FRCM en el muro sur de la torre se aplica por el interior para no dañar el revestimiento exterior de la torre y así queda oculto a la vista. La ubicación de las técnicas de intervención propuestas se presentan de forma esquemática en la Figura 8.11.



El detalle de estas técnicas de intervención y su justificación se presenta a continuación.

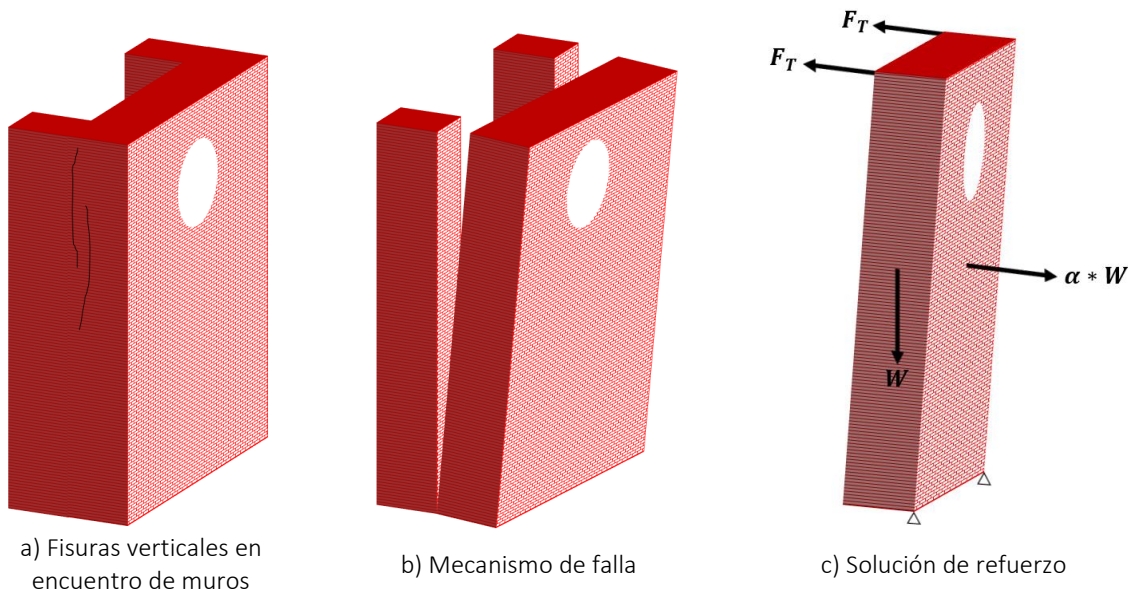
El vaciamiento de los muros testers del transepto ocurre debido a que la fuerza sísmica horizontal perpendicular al plano genera una flexión que no es capaz de ser resistida por el muro. En el caso de la Iglesia de Santa Filomena, esta flexión produjo grietas verticales que nacen desde el rosetón (Figura 8.12.a). El mecanismo de falla de vaciamiento puede ser simplificado como la apertura del muro hacia el exterior (Figura 8.12.b). Por lo tanto, una alternativa para evitar este vaciamiento es colocar un elemento horizontal que resista mediante tracción la apertura del muro (Figura 8.12.c). Es por esta razón que la técnica de rejuntado reforzado es adecuada.

Figura 8.12 Vaciamiento de muros testeros y solución.



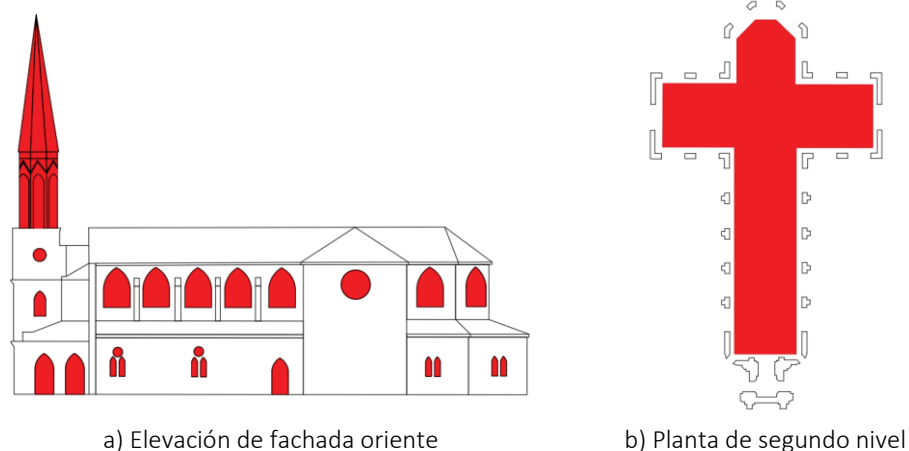
El volcamiento de los muros testeros del transepto ocurre debido a que la fuerza sísmica horizontal perpendicular al plano genera una fuerza superior a la resistencia de la albañilería en el encuentro de muros, provocando su desconexión. En el caso de la Iglesia de Santa Filomena esta fuerza produjo grietas verticales en el encuentro de muros entre el muro testero y los muros laterales (Figura 8.13.a). El mecanismo de falla de volcamiento puede ser simplificado como una rotación global del muro hacia el exterior debido a un desequilibrio de fuerzas con respecto al apoyo en la base (Figura 8.13.b). Por lo tanto, una alternativa para evitar el volcamiento es incorporar tirantes en el coronamiento del muro para evitar que un desequilibrio de fuerzas rote el muro hacia el exterior (Figura 8.13.c). Es por esta razón que la técnica de tirantes de acero es adecuada.

Figura 8.13 Volcamiento de muros testeros y solución.



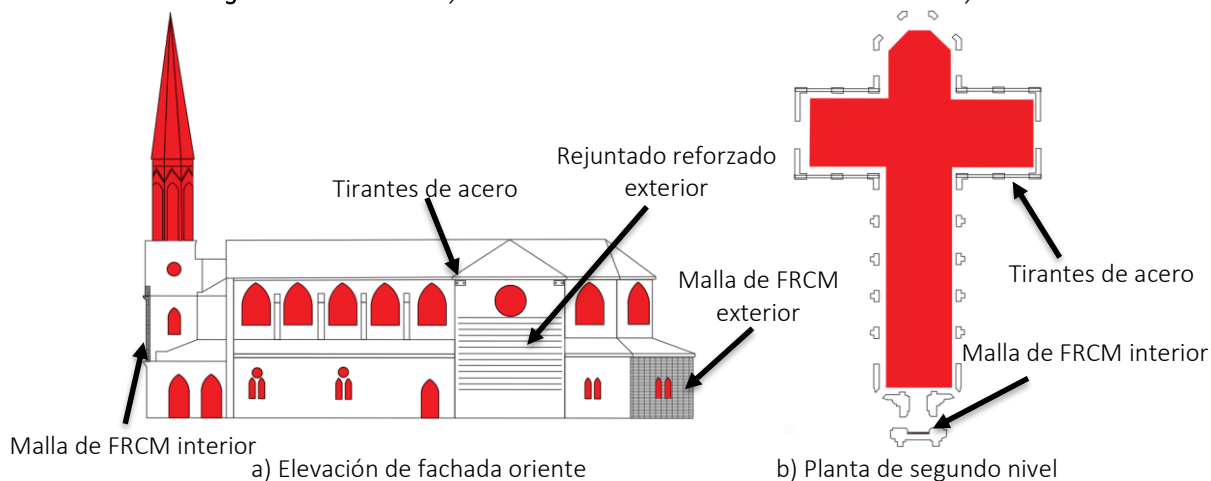
Es necesario verificar no sólo el grado de cumplimiento de las técnicas propuestas con los criterios de intervención. En el capítulo 6.6 en base a los atributos de representatividad, singularidad y morfología se definieron los elementos de la estructura cuya forma no puede ser alterada por la intervención con el objetivo de conservar los valores y atributos de la iglesia (en la Figura 8.14 se presentan estos los elementos en color rojo). Como se puede observar, se debe conservar la forma de las ventanas, puertas, rosetones y la torre, y en el interior no se debe intervenir la espacialidad de la estructura (ver más detalle en el capítulo 6.6).

Figura 8.14 Elementos de la estructura cuya forma no puede ser alterada.



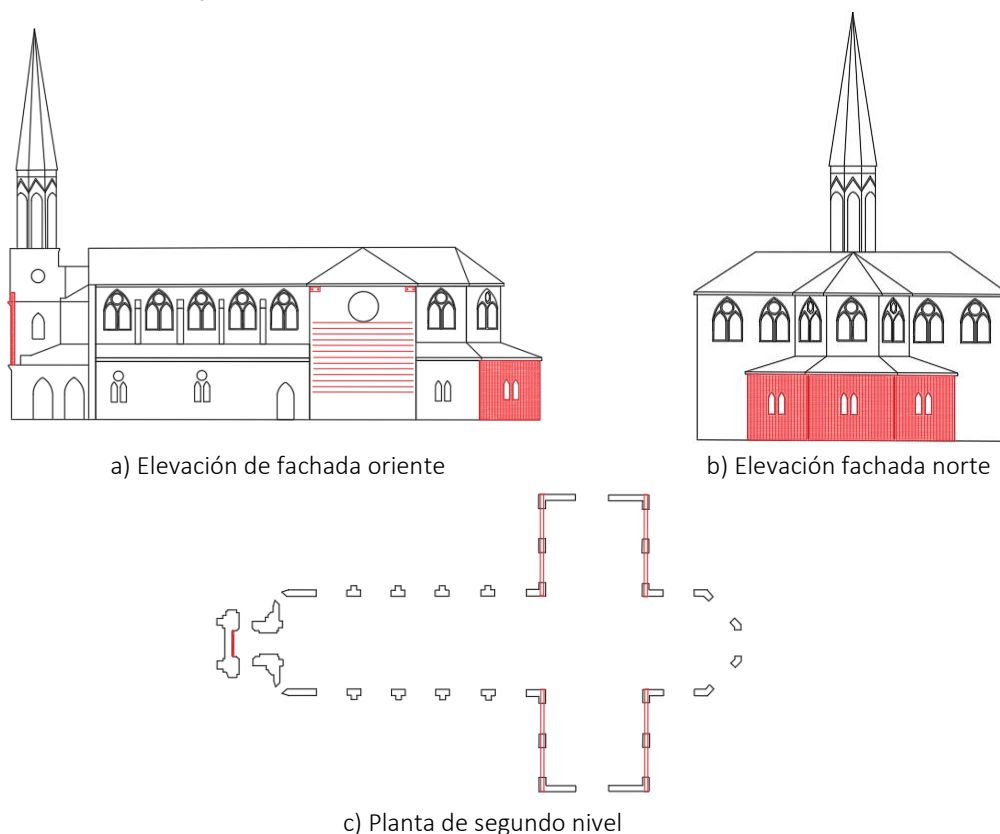
La ubicación y extensión de las técnicas de intervención presentadas en la Figura 8.11 se contrastan con la Figura 8.14 con el objetivo de determinar si estas interfieren con los elementos que permiten conservar los valores y atributos de la estructura. Como se puede observar, no existe interferencia con las zonas de no alteración (ver Figura 8.15).

Figura 8.15 Ubicación y extensión de técnicas en contraste con valores y atributos.



Finalmente, en la Figura 8.16 se presenta la propuesta de refuerzo de los elementos prioritarios de la Iglesia de Santa Filomena. Mediante una malla de FRM se debe reforzar exteriormente los muros del ábside e interiormente el muro sur de la torre, y se deben reforzar los muros testeros del transepto mediante un rejuntado reforzado exterior con barras de acero y tirantes de acero en el coronamiento.

Figura 8.16 Propuesta de refuerzo de elementos prioritarios.



Es importante señalar que con el objetivo de minimizar la vulnerabilidad sísmica de la estructura es necesario consolidar los elementos de intervención secundaria (ver Figura 8.8) mediante técnicas de reparación (ver Tabla 8.8), en elementos tales como: encuentro de muros, claves de arcos del ábside, entre otros.

Debido a que la estructura presenta elementos sísmicamente vulnerables, se propusieron técnicas de refuerzo para los elementos prioritarios de intervención según el método de prioridad. Estas técnicas fueron definidas a partir de la opción de intervención de modificación local de componentes al ser la opción de menor impacto sobre la estructura. Las técnicas cumplen con los criterios de intervención definidos y no alteran los valores y atributos arquitectónicos de la estructura.

9. Conclusiones

El estilo arquitectónico neogótico al cual se apega la Iglesia de Santa Filomena produce características constructivas que conducen a una mayor variedad de distintos macroelementos que en otras tipologías arquitectónicas, las cuales entregan un indicador de alta vulnerabilidad sísmica. En el caso de la Iglesia de Santa Filomena, al comparar sus características geométricas con respecto al conjunto de templos neogóticos de albañilería simple se determinó que es la de mayores dimensiones en planta y con la menor densidad de muros (ver capítulo 5.2).

Los daños estructurales observados en la Iglesia de Santa Filomena corresponden a patrones de falla asociados a los distintos macroelementos de la estructura. Los mecanismos de colapso observados son los siguientes: volcamiento de la fachada, desplazamiento de columnas, volcamiento de muro testero del transepto, falla en muro testero del transepto, volcamiento del ábside y falla de la torre (ver capítulo 6.5).

Con el objetivo de conservar los valores y atributos arquitectónicos de la estructura se definieron los elementos de la estructura cuya forma no puede ser alterada. Los atributos de representatividad, singularidad y morfología son definidos por los siguientes elementos: arcos ojivales, ventanas, bóvedas, pilares fasciculados, la torre de hormigón armado y la espacialidad vertical y horizontal dada por la altura y el espacio libre entre los elementos en el interior de la estructura (ver capítulo 6.6).

El análisis estructural realizado mediante un método de análisis no lineal estático *pushover*, considerando una ley constitutiva del material definida por el modelo de *Total Strain Crack Model* en base a los requerimientos de la norma chilena de intervención en estructuras patrimoniales NCh3389:2020 permitió predecir adecuadamente que las zonas de concentración de tracciones sobre el límite corresponden a las fallas observadas en terreno. La verificación normativa de los mecanismos de falla permitió definir los elementos que podrían presentar una falla dentro del plano y comparar estos elementos con los daños observados en terreno. De forma general, se obtuvo una correlación razonable entre los mecanismos de falla y los daños observados. Sin embargo, el análisis sobrestimó las fallas por aplastamiento debido a que en la mayoría de las fallas observadas corresponden a fallas por tracción diagonal. Es posible que esta diferencia se deba a que los valores de resistencia supuestos para la albañilería difieran de los valores reales de la estructura.

Al analizar la vulnerabilidad de los muros ante una falla fuera del plano se determinó que los muros testers del transepto no cumplen con el límite normativo de esbeltez para solicitaciones fuera del plano (ASCE/SEI 41, 2013). A partir de un análisis modal y el tipo de daño observado en estos muros, se reafirma que presentan una condición vulnerable ante una fuerza fuera del plano (ver capítulo 7.5).

Para reducir la vulnerabilidad sísmica de la Iglesia de Santa Filomena se propuso un método de reducción de la vulnerabilidad para estructuras de albañilería simple. Inicialmente se definieron cinco criterios de intervención como criterios mínimos que permitieron definir una base para los lineamientos de intervención. Estos son: autenticidad, mínima intervención, compatibilidad, reversibilidad y seguridad estructural (ver capítulo 8.1).

A partir de los lineamientos de intervención propuestos en los que se determinaron los elementos prioritarios a intervenir mediante el método de prioridad, las opciones y técnicas de intervención adecuadas para la tipología, se definió lo siguiente: los muros del ábside, los muros testers del transepto y el muro sur de la torre requiere que la intervención de estos elementos sea priorizada en un proyecto de reducción de la vulnerabilidad sísmica. De la misma forma, se determinó que los muros de las naves laterales, los muros del ábside a nivel de claristorio y los machones en los encuentros de muros son elementos de prioridad secundaria (ver Figura 8.8).

Para reducir la vulnerabilidad sísmica de estos elementos se propuso mediante una malla de FRCM reforzar exteriormente el ábside e interiormente el muro sur de la torre, y se deben reforzar los muros testers del transepto mediante un rejuntado reforzado exterior con barras de acero y tirantes de acero en el coronamiento. Estas técnicas fueron definidas a partir de la opción de intervención de modificación de componentes al ser la opción de menor impacto sobre la estructura debido a que no presenta problemas globales de rigidez ni resistencia. Las técnicas cumplen con los criterios de intervención definidos y no alteran los valores y atributos arquitectónicos de la estructura (ver Figura 8.16).

Los templos neogóticos constituyen una parte importante de nuestro patrimonio cultural material como elementos arquitectónicos de expresión artística y espiritual. Es debido a esta importancia cultural y los daños presentados en sismos anteriores que es necesario reducir su vulnerabilidad sísmica y protegerlos de nuevos daños para su mejor conservación.

10. Discusión

La normativa chilena de intervención en estructuras patrimoniales NCh3389:2020 se basó en la norma americana de evaluación sísmica e intervención de edificios existentes ASCE/SEI 41-13 y se adaptó según las normas vigentes en Chile para que tuviese coherencia. A continuación, se indican algunos puntos que la norma NCh3389 podría evaluar una modificación para su mejora.

- a) No se hace referencia a los mecanismos de falla fuera del plano de un muro, siendo estos uno de los mecanismos más frecuentes en estructuras históricas de albañilería simple.
- b) El desplazamiento objetivo de techo se basa en las ecuaciones definidas para estructuras de hormigón armado de la norma NCh433. Por lo tanto, se impone un nivel de desplazamiento que podría estar sobrestimado para estructuras más rígidas y menos dúctiles como la albañilería simple.
- c) Para el sismo de servicio la reducción del factor de reducción de la aceleración espectral R^* por 1,4 produce una inconsistencia en los resultados de los espectros de aceleración entre los distintos niveles de intensidad. Se recomienda no reducir por 1,4.
- d) Para definir el sismo de servicio se requiere conocer el valor de modificación de la respuesta R_o . Sin embargo, el parámetro R_o no está definido para estructuras de albañilería simple por las normas chilenas (ver capítulo 7.2.a). Allen (2013) recomienda el uso de un R^* igual a 1,7 para estructuras de albañilería simple.
- e) Se debe revisar si los espectros de respuesta producen valores de aceleración razonables con respecto a las máximas aceleraciones históricas registradas, debido a que el diseño de una propuesta de intervención con valores muy elevados que no toma en cuenta el desempeño sísmico histórico de la estructura podría producir una intervención más intrusiva de lo realmente necesario.

El análisis estático no lineal *pushover* produjo una adecuada correlación con los daños observados y fue posible observar la degradación de la estructura hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. Sin embargo, los resultados deben ser verificados utilizando las propiedades mecánicas reales de la estructura mediante ensayos. Adicionalmente, se analizó complementariamente la estructura mediante un análisis no lineal tiempo historia y se obtuvieron resultados similares con un tiempo de cálculo de aproximadamente un 1% del tiempo que realizar el análisis *pushover*. Por lo tanto, se debe tomar en consideración el tiempo de cálculo y la precisión de los resultados con ambos métodos.

Al definir los valores y atributos de la estructura se utilizó el manual metodológico presentado por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU, 2005) el cual define que los atributos arquitectónicos son tres: representatividad, singularidad y morfología. Estas tres categorías fueron interpretadas y aplicadas de una determinada forma, sin embargo, la falta de claridad con respecto a una definición precisa puede producir una intervención que no respete sus valores estéticos e históricos. Adicionalmente, se hace una distinción entre lo arquitectónico de lo estructural aun cuando el enfoque de restauración de una estructura histórica debe ser siempre integral. Los valores de una estructura comúnmente se definen en cinco categorías: urbano, arquitectónico, histórico, económico y social. El enfoque de este estudio se basó únicamente en el valor arquitectónico asumiendo una independencia de las otras cuatro categorías de valores. Sin embargo, una intervención estructural debe ponderar los efectos en todas las categorías de valor, lo cual no se desarrolló en el estudio y debe quedar abierto a un análisis posterior.

Los criterios de intervención en estructuras históricas se obtienen a partir de las cartas publicadas por ICOMOS. Como se comentó anteriormente, no todos los autores tienen una misma interpretación de los criterios estructurales de intervención, lo que hace cuestionarse porqué existen estas diferencias cuando uno de los objetivos de las cartas es evitar ambigüedades en la intervención ¿Cuáles deben ser los criterios de intervención en estructuras históricas? Una posible causa de las diferencias se debe a que cada estructura es un problema único y un conjunto de criterios predefinidos podría ir en contra de una singularidad de la estructura en su tratamiento.

¿Por qué utilizar el método de prioridad de intervención? Al igual que con los desafíos de definir un conjunto de criterios de intervención y la singularidad de cada caso de estudio ¿Es mejor utilizar un método sistemático para definir los elementos a intervenir de una estructura o es mejor “seguir el instinto” de cada ingeniero/arquitecto a cargo del proyecto?

El método de prioridad desarrollado se aplicó en una estructura particular para la cual se calibraron diversos parámetros hasta obtener un resultado consistente y razonable. Sin embargo, el método de prioridad es extrapolable, no depende del tipo de estructura ni la materialidad. Abre una nueva posibilidad de cómo abordar los proyectos de intervención de reducción de la vulnerabilidad sísmica de forma sistemática en la que se definen los elementos en los que el especialista puede enfocar su prioridad mediante un método claro y objetivo. Requiere de un proceso continuo de validación y calibración según el tipo de estructura hasta obtener un método que permita reducir la vulnerabilidad sísmica sin ambigüedades.

11. Bibliografía

1. Allen, C., Masia, M.J, Derakhshan, H., Griffith, M.C., Dizhur, D. y Ingham, J.M. (2013). What ductility value should be used when assessing unreinforced masonry buildings? NZSEE Conference. Nueva Zelanda.
2. American Society of Civil Engineers (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE/SEI 41-13.
3. Benévolo, L. (1999). Historia de la arquitectura moderna. 8ª edición revisada y ampliada. Editorial GG.
4. Bernardini, G. y Ferreira, T.M. (2021) Combining Structural and Non-structural Risk-reduction measures to improve evacuation safe in historical built environments. International Journal of Architectural Heritage. doi:10.1080/15583058.2021.2001117
5. Bustamante, R. y Monjo, J. (2012). La solución constructiva de la bóveda encamionada del salón de plenos del palacio del Senado en Madrid (España). Informes de la construcción Vol. 64. doi:10.3989/ic.11.044
6. Casapulla, C., Giresini, L. y Lourenço, P.B. (2017). Rocking and kinematic approaches for rigid block analysis of masonry walls: State of the art and recent developments. Buildings. MDPI. doi:10.3390/buildings7030069
7. Chopra, A.K. (2012). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Cuarta Edición. Prentice Hall. University of California at Berkeley.
8. Doglioni, F. (2000). Codice di pratica (Linee Guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997. Bollettino Ufficiale Regione Marche.
9. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri (2011). Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008. Gazzetta Ufficiale Della Repubblica Italiana.

10. Duarte, P. (2009). Innovación constructiva a principios del siglo XX: preámbulo a la modernidad arquitectónica y arquitectura subestimada. Universidad de Chile. Santiago, Chile. doi:10.5354/0719-5427.2009.27961
11. Fages, J.M., Tarque, N., Rodríguez-Mariscal, J.D. y Solís, M. (2022). Calibration of a total strain crack model for adobe masonry based on compression and diagonal compression tests. Construction and Building Materials. doi:10.1016/j.conbuildmat.2022.128965
12. Fundación DUOC (1996). Planos de Iglesia Santa Filomena por los alumnos de Dibujo Técnicos del DUOC: Gutiérrez, Velásquez y Mendoza. Santiago, Chile.
13. Ghiga, D., Taranu, N., Entuc, I.O., Ungureanu, D. y Scutaru, M.C. (2018). Modern Strengthening Techniques for Masonry Structures. Universidad de Iasi. Facultad de Ingeniería Civil.
14. Giuffré, A. (1991). Lettura sulla meccanica delle murature storiche. Editorial Kappa, Roma.
15. Gkournelos, P.D, Triantafillou, T.C. y Bournas, D.A. (2022). Seismic upgrading of existing masonry structures: A state of the art review. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. doi:10.1016/j.soildyn.2022.107428
16. Gonzales, M.T, Alegre, E., Tusell, G. y Martínez, P. (2010). Historia del arte de la Baja Edad Media. Centro de Estudios Ramón Areces. España.
17. Hafner, I., Kisicek, T. y Gams, M. (2023). Review of Methods for Seismic Strengthening of Masonry Piers and Walls. Buildings. doi:10.3390/buildings13061524
18. Hermosilla, P. y Ortega, O. (1995). Parroquia Santa Filomena. Consejo de Monumentos Nacionales. Santiago, Chile.
19. Huerta, S. (2012). Technical Challenges in the Construction of Gothic Vaults: The Gothic Theory of Structural Design. "Construction Techniques in the Age of Historicism. From Theories of Gothic Structures to Building Sites in the 19th Century". Hirmer, Munich. 137-195
20. Hurtado, P.A. (2011). Bóvedas encamonadas: origen, evolución, geometría y construcción entre los siglos XVII y XVIII en el Virreinato de Perú. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
21. Hurtado, P. (2013). Bóvedas encamonadas: Un recorrido por la evolución en el Virreinato del Perú, de las estructuras abovedadas europeas y su progresiva utilización en medios sísmicos. 99-114.

22. International Council on Monuments and Sites (1965). Carta internacional sobre la conservación y la restauración de monumentos y sitios (Carta de Venecia de 1964). II Congreso internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos. Italia.
23. International Council on Monuments and Sites (2003). Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del Patrimonio Arquitectónico. Zimbabwe.
24. Jokilehto, J. (2010). Heritage, values and valuation. DRI-Fondazione Enotria Onlus. Roma, Italia. 7-18.
25. Karim, M. (2019). Explorative nonlinear pushover analyses for historical unreinforced masonry churches. A case study in Zendeweer, Goningen. Delft University. Delft.
26. London, M. (1988). Masonry: How to care for Old and Historic Brick and Stone. The Preservation Press. Washington. Estados Unidos.
27. Lourenço, P.B, Pereira, J.M y Torrealva, D. (2022). Proyecto de estabilización sismorresistente. Calculo simplificados para el análisis estructural de las construcciones históricas de tierra. Getty Conservation Institute. Los Ángeles.
28. Lourenço, P.B. (1998). Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behavior of masonry. Universidad de Minho.
29. Mark, R. (1984). Experiments in Gothic Structure. The MIT Press. London, England.
30. Ministerio de Educación (1995). Declaración de Monumento Histórico Iglesia Parroquial Santa Filomena. Decreto N°694. Santiago, Chile.
31. Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2005). Manual Metodológico de Identificación de Inmuebles y Zonas de Conservación Histórica. Santiago, Chile.
32. Modena, C., Casarin, F., da Porto, F., Garbin, E., Mazzon, N., Munari, M., Panizza, M. y Valuzzi, M.R. (2009). Structural interventions on historical masonry buildings: review of Eurocode 8 provisions in the light of the Italian experience. Universidad de Padova.
33. Mondragón, F.P y Lourenço, P.B. (2012). Criterios para el refuerzo antisísmico de estructuras históricas. Revista de Ingeniería Sísmica N°87. 47-66.
34. MP Ingenieros LTDA (2013). Informe de mecánica de suelos del proyecto Edificio Rio De Janeiro 283 en la comuna de Recoleta. Provisto por la Dirección de Obras Municipales de la Comuna de Recoleta.

35. Muñoz, M.D., Pérez, L., Sanhueza, R., Urritia, R y Rovira, A. (2006). Los paisajes del agua en la cuenca del río Baker: bases conceptuales para su valoración integral. *Revista de geografía Norte Grande*. doi:10.4067/S0718-34022006000200002
36. Instituto Nacional de Normalización (2020). NCh3389: Estructuras – Intervención en Construcciones Patrimoniales y Edificaciones Existentes – Requisitos del Proyecto Estructural. Santiago, Chile.
37. Palazzi, N. C., Favier, P., Rovero, L., Sandoval, C. y de La Llera, J.C. (2020). Seismic damage and fragility assessment of ancient masonry churches located in central Chile. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 3433-3457. doi: 10.1007/s10518-020-00831-1
38. Palazzi, N.C., Rovero, L., de la Llera, J.C y. Sandoval, C. (2019). Preliminary Assessment on Seismic Vulnerability of Masonry Churches in Central Chile. *International Journal of Architectural Heritage*. doi:10.1080/15583058.2019.1570388
39. Palazzi, N.C. (2019). Seismic fragility assessment of unreinforced masonry churches of Central Chile. Universidad Católica. Santiago.
40. Pallarés, M., Valenzuela, M., Chan, J y Elgueta, H. (2006). El objeto de estudio como modelo adecuado de aprendizaje. *Revista De Arquitectura*. Universidad de Chile. Departamento de Arquitectura y Urbanismo. Santiago. 88-95.
41. Pallarés, M. (2015). La arquitectura religiosa en Santiago de Chile 1950-1950. Razones de las reminiscencias góticas. Escuela superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid.
42. Salinas, J. (1980). Nuestros arquitectos de ayer. Eugenio Joannon Croizer. CA N°40. Colegio de Arquitectos de Chile. 51-54
43. Stovel, H. (1998). Risk Preparedness: A Management Manual for World Cultural Heritage. ICCROM. ICOMOS.
44. Urrejola, R. (2018). Desarrollo de un anteproyecto de norma para intervenciones en estructuras patrimoniales. Universidad Técnica Federico Santa María. Santiago.
45. Valledor, R.I. (2016). Análisis sísmico lineal y simulación numérica del daño sísmico acumulado de una estructura patrimonial de albañilería simple. El caso del palacio Pereira. Universidad Católica. Santiago.

46. Valluzzi, M.R. (2006). On the vulnerability of historical masonry structures: analysis and mitigation. *Materials and Structures*. doi:10.1617/s11527-006-9188-7