

**PROPUESTA DE UN MODELO NUMÉRICO DE UNA EDIFICACIÓN DE VALOR  
PATRIMONIAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS  
DE BUCARAMANGA.**

**FABIO ANDRÉS RÍOS FRANCO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2012**

**PROPUESTA DE UN MODELO NUMÉRICO DE UNA EDIFICACIÓN DE VALOR  
PATRIMONIAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS  
DE BUCARAMANGA.**

**FABIO ANDRÉS RÍOS FRANCO**

**Trabajo de grado para optar por el título de**

**Ingeniero Civil**

**Director**

**RICARDO ALFREDO CRUZ HERNÁNDEZ**

**Phd. Ingeniero Civil**

**Codirectora**

**CAROLINA QUINTERO RAMÍREZ**

**Ingeniera Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2012**

Dedicado:

A mis padres, apoyo y guía en el camino de mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS**

- Al doctor Ricardo Alfredo Cruz Hernández y a la ingeniara Carolina Quintero Ramírez, por su apoyo y dirección en la realización de este proyecto.
- A Fray Guillermo Muñoz Castillo y a toda la comunidad franciscana, por su colaboración e interés, sin el cual este trabajo no habría sido posible.
- A Carolina Franco Ariza, por su cooperación en la realización de las fases preliminares de esta investigación.
- A la Universidad Industrial de Santander, a sus docentes, a mis compañeros y amigos, que han sido testigos y apoyo en esta etapa de mi vida.

## CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	17
1. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS: ESTADO DEL CONOCIMIENTO .....	19
1.1. INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	20
1.1.1. Identificación de la construcción.....	20
1.1.2. Caracterización funcional del edificio y de sus espacios .....	21
1.1.3. Levantamiento geométrico .....	21
1.1.4. Análisis histórico de los eventos y de las intervenciones sufridas .....	22
1.1.5. Evaluación de los materiales constitutivos y de su estado de conservación	22
1.1.6. Caracterización mecánica de los materiales .....	23
1.1.7. Terreno y fundación .....	25
1.2. MÉTODOS Y ANÁLISIS PARA LA INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS.....	26
1.2.1. Análisis estático lineal: .....	27
1.2.2. Análisis estático no lineal .....	28
1.2.3. Método del espectro de capacidad.....	29
1.2.4. Análisis dinámico modal.....	31
1.2.5. Análisis dinámico no lineal .....	32
2. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO ...	33

2.1. IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN FUNCIONAL DE LA EDIFICACIÓN .....	33
2.2. LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO.....	35
2.3. MATERIALES CONSTITUTIVOS.....	36
3. MODELO NUMÉRICO DEL TEMPLO.....	41
3.1. MÉTODO DE ANÁLISIS .....	41
3.1..1 Modelo elástico en tres dimensiones.....	42
3.1.2. Modelo para el análisis de la capacidad.....	47
4. ANALISIS Y RESULTADOS .....	50
4.1. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL.....	50
4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.....	54
4.3. ANÁLISIS POR ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES: .....	60
4.3.1. Análisis por esfuerzos admisibles para el modelo con $f_m$ : 8.83 MPa. ....	62
4.3.2. Análisis del modelo cuya mampostería tiene un $f_m$ : 2.96 MPa.....	67
4.4. Análisis para la determinación de la capacidad.....	68
5. CONCLUSIONES .....	72
6. RECOMENDACIONES.....	74
BIBLIOGRAFÍA.....	75
ANEXOS .....	77

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Fases sucesivas para la evaluación de la seguridad sísmica de estructuras de mampostería. ....	19
Tabla 2: Ensayos destructivos para la determinación de las propiedades de la mampostería.....	24
Tabla 3: Propiedades de la mampostería usadas en el modelo numérico. ....	38
Tabla 4: Características de las secciones transversales de los elementos estructurales de la edificación.....	43
Tabla 5: Parámetros del espectro de diseño con seguridad limitada. ....	46
Tabla 6: Propiedades dinámicas de la estructura .....	52
Tabla 7: Periodos y frecuencias de los principales macro elementos de la estructura en su primer modo transversal.....	53
Tabla 8: Relación entre el cortante basal y el peso propio de la estructura.....	54
Tabla 9: Fuerzas actuantes en los apoyos de los principales macro elementos. Modelo con fm: 2.96 MPa. ....	57
Tabla 10: Relación entre el cortante basal y la carga muerta aplicada a cada macro elemento y relación entre el cortante basal de cada uno con respecto al total. Modelo con fm: 2.96 MPa. ....	57
Tabla 11: Fuerzas actuantes en los apoyos de los principales macro elementos. Modelo con fm: 8.83 MPa. ....	58
Tabla 12: Relación entre el cortante basal y la carga muerta aplicada a cada macro elemento y relación entre el cortante basal de cada uno con respecto al total. Modelo con fm: 8.83 MPa. ....	59
Tabla 13: Esfuerzos admisibles para la mampostería.....	61

Tabla 14: Esfuerzos máximos encontrados en los macro elementos de la estructura para cargas de servicio, fm: 8.83 MPa. ....	66
Tabla 15: Esfuerzos máximos encontrados en los macro elementos de la estructura para cargas de servicio, fm: 2.96 MPa. ....	68
Tabla 16: Punto de desempeño del pórtico transversal .....	69
Tabla 17: Pruebas no destructivas cuya finalidad es obtener valores cuantitativos de ciertos parámetros. ....	81
Tabla 18: Pruebas no destructivas cuya finalidad es obtener órdenes de magnitud cualitativos de ciertos parámetros.....	82

## LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Figura 1: Fachada del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga. ....	34
Figura 2: Interior del templo del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga. .....	34
Figura 3: Planta arquitectónica iglesia de San Francisco, Bucaramanga. ....	35
Figura 4: Etapa constructiva del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga. .....	36
Figura 5: Presencia de vegetación y pérdida de material en la mampostería. ....	39
Figura 6: Arbotante con deficiente traba en sus ladrillos y consecuente falla por agrietamiento. ....	39
Figura 7: Problemas de humedad y filtraciones en la cara interna de los muros de la fachada frontal .....	40
Figura 8: Vegetación en la cara externa de los muros de la fachada frontal .....	40
Figura 9: Modelo de las principales zonas del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga. ....	45
Figura 10: Espectro elástico de aceleraciones como fracción de g .....	46
Figura 11: Modelo global del templo del templo. ....	47
Figura 12: Curva sintética de esfuerzo-deformación para la mampostería. ....	48
Figura 13: Modelo para el análisis de la capacidad. ....	49
Figura 14: Primer modo de vibración .....	50
Figura 15: Segundo modo de vibración .....	51
Figura 16: Primer modo transversal para los principales macro elementos de la estructura .....	53
Figura 17: Fachada principal .....	55
Figura 18: Pórtico transversal 1 .....	55

Figura 19: Muro lateral torres.....	55
Figura 20: Fachada lateral .....	55
Figura 21: Pórtico longitudinal .....	55
Figura 22: Pórtico transversal 2 al 9 .....	55
Figura 23: Ábside.....	55
Figura 24: Aporte de cada macro elemento para la resistencia ente diversas solicitaciones. Modelo con fm: 2.96 MPa. ....	58
Figura 25: Aporte de cada macro elemento para la resistencia ente diversas solicitaciones. Modelo con fm: 8.83 MPa. ....	59
Figura 26: Agrietamientos en la clave de las ventanas de las torres y esfuerzos en el sentido vertical para las torres. ....	63
Figura 27: Esfuerzos axiales [MPa] en el eje 2 de los elementos para el portico trasversal.....	64
Figura 28: Esfuerzos cortantes [MPa] en el plano XY para cargas de servicio en el pórtico transversal .....	65
Figura 29: Falla por cortante en un arbotante .....	66
Figura 30: Falla por cortante en una ventana del ábside .....	66
Figura 31: Espectro de capacidad para el modelo con fm: 8.83 MPa. ....	70
Figura 32: Punto de comportamiento para el modelo con fm: 8.83 MPa. ....	70
Figura 33: Espectro de capacidad para el modelo con fm: 2.96 MPa. ....	71
Figura 34: Punto de comportamiento para el modelo con fm: 2.96 MPa. ....	71
Figura 35: Esfuerzos a cortante en el plano XY para la fachada lateral por cargas de servicio [MPa]. ....	77
Figura 36: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para el portico longitudinal [MPa].....	77
Figura 37: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para el pórtico transversal [MPa]. ....	78
Figura 38: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para la fachada principal y las torres [MPa]. ....	78

Figura 39: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para la cara superior de las bóvedas por cargas vivas [MPa].	78
Figura 40: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para la cara inferior de las bóvedas por cargas viva [MPa].	78
Figura 41: Esfuerzos en el plano YY por cargas de servicio en la cara superior de las bóvedas para el modelo con fm: 8.83 PMa.	79
Figura 42: Esfuerzos axiales en el plano YY por cargas de servicio en la cara inferior de las bóvedas para el modelo con fm: 8.83 PMa.	79
Figura 43: Esfuerzos en el plano YY para un sismo en la dirección transversal [MPa].	80
Figura 44: Esfuerzos en el plano YY en el pórtico transversal para un sismo en la dirección de su plano [MPa].	80
Figura 45: Esfuerzos en el plano YY para un sismo en la dirección longitudinal [MPa].	80
Figura 46: Detalle de los esfuerzos en el plano YY para un sismo en la dirección longitudinal [MPa].	80
Figura 47: Mecanismos de colapso de los macro elementos de las iglesias	84
Figura 48: Mecanismos de colapso de los macro elementos de las iglesias	85
Figura 49: Mecanismos de colapso de los macro elementos de las iglesias	86

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A: GRÁFICOS COMPLEMENTARIOS .....	77
ANEXO B: PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS PARA LA OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.....	81
ANEXO C: ÁBACO DE LOS MECANISMOS DE COLAPSO DE LAS IGLESIAS .	84

## RESUMEN

### TITULO:

PROPUESTA DE UN MODELO NUMÉRICO DE UNA EDIFICACIÓN DE VALOR PATRIMONIAL. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SAN FRANCISCO DE ASÍS DE BUCARAMANGA.\*

### AUTORES:

RIOS FRANCO, Fabio Andrés\*\*

### PALABRAS CLAVES:

CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES, TEMPLOS, VULNERABILIDAD SÍSMICA, MODELO NUMÉRICO, MAMPOSTERÍA.

### CONTENIDO:

En los últimos años Colombia se ha interesado lentamente en la protección de su patrimonio arquitectónico de carácter histórico y cultural. Esta tendencia liderada por los países europeos ha contribuido a la generación de lineamientos para el análisis, evaluación y reducción de la vulnerabilidad sísmica a través de labores de intervención compatibles con la conservación del patrimonio cultural.

A partir de la evaluación de las características estructurales más relevantes para una edificación patrimonial es posible conocer el nivel de vulnerabilidad que tiene este tipo de estructuras ante sismos, (evidentemente elevado en comparación con las construcciones modernas dadas las particulares propiedades de sus materiales constitutivos y la falta de conectividad entre sus elementos estructurales), de modo que sea posible generar propuestas, específicas para cada edificación, tendientes a mejorar la seguridad sísmica de la estructura.

Mediante la realización de un modelo completo para el caso de estudio del templo de San Francisco de Asís, una edificación neogótica construida con materiales tradicionales como el ladrillo y la piedra se logró determinar las características estructurales que rigen el comportamiento estático y dinámico de la estructura global y de cada uno de sus macro-elementos, así como identificar aquellas zonas que son más susceptibles ante eventos sísmicos y el punto de comportamiento del macro-elemento más vulnerable.

---

\*Proyecto de Grado. Modalidad Investigación

\*\*Facultad de Ingenierías Físico - Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ing. PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernandez. Co-directora: Ing. Carolina Quintero Ramirez.

## ABSTRACT

### TITLE:

PROPOSAL OF A NUMERICAL MODEL OF A BUILDING WITH HERITAGE VALUE. CASE STUDY: TEMPLE OF SAN FRANCISCO DE ASIS OF BUCARAMANGA\*

### AUTHORS:

RIOS FRANCO, Fabio Andrés\*\*

### KEY WORDS:

HERITAGE BUILDINGS, TEMPLE, SEISMIC VULNERABILITY, NUMERICAL MODEL, MASONRY.

### CONTENT:

In recent years, Colombia has slowly interested in protecting its architectural heritage of historic and cultural character. This trend led by European countries has contributed to the development of guidelines for analysis, evaluation and reduction of seismic vulnerability through intervention efforts consistent with the conservation of cultural heritage.

From the evaluation of structural characteristics relevant to a heritage building is possible to know the level of vulnerability that this kind of structures have during earthquakes, (obviously high compared with modern constructions given the particular properties of its constituent materials and the lack of connectivity between its structural elements), so that it is possible to generate proposals, specific to each building, designed to improve the seismic safety of the structure.

By performing a complete model for the case study of the Church of San Francisco de Asís, a neo-Gothic building built with traditional materials like brick and stone it was possible to determine the structural characteristics that govern the static and dynamic behavior of the overall structure and each of its macro-elements and identify those areas that are more susceptible to seismic events and the point of behavior of the most vulnerable macro-element.

---

\*Degree project: Investigation Modality

\*\*Faculty of Physical - Mechanical Engineering, Civil Engineering School, Director: Ing. PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernandez. Co-director: Ing. Carolina Quintero Ramirez.

## INTRODUCCIÓN

Para la realización de un proyecto de conservación de la seguridad sísmica del patrimonio arquitectónico, es necesario establecer mecanismos que permitan evaluar la vulnerabilidad de estas estructuras ante dichos eventos. Si bien dentro del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) existe una metodología para la evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del código, ésta no responde a las exigencias que imponen las estructuras de carácter histórico y patrimonial, en este caso específico, los templos. Dadas la diversidad de tipologías estructurales encontradas en los templos colombianos, así como la heterogeneidad de los materiales y métodos constructivos empleados en cada caso específico, es aun, ante el avance computacional existente, poco estudiado el comportamiento de estas estructuras y el nivel de vulnerabilidad que estas tienen ante las sollicitaciones sísmicas a las que se pueden ver sometidas.

El presente trabajo se centra en el análisis del comportamiento estático y dinámico de una estructura de valor patrimonial, teniendo como caso de estudio el templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga. Para ello se implementó una metodología de análisis que permitiera identificar el comportamiento de los diversos elementos estructurales de la edificación ante diversas sollicitaciones de carga.

El objetivo general propuesto para llevar a cabo esta investigación fue el de elaborar un modelo numérico de una estructura patrimonial (iglesia) mediante la implementación de una metodología que permita la identificación de los elementos que determinan la respuesta final ante las sollicitaciones sísmicas, para ello se buscó el cumplimiento de los siguientes objetivos específicos:

- Realizar una inspección de las características de la estructuración y del material estructural empleado así como de su estado de conservación.

- Elaborar un modelo numérico de la estructura que tenga en cuenta las características identificadas, así como el modo en que las fallas observadas afectan el comportamiento estructural de la edificación.
- Determinar el punto de desempeño de la estructura en estudio a partir de la simulación sísmica bajo las condiciones más cercanas a su estado actual.

Este trabajo consta de cuatro capítulos, el primero de ellos corresponde a un breve estado del arte del conocimiento en cuanto a la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico en estructuras históricas. En el segundo capítulo se presentan las actividades preliminares que se llevaron a cabo para la realización de este estudio, tales como el levantamiento topográfico y la identificación de los materiales constitutivos. El tercer capítulo hace referencia a la selección de una metodología de análisis para la posterior realización de un modelo numérico de la estructura de la iglesia de San Francisco. El cuarto y último capítulo, presenta el análisis de los resultados obtenidos a partir del modelo.

## 1 EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Para la evaluación de las condiciones de seguridad de estructuras de carácter patrimonial ubicadas en zonas de alta sismicidad, es necesario establecer metodologías e instrumentos para la evaluación de la vulnerabilidad de estas edificaciones desde una escala global para toda una población hasta una local para un elemento estructural de un monumento en particular. Es común dentro del análisis de las edificaciones históricas, antes y después de una intervención a su sistema estructural aceptar niveles de protección sísmica menores a los de las estructuras modernas, dado que en el caso de las primeras, no se ha podido emplear una estrategia fiable de modelación que tenga en cuenta la existencia de incertidumbres en cuanto al comportamiento y a los parámetros del modelo así como de la real eficacia de las labores de mejoramiento (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006).

Es por ello, que antes de acometer una labor de intervención compatible con las características de una edificación de carácter patrimonial, se hace necesario evaluar la vulnerabilidad actual de la estructura, y la que tendría luego del mejoramiento, de modo que se justifique la modificación de aquellas características que hacen parte de la historia del monumento.

Tabla 1: Fases sucesivas para la evaluación de la seguridad sísmica de estructuras de mampostería.

ANAMNESIS	DIAGNOSIS			TERAPIA	CONTROL Y MANTENIMIENTO
	RECONOCIMIENTO		ANÁLISIS		
Estudio de la documentación existente y visitas previas.	determinación de las causas de deterioro y degradación		Evaluación del nivel de seguridad.	Daño estructural.	Elección de las medidas correctoras.
	Enfoque experimental.	Enfoque analítico.			
ESTUDIOS PREVIOS				PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN	EXPLOTACIÓN

Fuente: (LOBILLO, y otros, 2007).

## **1.1 INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

Antes de iniciar la inspección y el levantamiento de una estructura histórica es necesario tener un estado del arte de los sistemas y procedimientos constructivos utilizados en la época de la construcción del monumento así como de su duración y sus posibles interrupciones o de las eventuales reparaciones o reformas de este. El conocimiento de estas características es fundamental para la realización de una evaluación confiable de la seguridad sísmica y para la elección de una metodología de intervención a una estructura.

La inspección de la estructura busca entre otras cosas, la determinación de las dimensiones de los elementos que conforman el sistema estructural, así como la relación existente entre cada uno de ellos, la caracterización de los materiales con que fue construida y el grado de deterioro de éstos. Sin embargo, dadas las características geométricas y arquitectónicas de este tipo de edificaciones, es común que una investigación exhaustiva sea considerada demasiado invasiva.

La información necesaria para plantear y calibrar un modelo que pueda representar de forma cuantitativa y cualitativa el funcionamiento de la estructura puede ser conseguida dependiendo del grado de profundidad requerido, a partir de investigaciones cualitativas, experimentales e históricas. El grado de confiabilidad de este modelo será función de la profundidad de la información utilizada para su elaboración. Según (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006) se proponen las siguientes fases para la inspección de los monumentos históricos:

### **1.1.1 Identificación de la construcción**

Consiste en la identificación de la edificación y de su localización en el territorio con el fin de determinar la vulnerabilidad de la mampostería con respecto al riesgo sísmico, sin dejar de tener en cuenta la jerarquía en las relaciones entre la estructura objeto de análisis y las que están a su alrededor. Además de ello,

deben ser identificadas aquellas zonas de mayor o menor valor histórico dentro de la edificación, con el fin de determinar aquellos sitios donde se pueden llevar a cabo pruebas destructivas.

### **1.1.2 Caracterización funcional del edificio y de sus espacios**

Un completo análisis histórico de la evolución funcional del edificio servirá para detectar las juntas constructivas, las modificaciones producto de los diversos usos que se le ha dado a la estructura y las fallas que estas han ocasionado. De igual modo, la protegerá de posibles modificaciones no compatibles.

### **1.1.3 Levantamiento geométrico**

El conocimiento de las características geométricas de los elementos estructurales de una edificación en mampostería se deriva de un conjunto de operaciones de levantamiento. Un buen levantamiento topográfico servirá para determinar de forma completa las cargas sobre cada uno de los elementos de mampostería y además, ayudará a construir un buen modelo de análisis. Sin embargo, es vital en este punto de la investigación, establecer una clara diferenciación de los elementos que juegan un papel estructural de los que solo cumplen una función arquitectónica.

Dentro de las operaciones de levantamiento geométrico, es importante hacer un estudio de las alteraciones y daños visibles, de modo que se puedan individualizar las causas y las posibles evoluciones de los problemas estructurales, así como el comportamiento de la edificación. De acuerdo con (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006) estas lesiones serán clasificadas según su geometría teniendo en cuenta aspectos como su extensión, amplitud y movimiento, ya sea este por rotación, deslizamiento, movimiento fuera del plano, etc. Un cuadro de fallas podrá ser asociado a uno o varios mecanismos de falla de acuerdo a su

geometría, el material, la cimentación, con las transformaciones o con los eventos sufridos. De igual modo se ha de trabajar con las deformaciones y si es posible, asociarlas a un mecanismo de daño.

Para el levantamiento geométrico de una estructura de carácter histórico se puede recurrir a técnicas de medición tanto directa como indirecta. Este trabajo se podrá realizar mediante instrumentos topográficos, escaneos con láseres de alta precisión, sondas, material fotográfico y de video o técnicas de fotogrametría, es decir, mediante la generación de una proyección tridimensional a partir de la toma de fotos de un mismo objeto desde diversas posiciones.

#### **1.1.4 Análisis histórico de los eventos y de las intervenciones sufridas**

La reconstrucción de la historia del monumento es fundamental para la definición de su estado de solicitaciones determinado por las posibles zonas de discontinuidad o heterogeneidad. El reconocimiento de las técnicas constructivas así como la comprensión de la respuesta de la estructura a algunos eventos súbitos naturales, permiten conocer tras una etapa de análisis, los diversos mecanismos de falla y comprender las posibles modificaciones hechas a la estructura para solucionarlos. Es por esto que una edificación histórica debe ser tratada como un laboratorio a escala real de todo tipo de cargas y es la labor del investigador determinar independientemente del comportamiento satisfactorio que haya tenido ésta en el pasado, el nivel de seguridad que tiene para sobrevivir en el futuro.

#### **1.1.5 Evaluación de los materiales constitutivos y de su estado de conservación**

El objetivo de esta etapa es, a partir de la identificación de los materiales constitutivos de los elementos estructurales y de su estado de conservación,

proyectar la cantidad, localización y tipología de las pruebas a realizar en la estructura de modo que se pueda obtener la mayor información si afectar tanto el monumento. Se deberá verificar la técnica constructiva de acuerdo a la tradición de la época y la calidad de esta, así como la presencia de elementos eficientes o vulnerables.

#### **1.1.6 Caracterización mecánica de los materiales**

Para la evaluación de una estructura, y para la construcción y calibración de un modelo es necesario llevar a cabo algunas pruebas para establecer un pleno conocimiento de las características y las propiedades mecánicas (resistencia, deformación), físicas (densidad, porosidad), químicas (composición), de los materiales de la edificación histórica. Si bien existen dos tipologías para la medición de estas características, las no destructivas, y las medianamente destructivas y destructivas, las primeras no son tan fiables muchas veces por cuanto los valores de las propiedades requeridas son tomados de mediciones de otras propiedades, como por ejemplo, la velocidad de propagación de una onda. Sin embargo, al calibrar los valores encontrados en pruebas no destructivas y destructivas es posible reducir el número de las últimas. Solo para mampostería construida con ladrillos o piedras rectangulares es posible determinar la resistencia de esta a partir de datos obtenidos de sus ladrillos y morteros. El número de pruebas llevadas a cabo no sigue ningún tratamiento estadístico, y no constituye parte de ninguna metodología de análisis probabilístico. En las tablas 17 y 18 del anexo 2 de este trabajo se presenta un compendio de las pruebas no destructivas que se han implementado para la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos en estructuras de mampostería.

Dentro del grupo de pruebas destructivas, se encuentran aquellas llevadas a cabo a núcleos que atraviesen la totalidad del elemento estructural, de modo que se pueda conocer la composición de este y los posibles cambios de material entre el

interior y el exterior. De estos núcleos se pueden sacar probetas susceptibles de ensayos mecánicos cuando se tiene certeza de la homogeneidad del material dentro del elemento estructural. La siguiente tabla presenta los diferentes ensayos mecánicos que pueden realizarse a probetas medianamente homogéneas extraídas mediante ensayos destructivos:

Tabla 2: Ensayos destructivos para la determinación de las propiedades de la mampostería.

<b>Composición química</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Composición química elemental por energía dispersiva de rayos X (EDAX).</li> <li>• Análisis micro-estructural por microscopía electrónica de barrido.</li> <li>• Composición mineralógica por difracción de rayos X.</li> </ul>
<b>Propiedades físicas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensayos para la determinación de la densidad, porosidad y absorción.</li> <li>• Caracterización de parámetros térmicos (coeficiente de dilatación térmica, conductividad térmica, etc.)</li> </ul>
<b>Propiedades mecánicas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensayos de compresión, flexo-tracción y tracción indirecta para la obtención de la resistencia del material, el modulo de elasticidad, y el coeficiente de Poisson.</li> </ul>
<b>Propiedades relacionadas con la durabilidad</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensayos de humedad-sequedad.</li> <li>• Ensayos de abrasión.</li> </ul>

Fuente: (LOBILLO, y otros, 2007).

Cuando no existe homogeneidad en los materiales constitutivos del elemento estructural, una probeta solo podrá ser representativa cuando su dimensión menor

es mayor a dos veces el tamaño de la piedra más grande. La extracción de probetas de una dimensión tan grande muy pocas veces es posible, de modo que se puede optar por construir en laboratorio especímenes con materiales y técnicas similares con las que fue construido el monumento. Los ensayos aplicados a este tipo de elementos son:

- Ensayos de compresión simple y excéntrica.
- Ensayos de corte.
- Ensayos de flexión.
- Ensayos de tracción diagonal.

Teniendo en cuenta que estas pruebas modifican en algún grado a las edificaciones patrimoniales, se emplean también, un grupo de técnicas que en base a mediciones no destructivas obtienen de forma indirecta las propiedades buscadas para la calibración del modelo, a partir de algunas características medibles de los materiales. Sin embargo, los valores cuantitativos de estas muchas veces no son útiles dada la falta de precisión de estas pruebas, luego su mayor utilidad consistirá en, junto con los ensayos de carácter destructivo, identificar zonas defectuosas o con discontinuidades evidentes. En los anexos de este trabajo se presenta un resumen de las pruebas de carácter no destructivo que pueden ser aplicadas en la investigación de estructuras históricas en mampostería, elaborado por (LOBILLO, y otros, 2007).

#### **1.1.7 Terreno y fundación**

(Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006) Define esta etapa como la obtención de un pleno conocimiento del subsuelo y del sistema de fundación, fundamental para la evaluación del comportamiento sísmico. En el caso de bienes de interés cultural, tal conocimiento no debe limitarse al estado actual, sino también a los posibles cambios antrópicos y naturales. Estas evaluaciones deben ser de carácter difuso, por motivos económicos y de impacto. Sus objetivos serán

la definición de un modelo geotécnico en base al perfil estratigráfico obtenido de los sondeos, definición del régimen de aguas subterráneas y su variación estacional y de su posible modificación, la caracterización mecánica del subsuelo (interacción suelo-fundación-estructura, licuefacción, expansión, estabilidad de taludes), la caracterización geométrica y del nivel de daño o desestabilidad a partir de excavaciones, perforaciones o métodos geofísicos.

## **1.2 MÉTODOS Y ANÁLISIS PARA LA INVESTIGACIÓN DE ESTRUCTURAS HISTÓRICAS**

El análisis del estado de una edificación histórica como proceso de evaluación estructural se basa en estudios analíticos, para lo cual (PEÑA, 2010) propone la siguiente metodología:

- Adquisición de datos.
- Selección de las herramientas de análisis.
- Proceso de calibración y validación.
- Selección de los tipos de análisis numéricos.
- Análisis paramétricos.

Luego de superada la etapa de adquisición de datos, descrita en el numeral 1, se procede a seleccionar una o varias herramientas de análisis dependiendo de los recursos disponibles y los objetivos de la investigación. (PEÑA, 2010) presenta tres métodos que han sido aplicados recientemente a diversas estructuras patrimoniales:

**Elementos Finitos:** Dentro de las ventajas de este método, se pueden encontrar la facilidad de definir, para una estructura que se pueda considerar continua, cualquier tipo de geometría, material o sollicitación. Sin embargo, la gran demanda de recursos computacionales, así como la dificultad de definir las propiedades inelásticas de los materiales son un gran inconveniente en su aplicación.

**Elementos Discretos:** Es un método apropiado para estructuras donde los elementos se consideren discontinuos, ya que permite movimientos relativos y cambios en las características geométricas. La dificultad está en el momento de la definición de las propiedades mecánicas de las juntas de cada uno de los elementos.

**Elementos Rígidos:** Es un método simplificado útil para estudios dinámicos no lineales, se requieren pocos elementos para definir cualquier tipo de geometría en dos dimensiones. Este método consiste en evaluar la capacidad de desplazamiento de un sistema luego que un mecanismo de colapso se ha activado dándole a este de forma incremental, configuraciones variadas y crecientes de desplazamiento.

Dentro de los tipos de análisis a los que puede ser objeto un modelo construido a partir de alguna de los métodos anteriores, se pueden encontrar los siguientes:

### **1.2.1 Análisis estático lineal:**

Se pueden llamar métodos elásticos los que se basan en la hipótesis de que el material estructural tiene un comportamiento lineal, tanto para esfuerzos de compresión, como de tracción, o sea que las deformaciones internas aumentan proporcionalmente a los esfuerzos aplicados para cualquier valor de estos últimos (MELI, 1998). Sin embargo, la hipótesis de la relación de esfuerzo-deformación para la mampostería no es del todo válida, no solo por su prácticamente nula resistencia a la tracción, sino también por la susceptibilidad que esta tiene a los cambios de temperatura, humedad y deformaciones por asentamientos.

Dentro del análisis estático lineal, es posible definir la acción sísmica mediante un sistema de fuerzas horizontales distribuidas en razón a los aportes de las masas solo para construcciones comparables con un edificio ordinario. En los demás casos deberán ser tomadas:

- Una distribución de fuerzas proporcionales a las masas.
- Una distribución de fuerzas proporcionales al principal modo de vibración en la dirección de análisis estimado en base a la distribución de las rigideces y de las masas. Para el cálculo del periodo de vibración, se deberá tomar los módulos de elasticidad fisurados.

No puede esperarse que los resultados de un análisis elástico sean representativos, dado que al confrontar los valores de las deformaciones y los esfuerzos a tensión y compresión con los de resistencia del material, van a dar resultados erróneos, al definir zonas de esfuerzos elevados “no aceptables”, más aun cuando con el tiempo, estos se redistribuyen en las zonas críticas de la estructura. Sin embargo, en este tipo de análisis se hacen cumplir las condiciones tanto de equilibrio como de compatibilidad, por lo que representa una solución valida que plantea una trayectoria de cargas y una indicación de los esfuerzos y deformaciones promedio, aunque estas no sean, como se ha dicho ya, del todo confiables (MELI, 1998).

### **1.2.2 Análisis estático no lineal**

Dado que la limitación más grande de los análisis lineales es la consideración de que las propiedades de la mampostería son iguales tanto para esfuerzos de tracción como de compresión, los análisis de tipo no lineal se plantean como una solución. (MELI, 1998) Propone mediante la observación de los resultados obtenidos a partir de modelos lineales de elementos finitos encontrar las zonas de tracción y modificar las propiedades de rigidez de estos elementos de modo que se pueda reproducir en un modelo lineal características no lineales propias de un agrietamiento. Existen sin embargo, programas de caculo que realizan estas transformaciones de manera automática.

(Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006) define este tipo de análisis como la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura y de su capacidad de

desplazamiento en el estado límite último al confrontarse contra el desplazamiento solicitado por un terremoto, evaluado en términos espectrales.

### **1.2.3 Método del espectro de capacidad**

Mediante el método del espectro de capacidad es posible conocer como se comporta una edificación ante un terremoto. Consiste en la comparación de forma gráfica de la capacidad de una estructura para soportar eventos sísmicos, con la demanda provocada por estos.

Teniendo un modelo que considere las propiedades inelásticas de los materiales así como de las uniones de los elementos estructurales es posible construir a partir de la relación esfuerzo-deformación y de un análisis incremental, la curva de capacidad de la estructura, ya sea mediante un análisis estático no lineal (pushover) o un análisis límite.

La capacidad de la estructura está definida por un espectro de capacidad que representa por medio de desplazamientos y aceleraciones espectrales los parámetros cortante basal y desplazamiento producidos por un sismo. En cuanto al sismo, la demanda que este produce sobre la estructura está definida por un espectro de demanda inelástico o en su defecto elástico con alto grado de amortiguamiento, en donde los periodos se representan como líneas radiales que salen desde el origen. El punto donde se intersectan estas dos curvas representa el punto de desempeño de la estructura. (Freeman, 1998).

#### **1.2.3.1 Análisis de “pushover”**

El análisis consiste en la aplicación de cargas gravitacionales y de un sistema de fuerzas horizontales, que aumentan manteniendo invariable la relación relativa entre ellas, de modo que se logre incrementar monótonamente el desplazamiento horizontal de un punto de control hasta que se alcance la condición última. En este caso, las fuerzas estáticas de sismo serán distribuidas de la misma forma que para un análisis estático lineal.

Dado que la curva de capacidad en una estructura esta relacionada con la identificación de sus mecanismos de colapso, y a que en una estructura histórica, existe gran variedad de tipologías estructurales dentro del conjunto arquitectónico, se ha identificado, mediante la observación del comportamiento de estas edificaciones en sismo fuertes, que es recomendable realizar este análisis definiendo macro elementos o zonas que ante un evento de dicha naturaleza se puedan comportar de manera independiente (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006).

### **1.2.3.2 Análisis límite**

La teoría del análisis límite es aplicable a las estructuras de mampostería si cumplen con los siguientes requisitos (Heyman, 1966).

- La mampostería no resiste fuerzas de tracción.
- La mampostería presenta una resistencia a compresión infinita.
- No puede ocurrir fallo por deslizamiento.
- Las deformaciones elásticas son despreciables.

De este modo, cumpliendo con estos requisitos, se cumple con las siguientes tres teorías del análisis limite.

**Teorema fundamental del análisis límite del límite inferior (o aproximación estática):** Una estructura de mampostería es segura (estable) si es posible encontrar una situación de equilibrio entre las fuerzas internas y externas compatible que no viole la condición de límite, es decir, que las cargas se transmitan dentro de la mampostería con esfuerzos menores a los correspondientes a la resistencia ultima del material.

**Teorema fundamental del análisis límite del límite superior (o aproximación cinemática).** Este teorema busca encontrar aquellos valores de carga que llevaran a la estructura al colapso cinemático mediante la formación de un numero

suficiente de articulaciones. Para el caso de estructuras hiperestáticas, la formación de estos mecanismos se da cuando la línea de presiones dentro del elemento estructural pasa por un extremo de la sección, luego casi la totalidad del elemento se encuentra sometido a tracción. La carga que lleve la estructura al colapso será aquella a la que le corresponda un número suficiente de articulaciones y una línea de presiones correspondiente.

**Teorema fundamental del análisis límite de la unicidad:** Establece que si se determina una solución contenida en el contorno y tangente en un número de puntos igual al número de rótulas plásticas necesarias para provocar el mecanismo inestable, entonces la carga aplicada es la verdadera carga última y el mecanismo representa el mecanismo último (Vacas, 2009).

Existen dos tipologías de análisis límite, una de carácter estático, en donde se determina una solución entre muchas que si bien puede no ser compatible con las condiciones de continuidad y compatibilidad de deformaciones, si cumple con el equilibrio y por lo tanto con el teorema del límite inferior, dentro de esta tipología se encuentra el método de la estática gráfica. El análisis límite cinemático considera por su parte, la menor de las cargas que puede llevar a una estructura al colapso a partir de la definición de rótulas plásticas.

#### **1.2.4 Análisis dinámico modal**

El análisis dinámico modal es realizado a través de modelos elásticos lineales, es por ello, que la evaluación de su comportamiento en condiciones de límite de resistencia es limitada para edificaciones en mampostería, solo sería aplicable en los casos en que tras una comparación entre demanda y capacidad, se determina que la incursión en una fase no lineal es poca (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006). De cualquier modo, este modelo es útil para evaluar las principales características de vibración de la estructura, como son las frecuencias y las formas modales. Se debe tener especial cuidado al utilizar el análisis modal

espectral, en donde se calculan solo los máximos de la respuesta en los principales modos de vibración y que basado en el principio de la superposición de efectos y combinaciones modales se obtiene el máximo de respuesta total.

### **1.2.5 Análisis dinámico no lineal**

El análisis dinámico no lineal puede ser utilizado con modelos no lineales de elementos finitos, siempre que los componentes constitutivos estén en grado de simular no solo la pérdida de rigidez y resistencia a nivel puntual, sino también las características de disipación asociadas al comportamiento ciclo histérico. Este método debe ir acompañado del análisis estático no lineal, con el fin de determinar la capacidad de deformación última de la estructura, a través de limitaciones de la ductilidad. Desde el punto de vista operativo, este análisis presupone la utilización de diversos grupos de acelerogramas, al menos tres, seleccionados en modo de resultar compatibles con el espectro de respuesta correspondiente al subsuelo (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006).

Dentro de este grupo de análisis no lineal entran también, aquellos llevados a cabo mediante métodos de elementos discretos en donde los desplazamientos y vibraciones de la estructura se deban a desplazamientos locales de grandes bloques donde las mayores deformaciones se presentan en las juntas. Tal es el caso de los monolitos, columnas y arcos formados por bloques de piedra.

## **2 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO**

### **2.1 IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN FUNCIONAL DE LA EDIFICACIÓN**

El templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga es una edificación de arquitectura neogótica construida a mediados del siglo XX. En el año 1944 se dio inicio a su construcción y solo hasta 1952 fue trasladado el culto a este.

El templo de tres naves tiene 72 metros de largo repartidos en 11 vanos y 24 metros de ancho. Su nave central con una luz libre entre columnas de 10.6 metros y una altura de 22.8 metros esta cubierta por una bóveda de cañón apuntado con lunetos también de forma ojival con presencia de nervios en las aristas. Las naves laterales están cubiertas con bóvedas nervadas cuadripartitas de arco ojival cuya clave se encuentra a una altura de 12.4 m, encima de estas, se encuentran una cubierta formada por placas de mampostería de cuatro aguas. La estructura es rematada con un ábside de 7 caras.

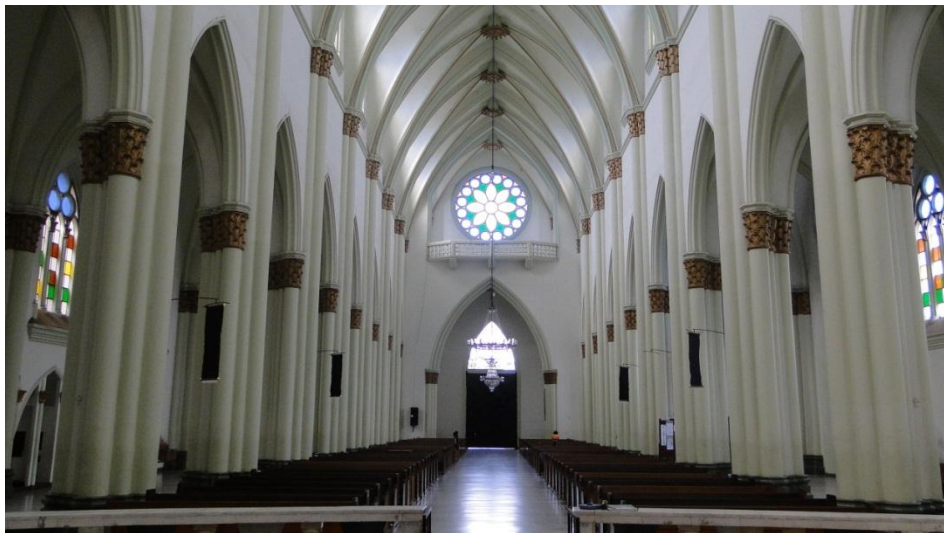
La fachada de la iglesia al igual que los muros exteriores se caracteriza por la presencia de dos capas de materiales constitutivos, una exterior de piedra caliza y una interior de ladrillo. La fachada comunica el templo al exterior mediante tres grandes portales para cada una de las naves, y justo encima de los portones laterales se levantan dos torres que son soportadas cada una por cuatro columnas de grandes dimensiones y que sirven de sustento a un par de estructuras de forma piramidal de 8 caras construidas en concreto reforzado con bloques de concreto calados. Justo en la zona entre las torres se levanta una segunda planta que conforma el coro del templo, al cual se accede por una escalera exterior a este. Todas las columnas de la iglesia construidas en concreto reforzado

presentan una sección en forma de cruz con un remate en forma de semicírculo. Sobre las columnas se encuentran desplantados los arcos formeros sobre los que descansan los muros interiores, estos arcos, junto con los fajones son el soporte de las bóvedas de las tres naves.

Figura 1: Fachada del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga.



Figura 2: Interior del templo del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga.

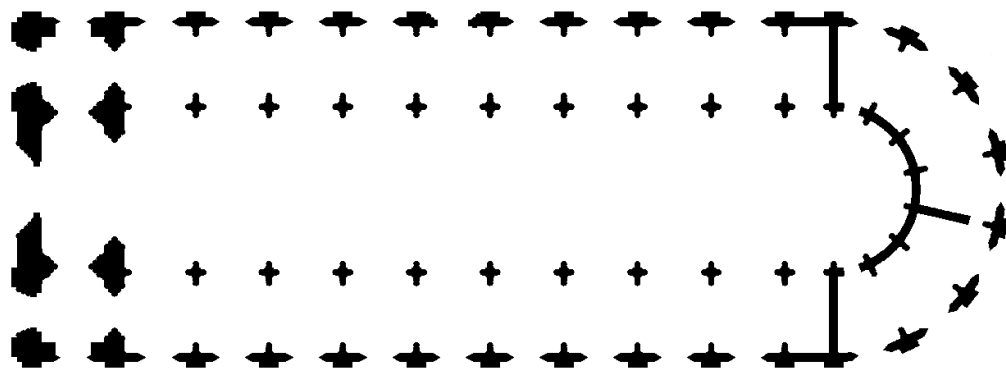


## 2.2 LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO

Teniendo en cuenta que la parroquia contaba con unos planos de la época de la construcción se procedió a verificar que las dimensiones expresadas en estos correspondieran a la realidad. Si bien se encontró que se había reducido el tamaño de uno de los vanos del templo para dar paso a una geometría más regular, la configuración en planta para los pórticos transversales no varió considerablemente. Para la realización del levantamiento topográfico se utilizaron dos técnicas de medición; por un lado, con cinta métrica, se tomaron las longitudes de las luces y las alturas de diversas zonas del templo, además de las dimensiones de elementos estructurales como columnas, contrafuertes, arbotantes y muros, y por otro lado, se verificaron estas dimensiones con las observadas en los planos y con sencillas relaciones geométricas a partir de fotografías tomadas desde diferentes puntos de vista.

La geometría de la edificación fue modelada por medio de una herramienta de dibujo CAD teniendo en cuenta las características geométricas que deben cumplir algunas tipologías estructurales encontradas como son los arcos ojivales, los arbotantes y las bóvedas. En la figura 3 se presenta el plano arquitectónico elaborado para la iglesia:

Figura 3: Planta arquitectónica iglesia de San Francisco, Bucaramanga.

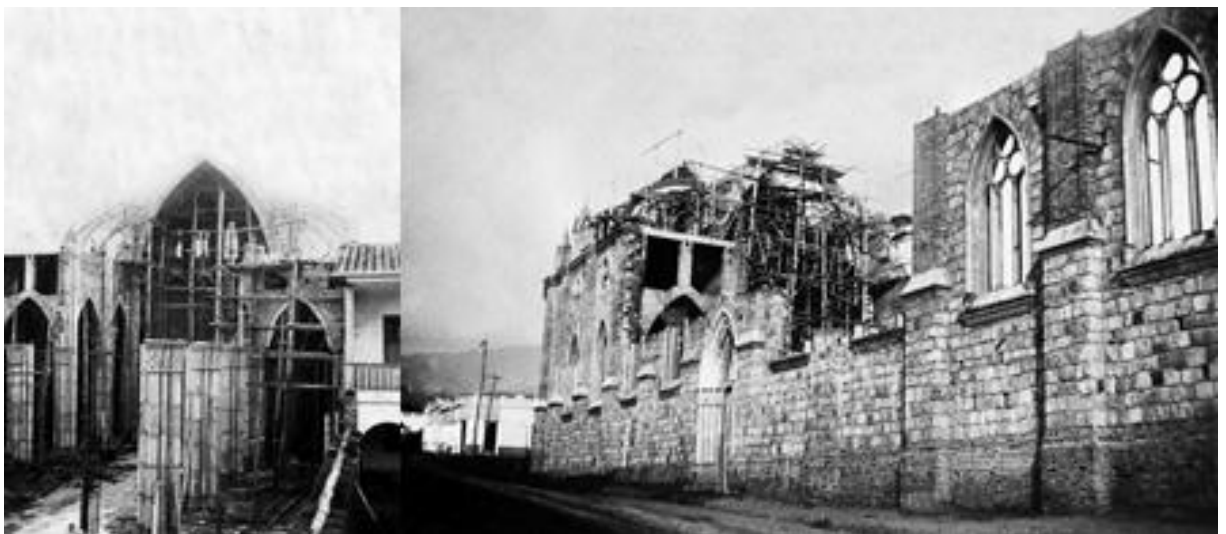


### 2.3 MATERIALES CONSTITUTIVOS

Dentro del programa de trabajo desarrollado para la iglesia de San Francisco de Asís, se realizaron diversas inspecciones a la estructura, de modo que se pudiera establecer un inventario de los materiales usados en la construcción del templo. Igualmente, se tuvieron en cuenta diversos registros fotográficos de la etapa de construcción del monumento y los planos de diseño aun conservados.

El material predominante en la iglesia es sin duda la mampostería fabricada con ladrillo tolete y mortero con base de cemento; los muros perimetrales, sin embargo, tienen tanto una capa interior fabricada en ladrillo, como una exterior en roca arenisca. Las columnas fueron construidas en concreto reforzado y las bóvedas están hechas de tablonces de gres. En la Figura 4 se puede observar la estructura durante su etapa constructiva, pudiéndose diferenciar las dos capas de mampostería de los muros perimetrales, así como el refuerzo de las columnas.

Figura 4: Etapa constructiva del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga.



Dado que el desarrollo de este proyecto surgió del interés del autor en este tipo de estructuras y no como una necesidad de la parroquia, no fue posible realizar

pruebas de caracterización de los materiales constitutivos. Es por eso que se decidió solamente evaluar la interacción de los diversos elementos estructurales para soportar cargas gravitacionales y sísmicas y determinar el punto de desempeño de la estructura para un modelo que contemplara un rango de propiedades para la mampostería, material que, como ya se ha explicado, predomina en la construcción.

Para tener en cuenta entonces un rango de posibles propiedades, se decidió evaluar la estructura para dos tipos de material, donde la resistencia a la compresión de una unidad de ladrillo tolete  $f_p$  se definió en los valores de 6.57 Mpa y 19.61 Mpa para cada uno de los modelos. Las demás propiedades mecánicas de la mampostería se obtuvieron de las relaciones establecidas por (MELI, 1979) en función de  $f_p$ :

$f_m = 0.45 * f_p$  donde  $f_m$  es la resistencia a la compresión de la mampostería.

$E_m = 450 * f_m$  donde  $E_m$  es el módulo de elasticidad de un muro de piezas de arcilla.

Es aceptado que la relación esfuerzo deformación de la mampostería bajo compresión uniaxial parece elastoplástica. El euro código 6 provee una curva esfuerzo deformación parabólica para el diseño de 3 secciones para el estado límite último de la mampostería. Los parámetros de esta relación son el esfuerzo a la compresión, la deformación máxima  $\epsilon_m$  y la deformación última  $\epsilon_{um}$ . El mismo código permite aproximar el módulo de elasticidad a  $1000f_k$  siendo este el esfuerzo característico a la compresión de la mampostería. Se define el módulo a cortante como  $0.4E$ , lo que es equivalente a un módulo de poisson de 0.25. (Molins Borrell, 1997).

Teniendo en cuenta las anteriores relaciones, se plantearon, en función de la resistencia a la compresión de una unidad de ladrillo, dos tipos de mampostería,

estos, junto con las propiedades del concreto que se escogieron para los elementos construidos en este material se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3: Propiedades de la mampostería usadas en el modelo numérico.

Material	Mampostería 1	Mampostería 2	Concreto 3000 psi	
em	0.002	0.002	-	
eu	0.0035	0.0035	0.003	
v (poisson)	0.25	0.25	0.2	
fp [MPA]	6.57	19.61	f'c [MPA]	20.68
fm [MPA]	2.96	8.83		
E [MPA]	1330.52	3971.69	21525.56	
G [MPA]	532.21	1588.68	8968.98	
Y [kg/m <sup>3</sup> ]	1.85	1.85	2.4	

Ahora bien, dentro de la estructura de la iglesia de San Francisco, fue posible observar diversos problemas que generan una degradación de las propiedades mecánicas y que posibilitan la formación de fallas. De igual modo, se encontraron algunos daños localizados en elementos puntuales de la estructura, tales como los arbotantes, los arcos y las bóvedas. Particularmente en los arbotantes de la iglesia se encontró que si bien algunos estaban en perfecto estado, otros como el de la figura 6 presentaban una mala disposición de los mampuestos posibilitando de este modo una falla por agrietamiento que atraviesa todo el elemento en el apoyo de este. En algunos de los arcos de la nave central, se identificaron agrietamientos cercanos a la clave de estos elementos, posiblemente por la formación de una rótula debido al movimiento de los apoyos o coceo. Sin embargo, a los sumo se encontraron en algunos de estos hasta dos grietas, siendo 4 el necesario para que se desarrolle un mecanismo de inestabilidad.

Figura 5: Presencia de vegetación y pérdida de material en la mampostería.



Figura 6: Arbotante con deficiente traba en sus ladrillos y consecuente falla por agrietamiento.



En cuanto a los muros exteriores, se pudo detectar cerca a las zonas de cubierta que estos estaban sujetos a fuerte humedad y presencia de vegetación por la caída de agua lluvia sobre los muros, aun cuando las cubiertas están correctamente impermeabilizadas.

Figura 7: Problemas de humedad y filtraciones en la cara interna de los muros de la fachada frontal



Figura 8: Vegetación en la cara externa de los muros de la fachada frontal



### 3 MODELO NUMÉRICO DEL TEMPLO

#### 3.1 MÉTODO DE ANÁLISIS

El método de análisis propuesto para la iglesia de San Francisco de Asís consistió en un procedimiento de dos etapas:

- Un modelo en tres dimensiones de toda la estructura considerando características lineales para los materiales de modo que se pudiera observar el patrón de distribución de esfuerzos a lo largo de los elementos estructurales y los puntos más débiles de la edificación, así como determinar las características dinámicas de esta. El modelo se realizó con SAP2000 idealizando la estructura a partir de elementos tipo placa.
- Análisis de la capacidad de la estructura ante cargas sísmicas a partir de un análisis de Pushover para un pórtico transversal modelado con elementos tipo barra.

La elección de esta metodología de análisis lineal en tres dimensiones corresponde al hecho de que, si bien el comportamiento de un mampuesto es aproximadamente lineal y de falla frágil, existen diversos parámetros de la mampostería en su conjunto como la prácticamente nula resistencia a la tracción, que ante la formación de una grieta adquiere características no lineales, la anisotropía por la presencia de elementos con características diversas (ladrillos y mortero), la susceptibilidad que esta presenta a deformarse por la presencia de asentamientos diferenciales o cambios de humedad o temperatura, que hacen muy difícil aplicar una metodología de análisis no lineal en tres dimensiones para una estructura compleja que simule verazmente el comportamiento mecánico y al elevado número de grados de libertad que se tienen (MELE, y otros, 2003). A pesar de que no puede esperarse que los resultados de un análisis elástico sean representativos de los esfuerzos y de las deformaciones reales, en este tipo de análisis se hacen cumplir las condiciones tanto de equilibrio como de compatibilidad, por lo que

representa una solución válida que plantea una trayectoria de cargas y una indicación de los esfuerzos y deformaciones promedio, aunque estas no sean, como se ha dicho ya, del todo confiables (MELI, 1998).

### **3.1.1 Modelo elástico en tres dimensiones**

El proceso de construcción del modelo numérico se llevo a cabo en las siguientes etapas:

#### **3.1.1.1 Elaboración del modelo geométrico**

Esta etapa, debido a la complicada arquitectura de la iglesia, se llevó a cabo simultáneamente con el levantamiento topográfico. Se trazaron los planos de la planta y los alzados y se dio paso a la creación de un modelo en tres dimensiones de tres elementos diferenciados de la iglesia, a saber: un pórtico transversal, el ábside y la fachada junto con las torres.

Dado que la elaboración de estas representaciones geométricas buscaba generar un punto de partida para la definición del modelo numérico en el programa SAP2000, se buscó que existiera compatibilidad entre el tipo de elementos utilizados para el dibujo en AUTOCAD Civil y el tipo de los utilizados por el programa de cálculo. Es por ello que, habiendo definido que el modelo lineal se realizaría mediante elementos tipo placa, se decidió construir la geometría de los tres macro elementos señalados, teniendo en cuenta las simplificaciones adicionales que pudiese representar la presencia de los diferentes ejes de simetría, mediante un conjunto de mallas que darían paso a pequeños rectángulos definidos en Autocad como "3DFace", estos últimos, al ser exportados como un archivo .dxf generaron en el programa de análisis, para cada uno de los tres componentes descritos anteriormente, un modelo de placas.

Un elemento tipo placa (Shell) es una entidad de tres o cuatro nodos con 6 grados de libertad, cuyo comportamiento incluye componentes de rigidez por traslación en el plano y en la dirección normal a este, así como componentes rotacionales fuera del plano y en la dirección normal al elemento. (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2009)

### 3.1.1.2 Definición de las características del modelo numérico

Concluida la etapa anterior solo se cuenta con un archivo que contiene las cualidades geométricas de cada zona de la iglesia. El siguiente paso fue asignar los espesores y las características mecánicas de los elementos, así como las restricciones definidas por los apoyos de la estructura.

Tabla 4: Características de las secciones transversales de los elementos estructurales de la edificación.

Sección	Material	Tipo de elemento	Espesor [m]
Muro torres 2	Ladrillo	Shell-Thin	0.23
Muro torres 1	Ladrillo	Shell-Thin	0.53
Muro segundo piso	Ladrillo	Shell-Thick	1.2
Muro fachada	Ladrillo	Shell-Thick	1.4
Bóvedas	Ladrillo	Shell-Thin	0.1
Columnas	3000Psi	Shell-Thin	0.4
Mampostería Interior	Ladrillo	Shell-Thin	0.4
Mampostería Exterior	Ladrillo	Shell-Thin	0.6
Placas	Ladrillo	Shell-Thin	0.2
Muro zona de rosetón	Ladrillo	Shell-Thick	0.9
Vigas	3000Psi	Shell-Thin	0.6

En la selección del tipo de elemento utilizado, ya sea Shell thin o thick, se tuvo en cuenta el espesor de cada uno de los elementos estructurales. Un elemento delgado o “Thin” es usado para omitir deformaciones producidas por cortante transversal. El elemento grueso o “Thick” será utilizado entonces, cuando se quieran tener en cuenta estos efectos (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2009).

Fue necesario además, verificar que existiera conectividad entre cada una de las partes del modelo, para ello en muchos casos fue oportuno redibujar los elementos de modo que cada placa estuviera debidamente conectada a sus vecinas por medio de tres o 4 nodos máximo, según el caso. (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2009) Recomienda realizar los modelos a partir de elementos cuadriláteros, siendo los triangulares solo necesarios para zonas de transición. Cada elemento deberá cumplir con las siguientes características:

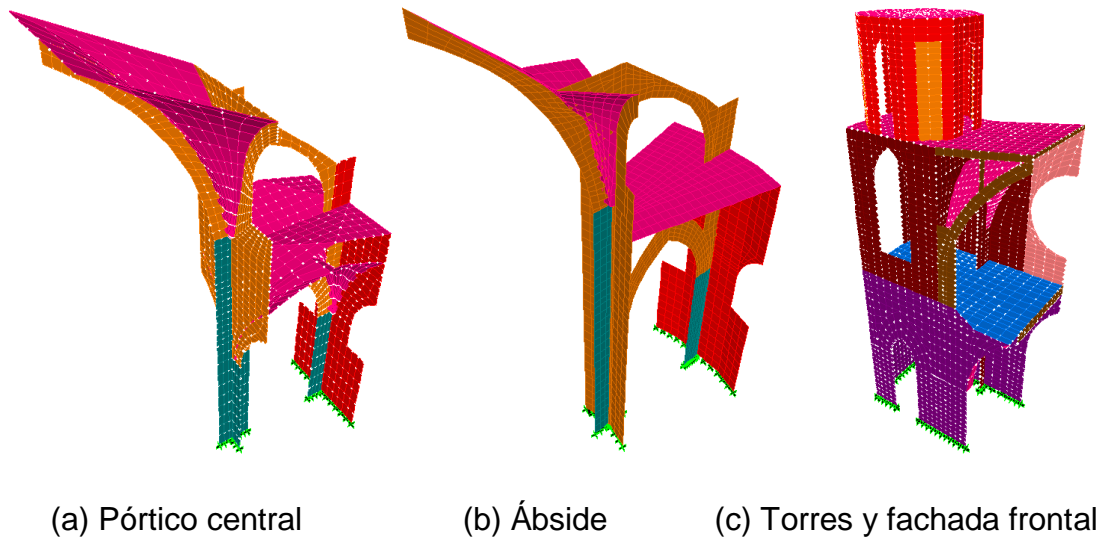
- El ángulo interno de cada esquina deberá ser menor a  $180^\circ$ . Los mejores resultados para los elementos cuadriláteros se obtienen cerca a los  $90^\circ$ , o al menos en el rango entre  $45^\circ$  y  $135^\circ$ .
- La relación entre los lados de un elemento no deberá ser muy larga. Para un triángulo será la relación entre el lado más largo y el más corto, para un cuadrilátero, será la relación entre la distancia más larga entre lados opuestos sobre la distancia más corta. Los mejores resultados se obtienen para cocientes cercanos a 1, o al menos menores a 4, pero en ningún caso mayores a 10.
- Los cuatro nodos de un elemento cuadrilátero deberán ser coplanarios.

Para corroborar que efectivamente existiese esta conexión, se corrieron los tres modelos y se revisaron los principales modos de vibración en busca de cualquier anomalía.

Teniendo en cuenta las condiciones de simetría de los modelos, se procedió a hacer las respectivas replicas para así obtener los modelos completos de cada

macro-elemento. A continuación se presentan las diferentes zonas de la iglesia que representan entidades particulares dentro de la edificación.

Figura 9: Modelo de las principales zonas del templo de San Francisco de Asís, Bucaramanga.



### 3.1.1.3 Unión de los modelos construidos

En esta etapa se interconectaron las tres zonas que habían sido modeladas por separado, para ello, previamente se replicó el pórtico transversal teniendo en cuenta el número de veces que este se repite a lo largo de la estructura. Posteriormente, se importaron los tres modelos en uno solo y se conectaron de forma que en el análisis dinámico modal, toda la estructura se comportara como una unidad. El modelo del conjunto estructural del templo se presenta en la figura 11. En esta etapa del proceso, se asignaron las cargas vivas a las bóvedas y placas de la estructura:

- $0.35 \text{ KN}/\text{m}^2$ , para las bóvedas, donde la pendiente es superior a  $15^\circ$ .
- $0.5 \text{ KN}/\text{m}^2$ , para las bóvedas, donde la pendiente es inferior a  $15^\circ$ .
- $2 \text{ KN}/\text{m}^2$ , para la placa del coro de la iglesia.

### 3.1.1.4 Definición de la acción sísmica

Para el análisis dinámico de la estructura se tuvieron en cuenta tanto las cargas de carácter gravitacional producidas por el peso propio de los elementos, como por una acción de carácter horizontal determinada a partir de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Teniendo en cuenta la antigüedad de la construcción, se definió la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada,  $A_e$ , que al sustituir  $A_a$  y  $A_v$  en el espectro de diseño, le da una forma tal que sea compatible con las características de las edificaciones anteriores a la NSR-10. Estos parámetros, así como los coeficientes de amplificación de la aceleración para periodos cortos e intermedios,  $F_a$  y  $F_v$ , fueron definidos para la zona de Bucaramanga, teniendo un perfil de suelo muy denso o roca blanda (tipo C). En la determinación del coeficiente de importancia, se tuvo en cuenta que esta iglesia tiene una capacidad para albergar en su interior a más de 200 personas. Las características del espectro de diseño para la ciudad de Bucaramanga se presentan en la tabla a continuación:

Tabla 5: Parámetros del espectro de diseño con seguridad limitada.

$A_e$ :	$F_a$ :	$F_v$ :	$I$ :	TC [s]:	TL[s]:
0.15	1.2	1.65	1.1	0.66	3.96

Figura 10: Espectro elástico de aceleraciones como fracción de g

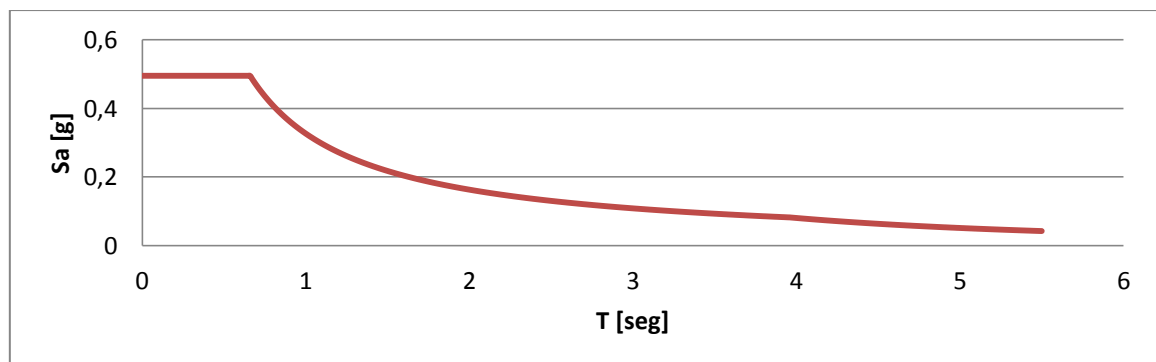
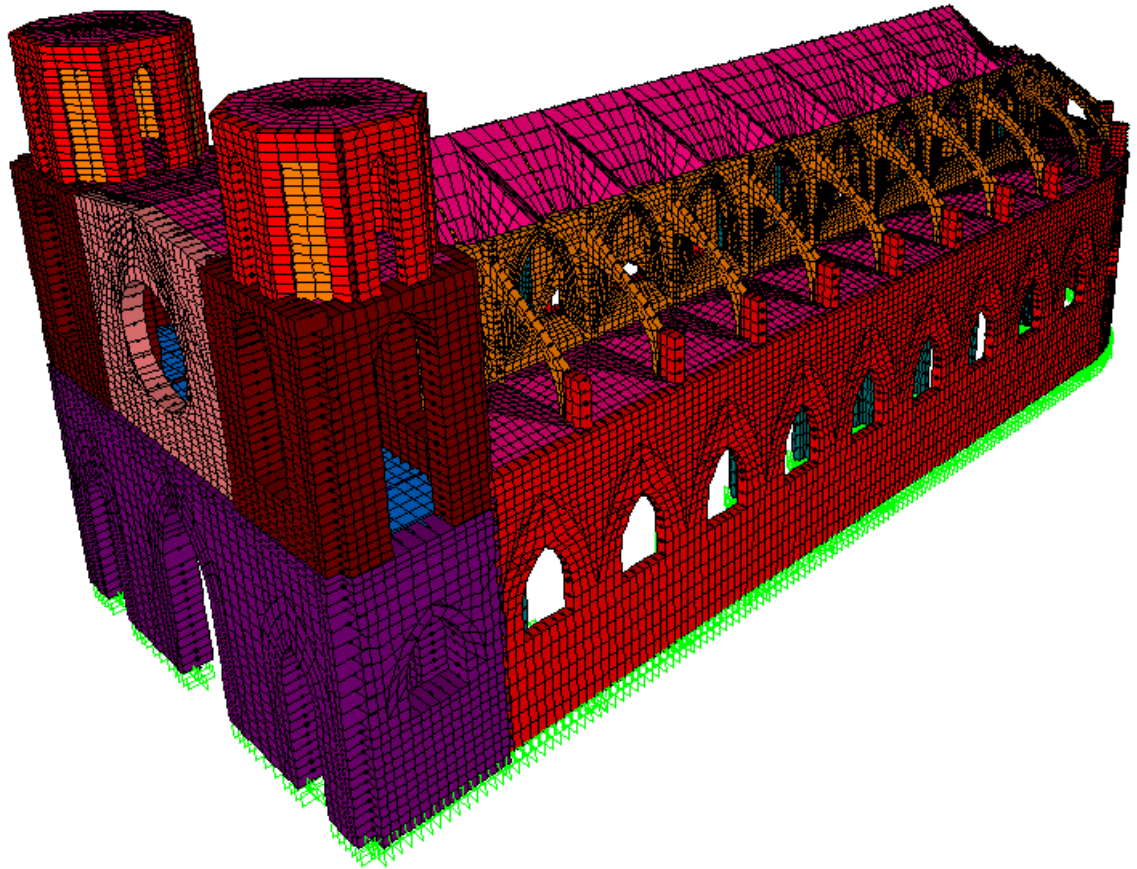


Figura 11: Modelo global del templo del templo.



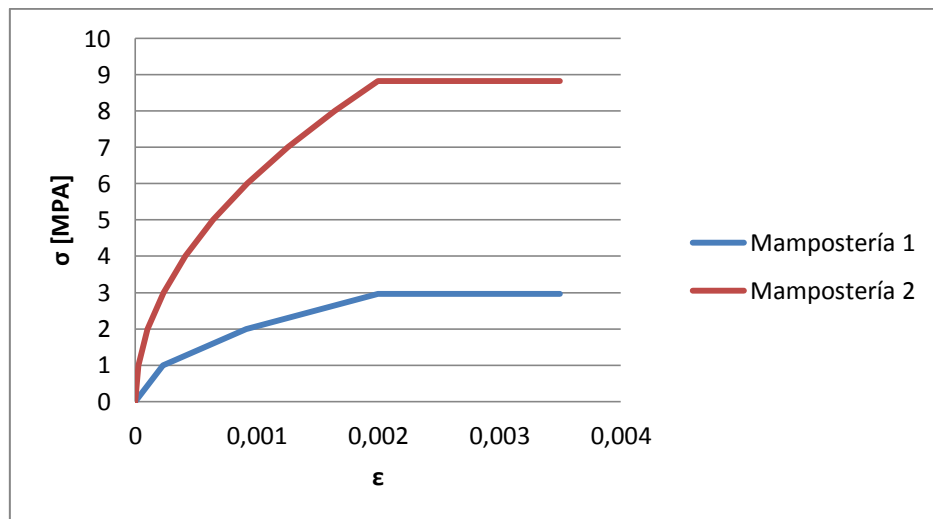
### 3.1.2 Modelo para el análisis de la capacidad

Se decidió evaluar la capacidad de resistencia ante fuerzas horizontales de la estructura a partir de un análisis estático no lineal “pushover” sobre un modelo de pórtico transversal. Esta simplificación se propone dado a que se evidencia que los elementos estructurales en este sentido son demasiado esbeltos y se presupone que su comportamiento es adecuado solamente ante cargas gravitacionales, esto sumado a la falta de elementos que aporten rigidez como los muros que impidan el movimiento ante eventos sísmicos, hacen de este macro elemento vulnerable ante estos.

Ahora bien, fue oportuno definir los elementos estructurales del pórtico (columnas, arcos, arbotantes y vigas) como elementos tipo barra, dado que en el software utilizado solo se permite realizar este tipo de análisis a elementos con estas características.

Para la definición de las rótulas de la estructura fue necesario definir las propiedades de no linealidad de los materiales. Para los dos tipos de material anteriormente utilizados, las propiedades de no linealidad de la mampostería se representan con una curva sintética (figura 12) de esfuerzo deformación, con comportamiento parabólico hasta una deformación unitaria de 0.002 y plástico de allí hasta una deformación de 0.0035. Se determinó que en este caso, la mampostería no soportaría esfuerzos a tracción.

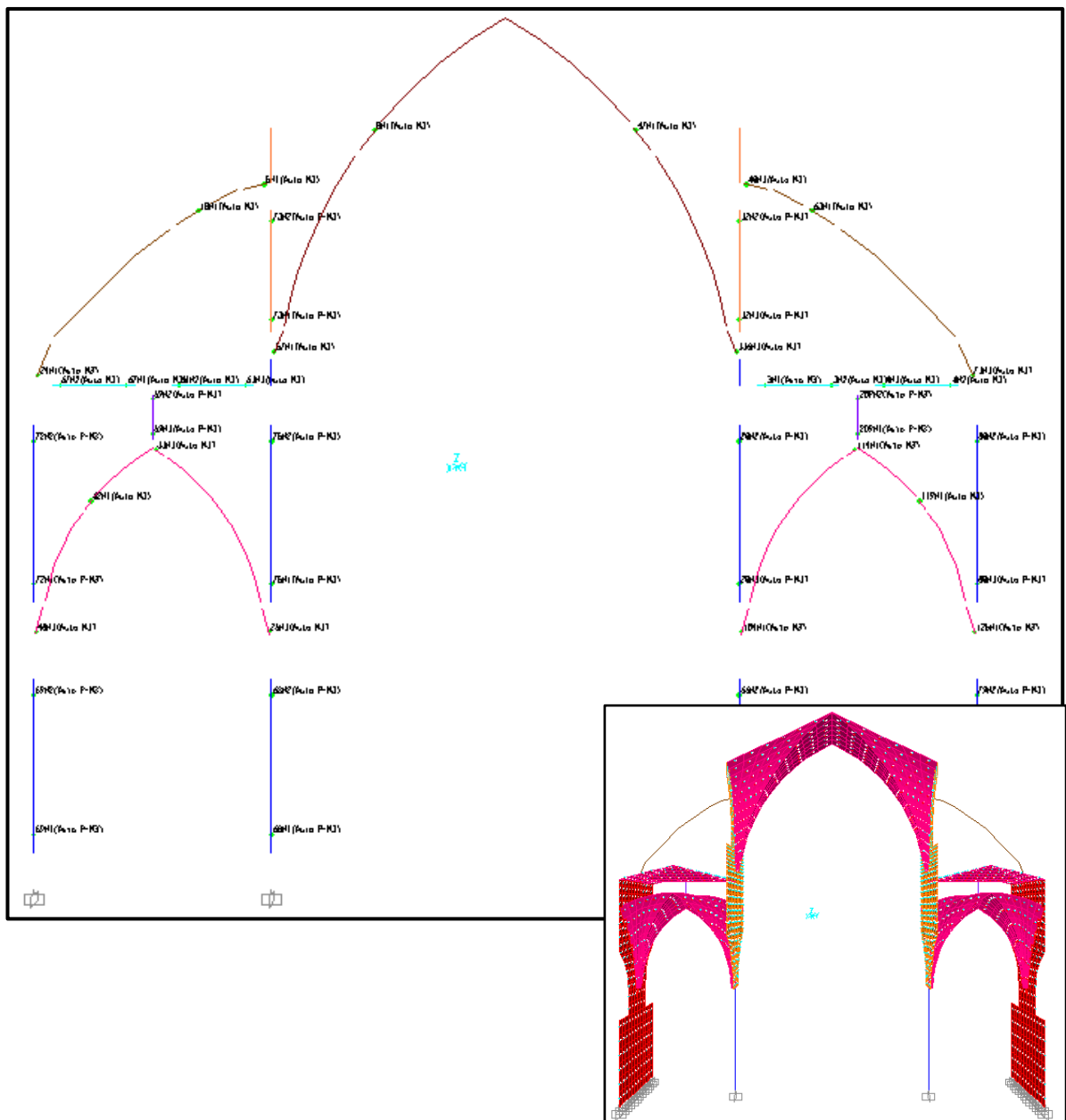
Figura 12: Curva sintética de esfuerzo-deformación para la mampostería.



Las rótulas plásticas fueron definidas en el programa para elementos de concreto basándose en las propiedades que éste asigna por defecto según el criterio del FEMA-356. Para las columnas y vigas se definió la ubicación de las rótulas plásticas a una distancia de los apoyos de 10% de la longitud del elemento. Para

los arcos se ubicaron 4 rótulas, a partir del cual se desarrolla el mecanismo de colapso. El análisis de “pushover” se llevó a cabo haciendo un control de los desplazamientos; para el modelo con  $f_p = 19.61 \text{ MPa}$ , el análisis se desarrolló para un desplazamiento en la clave de la bóveda central de 0.15 m, mientras que para el de  $f_p = 6.7 \text{ MPa}$ , el desplazamiento en este punto fue de 0.35 m.

Figura 13: Modelo para el análisis de la capacidad.



## 4 ANALISIS Y RESULTADOS

### 4.1 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

Se realizó un análisis dinámico modal para ambos modelos globales de la iglesia. De este se obtuvieron las principales características dinámicas de la estructura, así como se identificaron los principales modos de vibración con los respectivos porcentajes de masa efectivos para cada uno.

En las figuras 14 y 15 se presentan los dos principales modos de vibración, que coinciden esquemáticamente para ambos modelos. Para una mejor visualización se han ocultado las capas de las bóvedas y placas.

Figura 14: Primer modo de vibración

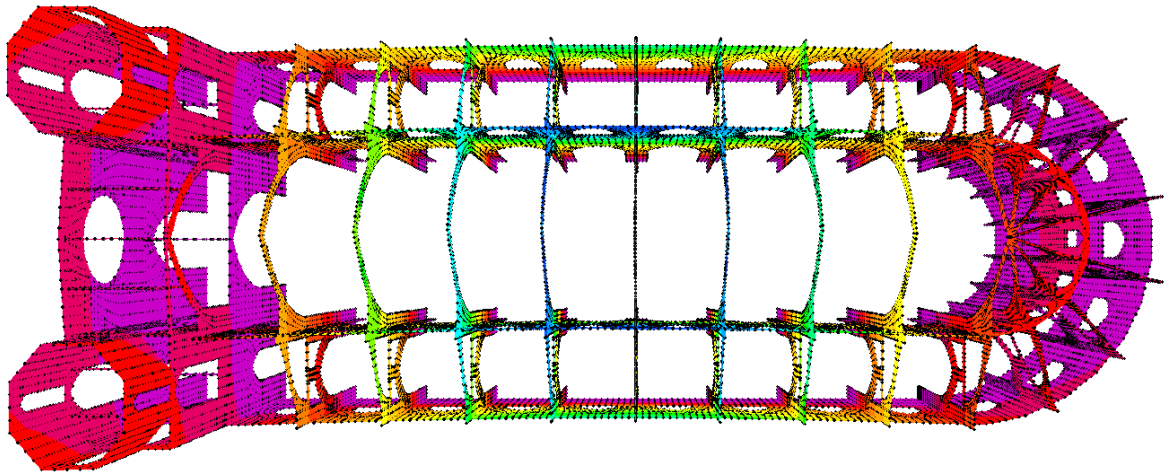
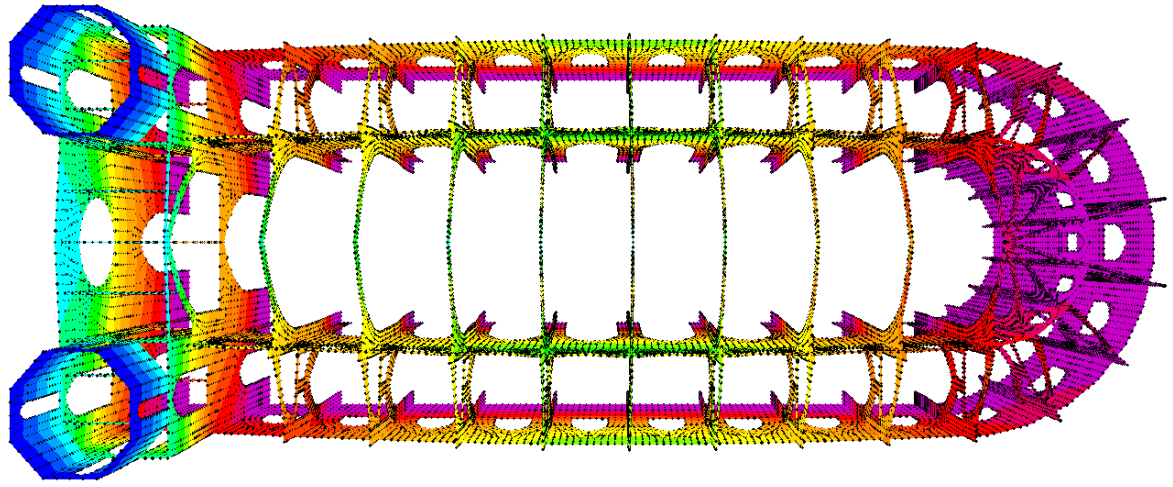


Figura 15: Segundo modo de vibración



Se puede observar de manera somera que dadas las características geométricas, existe una marcada tendencia de presentar modos de vibración transversales, siendo el modo fundamental de este tipo. Existe un evidente movimiento fuera del plano de los muros laterales en la zona central de la iglesia en el primer modo de vibración transversal. En el segundo modo de vibración, se aprecia que este sigue a grandes rasgos una dirección longitudinal, sin embargo, se observa cierto movimiento fuera del plano nuevamente para los muros longitudinales en la zona media de la estructura, demostrando la poca rigidez que tiene el pórtico transversal ante fuerzas sísmicas en su plano. De igual forma se puede evidenciar la vulnerabilidad de las torres ante movimientos cuya dirección sea predominantemente longitudinal.

En la tabla a continuación se presentan los principales modos, el periodo, la frecuencia de vibración y los porcentajes de masa efectiva involucrados para cada uno.

Tabla 6: Propiedades dinámicas de la estructura

Dirección Longitudinal									
fm [MPa] = 2.96					fm [MPa] = 8.83				
Modo	T [s]	f [R/s]	% Masa Efec.	Sum % Masa E.	Modo	T [s]	f [R/s]	% Masa Efec.	Sum % Masa E.
2	0.47	2.14	42.13%	42.13%	2	0.29	3.46	18.54%	18.54%
4	0.41	2.44	1.67%	43.80%	3	0.27	3.64	29.61%	48.14%
9	0.28	3.59	0.36%	44.16%	9	0.18	5.69	0.01%	48.16%
10	0.28	3.60	23.46%	67.62%	10	0.17	5.89	20.51%	68.67%
Dirección Transversal									
fm [MPa] = 2.96					fm [MPa] = 8.83				
Modo	T [s]	f [R/s]	% Masa Efec.	Sum % Masa E.	Modo	T [s]	f [R/s]	% Masa Efec.	Sum % Masa E.
1	0.49	2.02	45.41%	45.41%	1	0.34	2.93	42.43%	42.43%
3	0.44	2.29	4.26%	49.67%	4	0.27	3.70	3.41%	45.84%
5	0.38	2.65	4.52%	54.19%	5	0.23	4.27	11.15%	56.99%
6	0.36	2.77	11.78%	65.97%	7	0.21	4.70	12.10%	69.09%
8	0.31	3.22	1.30%	67.27%	8	0.19	5.21	0.22%	69.31%
11	0.26	3.78	0.51%	67.78%	11	0.16	6.19	0.57%	69.89%

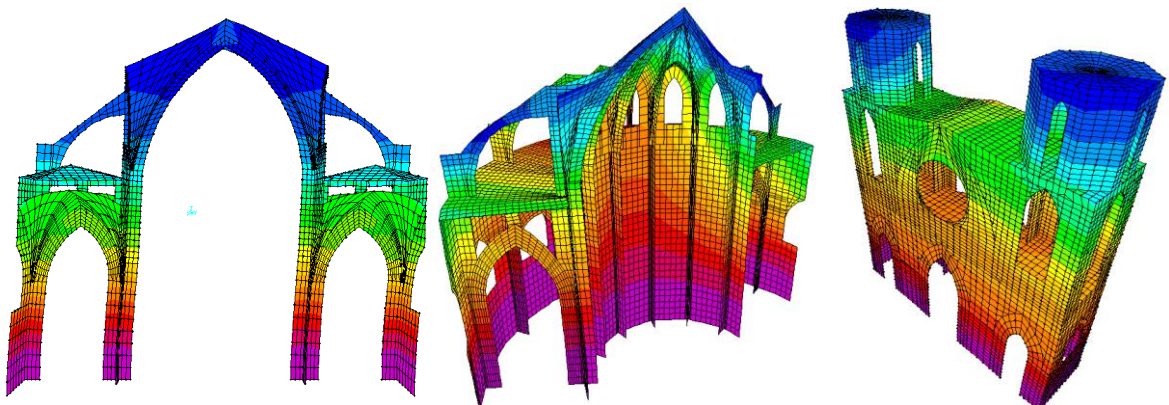
Es posible observar que el cambio en las propiedades mecánicas del material más predominante en la estructura, en este caso, la mampostería, influye no solo en una variación en los periodos y frecuencias de vibración, sino en las formas modales más avanzadas. Se puede determinar de igual modo, que para los dos modelos, el periodo de vibración del modo fundamental se ubica dentro de un rango característico para este tipo de estructuras entre los 0.3 segundos a 0.6 segundos. Dadas las características geométricas de la iglesia, es notable la menor cantidad de modos de vibración longitudinales con respecto a los transversales, necesarios para alcanzar un mismo porcentaje del total de la masa efectiva ( $\approx 69\%$ ).

Se presentan además los resultados para el modo de vibración transversal de cada uno de los macro elementos utilizados para la generación del modelo, de modo que se pueda identificar cual de ellos es más determinante para la definición de las características dinámicas de la estructura en el este sentido.

Tabla 7: Periodos y frecuencias de los principales macro elementos de la estructura en su primer modo transversal

fm [MPa] = 2.96			fm [MPa] = 8.83		
Macro elemento	Periodo [s]	Frecuencia [R/s]	Macro elemento	Periodo [s]	Frecuencia [R/s]
Pórtico transversal	0.52	1.94	Pórtico transversal	0.38	2.67
Ábside	0.40	2.51	Ábside	0.26	3.88
Fachada y torres	0.40	2.51	Fachada y torres	0.23	4.34

Figura 16: Primer modo transversal para los principales macro elementos de la estructura



Es notable la gran diferencia entre los periodos para los modos transversales de los macro elementos correspondientes a las torres y el ábside con respecto al del pórtico transversal, además de ello, el modo fundamental de las torres sigue un movimiento en el sentido longitudinal de la iglesia. Esto, sumado al hecho de que el pórtico transversal es el macro elemento que más se repite a lo largo de la edificación, y dada su evidente vulnerabilidad ante movimientos en la dirección transversal de la iglesia, lo configuran como el elemento estructural que define las características dinámicas de la estructura en su primer modo de vibración.

#### 4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

El análisis estático de la iglesia se realizó para el modelo global de la estructura teniendo en cuenta las reacciones de cada uno de los macro elementos ante las cargas impuestas. Los resultados para cada macro elemento incluyen la carga total soportada como producto del peso,  $W$ , y el cortante basal producido por las cargas sísmicas,  $V$ , así como la relación entre estas dos cantidades  $V/W$  (%).

La tabla 8 registra el cortante basal soportado por la estructura, y su valor como porcentaje en el peso de toda la edificación.

Tabla 8: Relación entre el cortante basal y el peso propio de la estructura

fm [MPa]	=	2.96	fm [MPa]	=	8.83
W [KN]	76894.16	V/W	W [KN]	76894.16	V/W
V1 [KN]	18492.41	24.05%	V1 [KN]	18886.88	24.56%
V2 [KN]	19253.21	25.04%	V2 [KN]	18272.48	23.76%

En las figuras 17 a la 23 se presentan los macro elementos que fueron objeto de este análisis:

Figura 17: Fachada principal

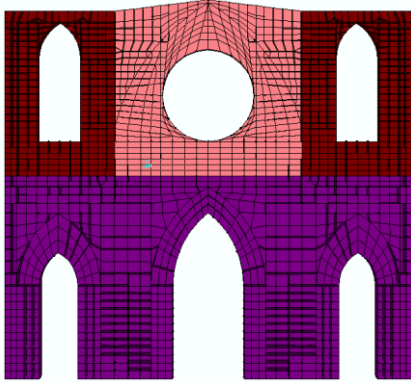


Figura 18: Pórtico transversal 1

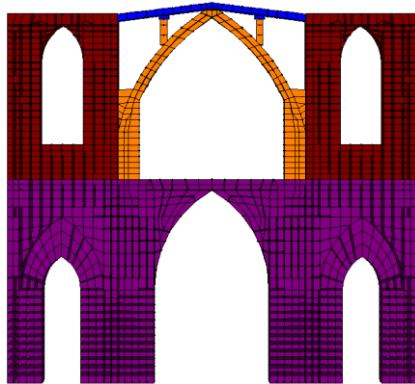


Figura 19: Muro lateral torres

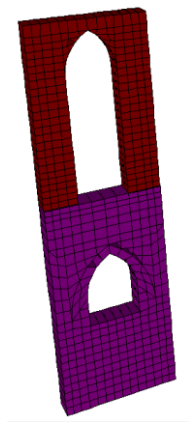


Figura 20: Fachada lateral

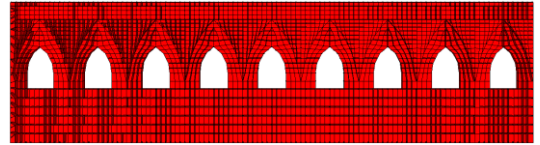


Figura 21: Pórtico longitudinal

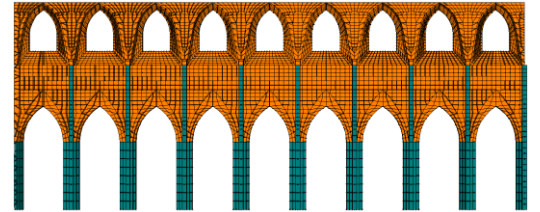


Figura 22: Pórtico transversal 2 al 9

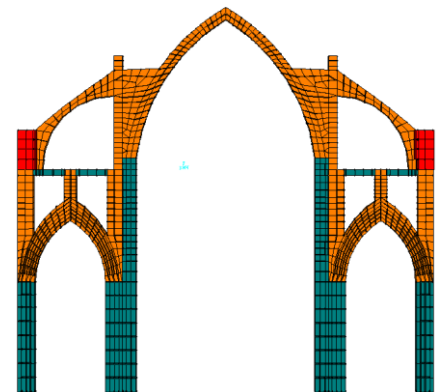
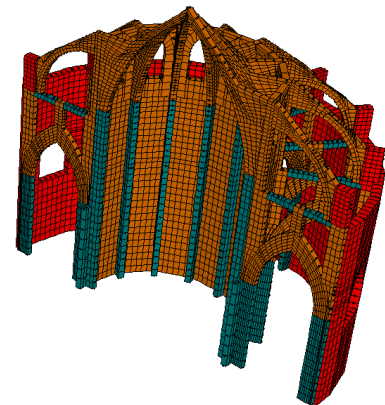


Figura 23: Ábside



De igual modo se analizó la forma como se distribuyen las cargas sísmicas dentro de los elementos estructurales, para ello, se determinó la relación existente entre el cortante basal soportado por cada elemento y el que afecta a toda la estructura en su conjunto, en ambas direcciones y para cada modelo. En las figuras 24 y 25 se presentan los resultados de los análisis estáticos realizados a los macro elementos para los dos modelos realizados.

De este análisis se pudo demostrar que los macro elementos trabajan de forma eficiente ante aquellos sismos que están dirigidos en la dirección de su plano de construcción. Aun más interesante, es la forma como se distribuyen las cargas en cada uno de ellos con solo variar las propiedades mecánicas del material predominante, es decir la mampostería. Esta diferencia se hace más evidente al observar los valores relativos de cortante basal y carga muerta soportados por dos macro elementos específicos: la fachada lateral y el pórtico longitudinal. Para el modelo con  $f_m$ : 8.83 MPa, la fachada lateral soporta un 2% más del peso total de la estructura que su contraparte menos rígida, Para el análisis ante cargas sísmicas en la dirección más larga, cuando la mampostería es de mejor calidad, y las propiedades mecánicas del concreto de las columnas del pórtico longitudinal se mantienen constantes, la fachada lateral se convierte en el elemento que más resiste esta sollicitación, con 24.83% del cortante total seguido por el pórtico longitudinal, con un 11.18%. Por el contrario, para el modelo con la mampostería menos resistente, los papeles de estos dos elementos se invierten con un 25.56% y un 20.97% respectivamente. En la dirección transversal, se identificó que en ambos modelos la fachada principal y el primero pórtico son los elementos más resistentes, con valores aproximados de 21% y 15 % del cortante total resistido por la estructura en la dirección transversal. Sin embargo, se puede observar que para el modelo con mampostería de menor resistencia, los pórticos transversales, en donde existen elementos de concreto asumen una mayor proporción del cortante en la dirección de estudio, siendo mayor en la zona media de la iglesia y reduciéndose paulatinamente hacia los extremos más rígidos de esta.

Tabla 9: Fuerzas actuantes en los apoyos de los principales macro elementos.  
Modelo con fm: 2.96 MPa.

Macro elemento	W [KN]	V1 [KN]	V2 [KN]	Wi/Wt
Fachada	11898.15	951.59	4048.83	15.47%
T1	7017.42	1605.17	2791.58	9.13%
T2	2872.72	623.74	1703.33	3.74%
T3	2176.62	543.69	2397.95	2.83%
T4	2015.61	414.94	2713.54	2.62%
T5	2180.22	418.83	3164.06	2.84%
T6	2190.20	382.09	3138.41	2.85%
T7	2194.68	360.39	2864.33	2.85%
T8	2199.38	349.67	2397.28	2.86%
T9	2203.98	340.88	1766.04	2.87%
Ábside	12832.27	3369.32	3161.15	16.69%
Fachada Lateral	5803.24	3877.11	1740.27	7.55%
L1	6414.68	4726.69	1168.86	8.34%
Muro Lateral T.	3065.32	754.37	408.59	3.99%

Tabla 10: Relación entre el cortante basal y la carga muerta aplicada a cada macro elemento y relación entre el cortante basal de cada uno con respecto al total. Modelo con fm: 2.96 MPa.

Macro elemento	V1/W	V2/W	Vi,1/Vt,1	Vi,2/Vt,2
Fachada	8.00%	34.03%	5.15%	21.03%
T1	22.87%	39.78%	8.68%	14.50%
T2	21.71%	59.29%	3.37%	8.85%
T3	24.98%	110.17%	2.94%	12.45%
T4	20.59%	134.63%	2.24%	14.09%
T5	19.21%	145.13%	2.26%	16.43%
T6	17.45%	143.29%	2.07%	16.30%
T7	16.42%	130.51%	1.95%	14.88%
T8	15.90%	109.00%	1.89%	12.45%
T9	15.47%	80.13%	1.84%	9.17%
Ábside	26.26%	24.63%	18.22%	16.42%
Fachada Lateral	66.81%	29.99%	20.97%	9.04%
L1	73.69%	18.22%	25.56%	6.07%
Muro Lateral T.	24.61%	13.33%	4.08%	2.12%

Figura 24: Aporte de cada macro elemento para la resistencia ente diversas solicitaciones. Modelo con fm: 2.96 MPa.

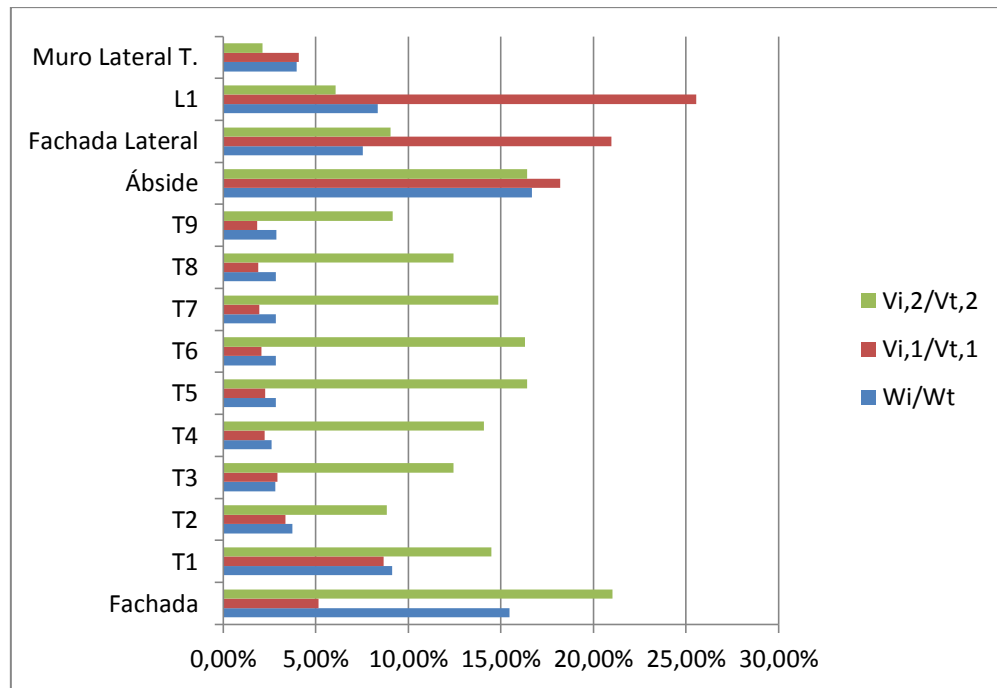


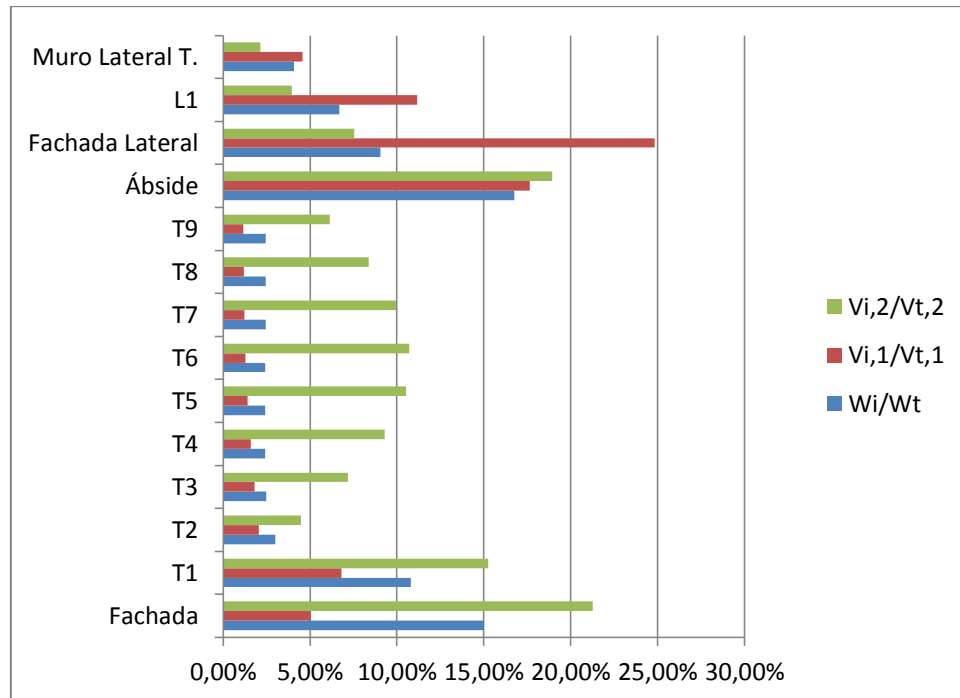
Tabla 11: Fuerzas actuantes en los apoyos de los principales macro elementos. Modelo con fm: 8.83 MPa.

Macro elemento	W [KN]	V1 [KN]	V2 [KN]	Wi/Wt
Fachada	11537.72	949.53	3884.40	15.00%
T1	8304.23	1284.64	2788.16	10.80%
T2	2315.23	386.01	818.97	3.01%
T3	1904.87	343.40	1313.87	2.48%
T4	1856.35	299.38	1698.23	2.41%
T5	1863.84	265.40	1922.74	2.42%
T6	1871.81	242.29	1957.30	2.43%
T7	1879.48	229.50	1815.81	2.44%
T8	1889.08	224.41	1532.25	2.46%
T9	1887.79	222.27	1123.80	2.46%
Ábside	12892.33	3335.69	3458.89	16.77%
Fachada Lateral	6972.09	4690.29	1380.86	9.07%
L1	5143.70	2110.66	720.19	6.69%
Muro Lateral T.	3140.57	861.57	390.95	4.08%

Tabla 12: Relación entre el cortante basal y la carga muerta aplicada a cada macro elemento y relación entre el cortante basal de cada uno con respecto al total. Modelo con fm: 8.83 MPa.

Macro elemento	V1/W	V2/W	Vi,1/Vt,1	Vi,2/Vt,2
Fachada	8.23%	33.67%	5.03%	21.26%
T1	15.47%	33.58%	6.80%	15.26%
T2	16.67%	35.37%	2.04%	4.48%
T3	18.03%	68.97%	1.82%	7.19%
T4	16.13%	91.48%	1.59%	9.29%
T5	14.24%	103.16%	1.41%	10.52%
T6	12.94%	104.57%	1.28%	10.71%
T7	12.21%	96.61%	1.22%	9.94%
T8	11.88%	81.11%	1.19%	8.39%
T9	11.77%	59.53%	1.18%	6.15%
Ábside	25.87%	26.83%	17.66%	18.93%
Fachada Lateral	67.27%	19.81%	24.83%	7.56%
L1	41.03%	14.00%	11.18%	3.94%
Muro Lateral T.	27.43%	12.45%	4.56%	2.14%

Figura 25: Aporte de cada macro elemento para la resistencia ante diversas solicitaciones. Modelo con fm: 8.83 MPa.



### 4.3 ANÁLISIS POR ESFUERZOS DE TRABAJO ADMISIBLES:

Se realizó un análisis de los esfuerzos máximos encontrados en el modelo para los diversos casos de cargas y se compararon con los valores admitidos por el apéndice D-1 de la NSR-10: Diseño de mampostería estructural por el método de esfuerzos admisibles (NSR-10, 2010).

Para muros de mampostería, los esfuerzos máximos admisibles de compresión axial no deben exceder  $F_a = 0.20 * f'_m * R_e$ , donde  $R_e$  es un coeficiente para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión.

Donde  $R_e = 1 - \left[ \frac{h'}{42*t} \right]^2$  para  $\frac{h'}{t} \leq 30$ ,  $R_e = \left[ \frac{21*t}{h'} \right]^2$  para  $\frac{h'}{t} > 30$ ,  $h'$  y  $t$  son la altura efectiva del muro y el espesor efectivo para evaluar los efectos de pandeo respectivamente.

En cuanto al esfuerzo admisible para la compresión por flexión, se tiene que este debe ser menor a  $F_b = 0.33 * f'_m \leq 14 \text{ MPa}$ . La combinación de estos esfuerzos debe cumplir la siguiente desigualdad  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$ , donde  $f_a$  y  $f_b$  son los esfuerzos calculados a compresión para carga axial y carga por flexión respectivamente.

Los esfuerzos admisibles para la tracción por flexión,  $F_t$  [MPa], para la mampostería no reforzada en las juntas de mortero de muros con aparejo trabado no pueden exceder los siguientes valores:

- Para esfuerzos perpendiculares a las juntas horizontales.....0.28
- Para esfuerzos perpendiculares a las juntas verticales .....0.55

El esfuerzo cortante admisible para elementos sometidos a flexión (vigas) que no tengan refuerzo a cortante será tomado como:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{12} \leq 0.35 \text{ MPa}$$

En cuanto a los muros de mampostería no reforzada se debe tomar el esfuerzo a cortante admisible como:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{ MPa}$$

Teniendo en cuenta estas limitaciones, se determinaron los esfuerzos admisibles para cada sollicitación y se obtuvo la siguiente tabla, para ambos modelos, según las propiedades dadas a la mampostería en cada uno:

Tabla 13: Esfuerzos admisibles para la mampostería

Sección transversal				fm [MPa] = 2.96			fm [MPa] = 8.83		
Sección	Material	t [m]	h [m]	Fa [MPa]	Fb [MPa]	Fv [MPa]	Fa [MPa]	Fb [MPa]	Fv [MPa]
Muro torres 2	Ladrillo	0.23	6	0.36	0.98	0.04	1.08	2.91	0.07
Muro torres 1	Ladrillo	0.53	6	0.55	0.98	0.04	1.64	2.91	0.07
Muro segundo piso	Ladrillo	1.2	10	0.57	0.98	0.04	1.70	2.91	0.07
Muro fachada	Ladrillo	1.4	12.25	0.57	0.98	0.04	1.69	2.91	0.07
Mampostería Interior	Ladrillo	0.4	6.72	0.50	0.98	0.04	1.48	2.91	0.07

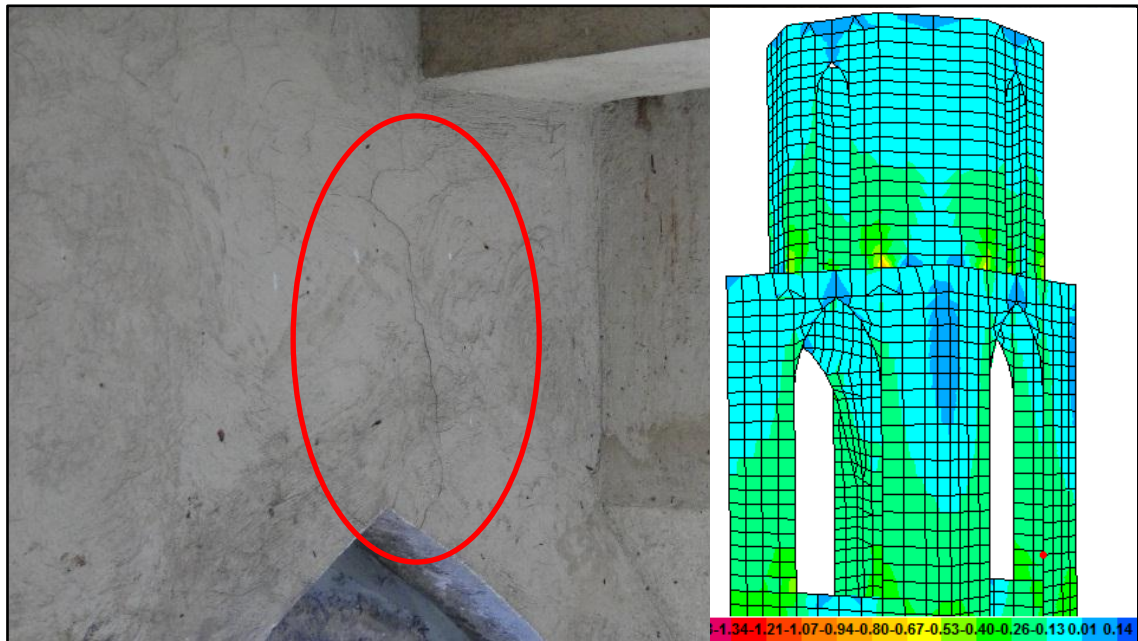
Mampostería Exterior	Ladrillo	0.6	13.15	0.43	0.98	0.04	1.28	2.91	0.07
Muro zona de rosetón	Ladrillo	0.9	10.7	0.54	0.98	0.04	1.62	2.91	0.07
Bóvedas	Ladrillo	0.1	5.68	0.59	0.98	0.04	1.77	2.91	0.07
Placas	Ladrillo	0.2	5.68	0.59	0.98	0.04	1.77	2.91	0.07

#### 4.3.1 Análisis por esfuerzos admisibles para el modelo con $f_m$ : 8.83 MPa.

A partir de la comparación de los esfuerzos admisibles con los encontrados en el modelo, se encontró que los valores para compresión y tensión estaban para el modelo con  $f_m$ : 8.83 MPa muy cercanos a los valores permitidos, solo se encontraron sobreesfuerzos a tracción en los muros de la iglesia que sostenían las placas de las bóvedas laterales, sin embargo, hay que aclarar que dado que estas no conforman un sistema monolítico, sino, se presume que están simplemente apoyadas en dichos elementos estructurales, no es posible que se presenten tracciones elevadas.

Igualmente se identificaron algunas zonas de tracción, dentro de los límites permitidos, como la parte superior del rosetón y la clave de los arcos de las ventanas de las torres, en donde se evidenciaron fallas por agrietamiento. Si bien las esquinas superiores del segundo piso de las torres aparentan ser zonas de esfuerzos a tracción, de todas formas, dentro del modelo no se tuvieron en cuenta las pechinas de las torres.

Figura 26: Agrietamientos en la clave de las ventanas de las torres y esfuerzos en el sentido vertical para las torres.



En este mismo modelo se encontró que bajo esfuerzos a cortante en el plano de los elementos estructurales, se desarrollaban sobreesfuerzos en zonas cercanas a las aberturas de las ventanas y en la zona intermedia entre el arranque y la clave de los arcos (riñón), así como en elementos vulnerables como las pequeñas columnas que sobresalen sobre los arcos de las naves laterales y la zona circundante al rosetón. En las figuras 35 a la 38 se observa la distribución de esfuerzos a cortante en el plano (S12) para diferentes elementos estructurales de la iglesia, siendo aquellas zonas de color azul oscuro y fucsia, las que presentan esfuerzos superiores al admisible de 0.07 MPa.

Es interesante notar que la combinación de esfuerzos de tracción y esfuerzos cortantes en el plano de los elementos estructurales puede ser la causa de algunos de los agrietamientos observados en los arcos fajones de la bóveda central, así como en el riñón de los arbotantes:

Figura 27: Esfuerzos axiales [MPa] en el eje 2 de los elementos para el portico transversal.

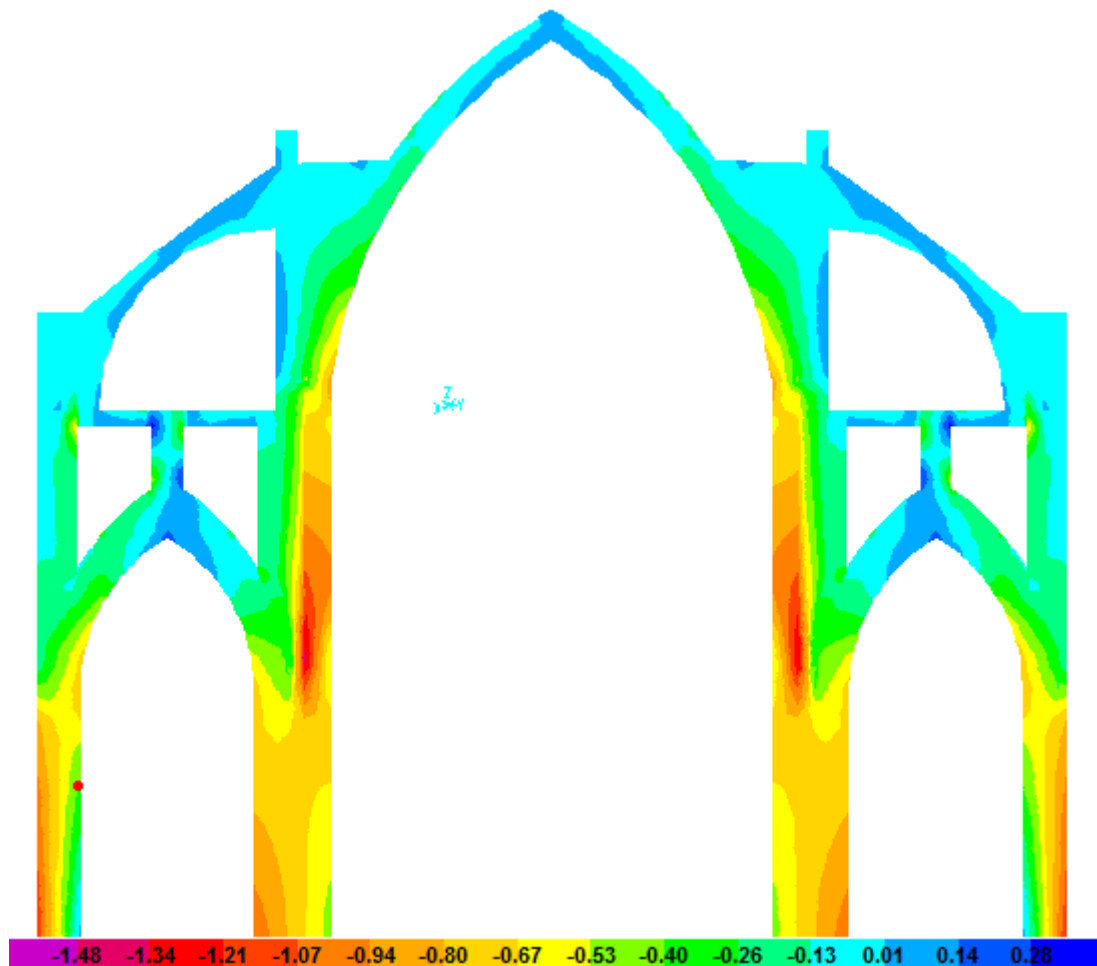


Figura 28: Esfuerzos cortantes [MPa] en el plano XY para cargas de servicio en el pórtico transversal

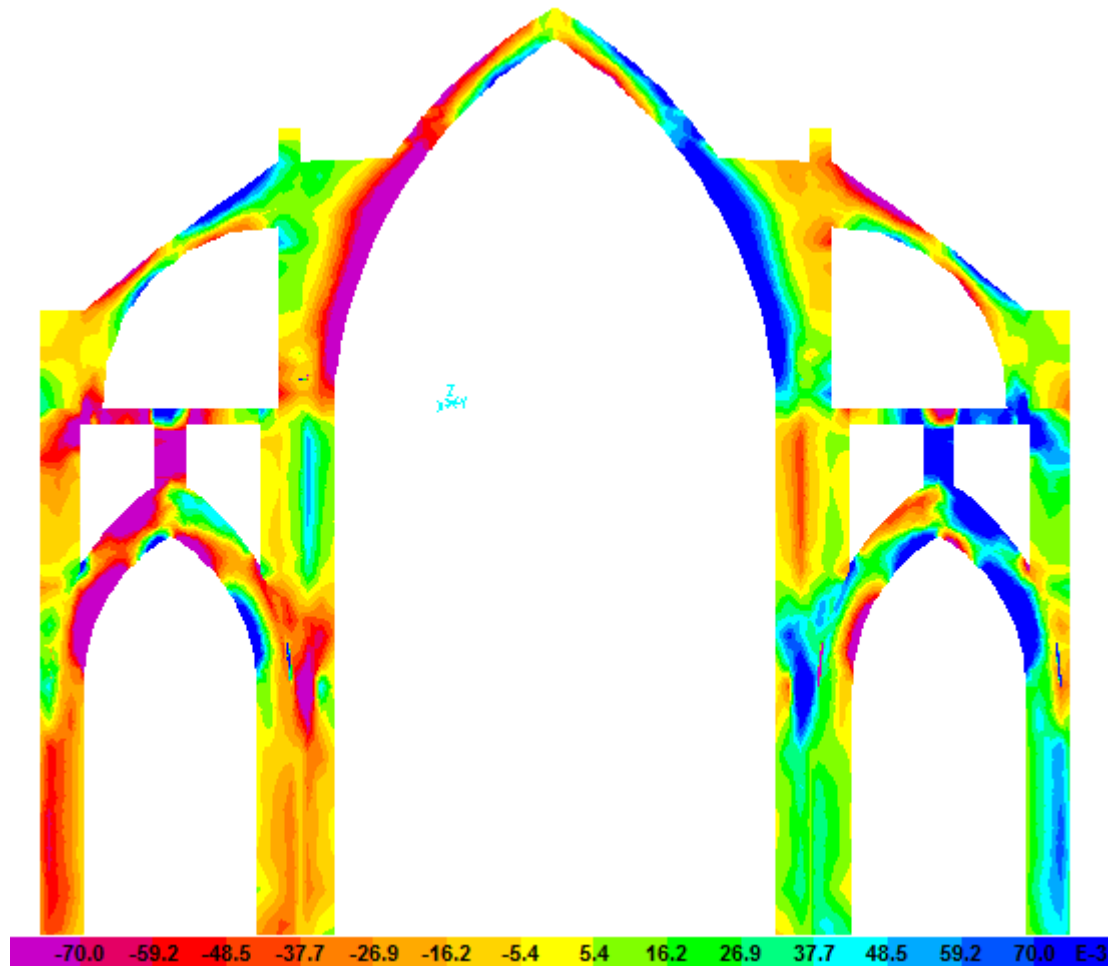


Figura 29: Falla por cortante en un arbotante



Figura 30: Falla por cortante en una ventana del ábside



Tabla 14: Esfuerzos máximos encontrados en los macro elementos de la estructura para cargas de servicio, fm: 8.83 MPa.

Sección	t [m]	Compresión		Tracción		Cortante	
Muro torres 2	0.23	0.18	Cumple	0.22	Cumple	0.10	No cumple
Muro torres 1	0.53	1.01	Cumple	0.28	No cumple	0.21	No cumple
Muro segundo piso	1.20	1.21	Cumple	0.10	Cumple	0.21	No cumple
Muro fachada	1.40	1.01	Cumple	0.33	No cumple	0.39	No cumple
Mampostería Interior	0.40	1.06	Cumple	0.66	No cumple	0.50	No cumple
Mampostería Exterior	0.60	1.35	No cumple	0.21	Cumple	0.25	No cumple
Muro zona de rosetón	0.90	0.55	Cumple	0.53	No cumple	0.25	No cumple
Bóvedas	0.10	3.22	No cumple	2.67	No cumple	1.83	No cumple
Placas	0.20	0.97	Cumple	0.99	No cumple	0.20	No cumple

En las bóvedas es evidente la formación de esfuerzos de tracción en la parte superior de la clave de estas, así como esfuerzos de compresión en la parte inferior. En cuanto a las placas, la configuración de los esfuerzos presenta una tendencia típica. En las figuras 41 y 42 se puede apreciar este comportamiento,

donde las zonas en color azul oscuro son aquellas cuyos esfuerzos a tracción superan los admisibles.

En cuanto al análisis de la estructura ante cargas de carácter sísmico, se evidencia en las figuras 43 a la 46 los efectos que este tipo de sollicitación tienen sobre la edificación. Se observa como, solamente teniendo en cuenta el sismo en la dirección transversal, sin superposición de los esfuerzos por carga muerta y viva, existen zonas de sobreesfuerzo en la parte media inferior de los muros externos laterales, así como en casi la totalidad de los arcos y elementos de soporte de las placas de las bóvedas laterales, indicando que ante un sismo de gravedad, esta podría ser una de las primeras zonas de la iglesia en fallar.

Para un sismo en la dirección longitudinal, el comportamiento de la iglesia mejora sustancialmente. Sin embargo, se presentan zonas de sobreesfuerzo en las torres (azul oscuro), cerca al primer entrepiso, indicando una posible vulnerabilidad de este macro elemento. De igual forma, se evidencia como un posible empuje de las torres sobre el cuerpo de la iglesia, producto de un sismo en esta dirección genera altos esfuerzos en los muros de los pórticos interiores. Esto indica sin duda, que ante un sismo fuerte, las torres y el resto de la iglesia podrían llegar a separarse, dado que incluso, bajo el análisis modal de cada uno de los macro elementos estudiados, los modos fundamentales de las torres y el cuerpo de la iglesia tienen direcciones ortogonales.

En cuanto a los esfuerzos cortantes en el plano, casi en la totalidad de la estructura, estos superan el valor admisible de 0.07 MPa.

#### **4.3.2 Análisis del modelo cuya mampostería tiene un fm: 2.96 MPa.**

Se puede observar en la tabla 15 que los esfuerzos máximos hallados en los diversos macro elementos son similares a los encontrados en el modelo con mejores propiedades mecánicas. Como es de esperarse, en este caso, se encontrarán que zonas adicionales de la iglesia están sobre esforzadas tan solo

con las cargas producidas por su peso propio y las cargas vivas. Sin embargo, aunque estos valores superan los esfuerzos admitidos en la norma, se puede notar que solo para este modelo, el esfuerzo máximo a compresión presentado que alcanza a superar a  $f_m$  se encuentra en las bóvedas. De lo anterior se podría decir que dado que las fallas observadas en la estructura son pocas, las características mecánicas de la mampostería se acercan más a los valores del modelo de 8.83 MPa, o incluso podrían superarlos.

Tabla 15: Esfuerzos máximos encontrados en los macro elementos de la estructura para cargas de servicio,  $f_m$ : 2.96 MPa.

Sección	t [m]	Compresión		Tracción		Cortante	
Muro torres 2	0.23	0.64	No cumple	0.22	Cumple	0.10	No cumple
Muro torres 1	0.53	0.99	No cumple	0.28	No cumple	0.20	No cumple
Muro segundo piso	1.20	1.22	No cumple	0.11	Cumple	0.21	No cumple
Muro fachada	1.40	1.02	No cumple	0.11	Cumple	0.39	No cumple
Mampostería Interior	0.40	1.22	No cumple	0.63	No cumple	0.34	No cumple
Mampostería Exterior	0.60	1.35	No cumple	0.38	No cumple	0.25	No cumple
Muro zona de rosetón	0.90	0.54	Cumple	0.53	No cumple	0.25	No cumple
Bóvedas	0.10	3.93	No cumple	3.18	No cumple	1.84	No cumple
Placas	0.20	1.49	No cumple	1.51	No cumple	0.29	No cumple

#### 4.4 Análisis para la determinación de la capacidad

A partir del análisis estático no lineal (pushover) realizado a la estructura se encontró que para ambos modelos el punto de comportamiento se encuentra en una zona aun elástica del espectro de capacidad de la estructura dado que no se presentan rótulas en esta etapa del análisis. La curva de capacidad de la edificación sigue una tendencia lineal mucho después del punto de comportamiento para ambos modelos. En la figura 31 y 33 se pueden observar las

curvas del espectro de comportamiento para los modelos de 8.83 Mpa y 2.96 Mpa respectivamente. En las figuras 32 y 34 se presenta la determinación del punto de comportamiento a partir de la intersección de los espectros de capacidad para ambos modelos en el orden anteriormente descritos. En la tabla 16 se presenta un resumen de los resultados obtenidos mediante el análisis de pushover, en ellos se puede observar que el cortante resistido por el pórtico transversal a partir del análisis estático lineal se asemeja al obtenido para el punto de capacidad por el método estático no lineal.

Tabla 16: Punto de desempeño del pórtico transversal

fm [Mpa]	2.96	8.83
Carga Muerta [KN]	4272.93	4272.92
Cortante sismo [KN]	1522.49	1613.44
Cortante Push [KN]	1543.96	1625.67
Desplazamiento Push [m]	0.046	0.026
Sa	0.495	0.495
Sd	0.034	0.02
T efectivo	0.524	0.403
B efectivo	0.05	0.05

Figura 31: Espectro de capacidad para el modelo con fm: 8.83 MPa.

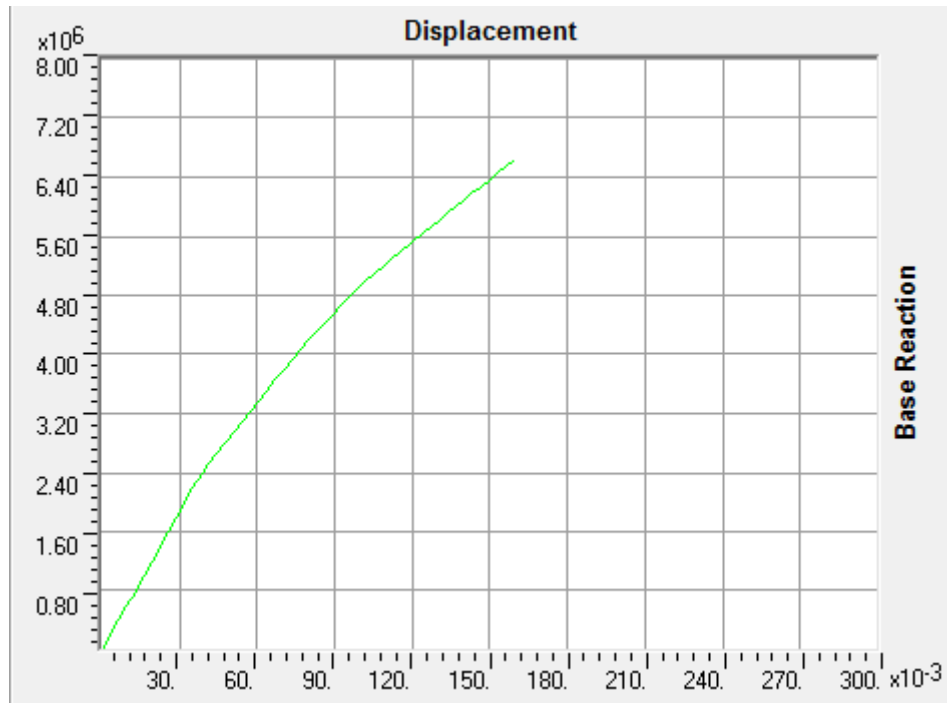


Figura 32: Punto de comportamiento para el modelo con fm: 8.83 MPa.

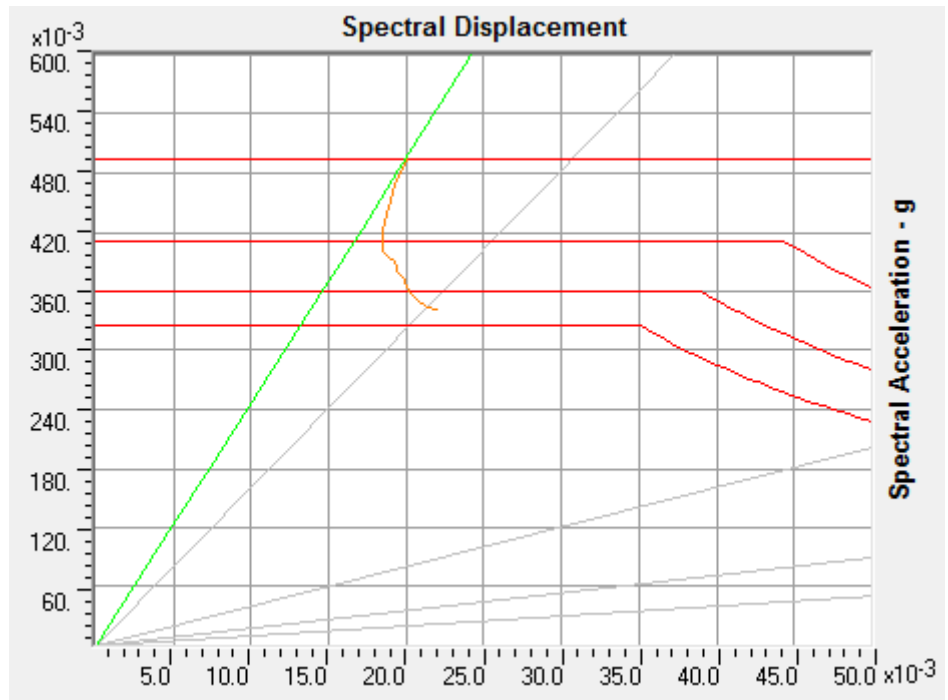


Figura 33: Espectro de capacidad para el modelo con fm: 2.96 MPa.

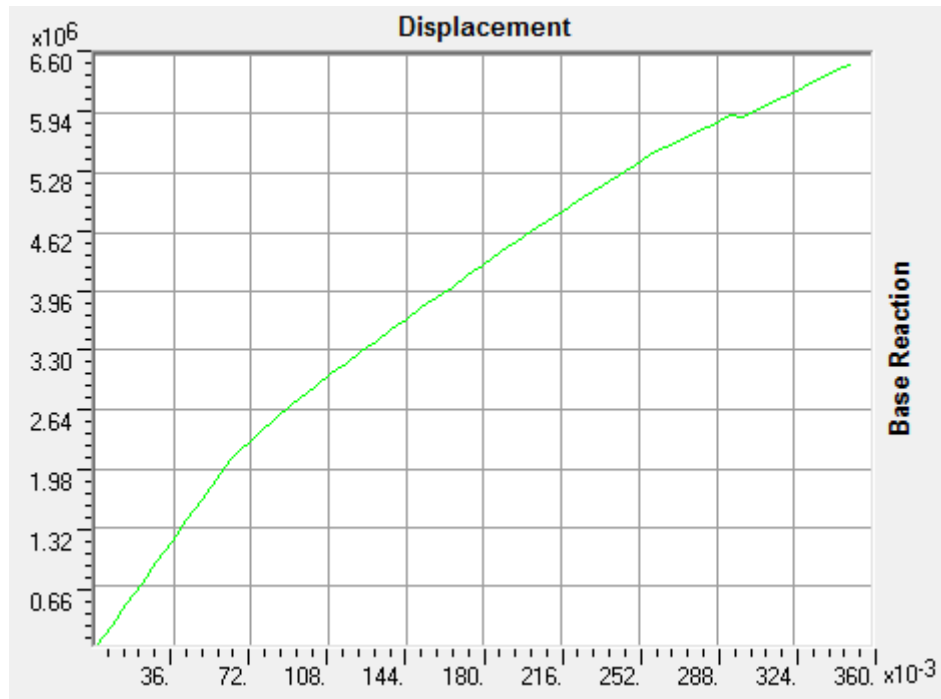
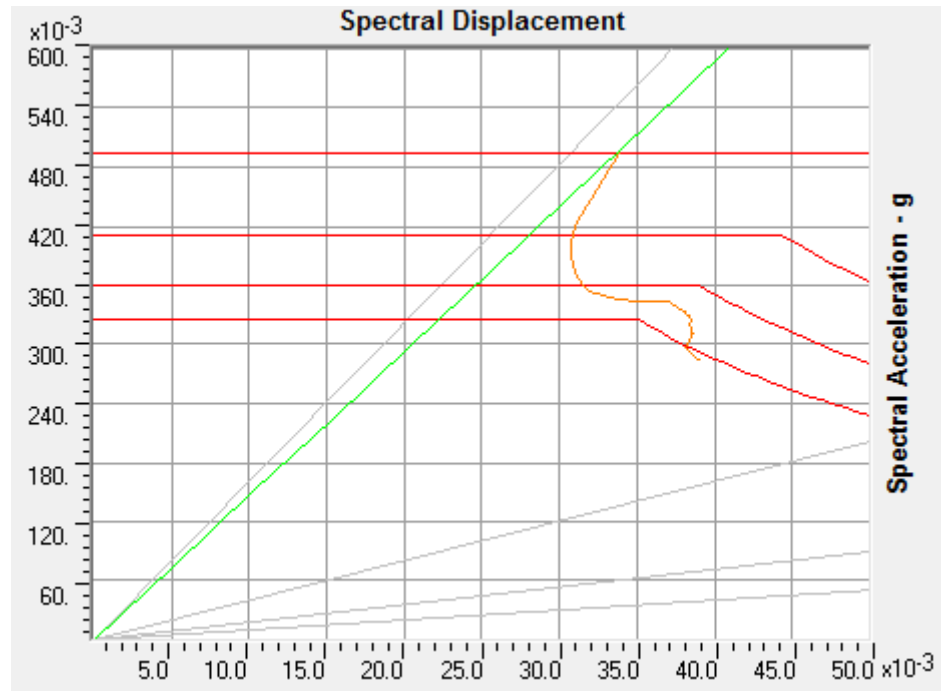


Figura 34: Punto de comportamiento para el modelo con fm: 2.96 MPa.



## 5 CONCLUSIONES

- Se pudo comprobar mediante un análisis modal, que la estructura presenta una especial vulnerabilidad sísmica, ante eventos que generen movimientos transversales y rotacionales dada su baja rigidez ante dichos desplazamientos.
- A partir de un análisis estático de la edificación ante diferentes solicitaciones, se pudo determinar el aporte de cada uno de los elementos estructurales, encontrándose que, a pesar que elementos como muros y fachadas de la iglesia aportan en gran medida resistencia a cortante en el plano ante eventos sísmicos, son los pórticos transversales, especialmente aquellos ubicados en la zona media de la edificación, los más vulnerables ante este tipo de solicitud.
- Mediante un análisis de esfuerzos admisibles de dos modelos con diferentes propiedades mecánica para la mampostería, se pudo demostrar que la estructura de la iglesia es vulnerable, especialmente en la dirección transversal de la edificación, ante eventos sísmicos.
- Se pudo comprobar mediante un análisis de esfuerzos admisibles, que la mayor parte de las fallas por agrietamiento presentadas en elementos como arcos, arbotantes, bóvedas y nervaduras son una respuesta de la estructura a los esfuerzos cortantes y de tracción que sus materiales pueden resistir de manera muy limitada.
- Mediante un análisis estático no lineal (pushover) se pudo establecer el punto de comportamiento del elementos estructural más vulnerable de la edificación. Con ello se logró determinar que la estructura ante un sismo

definido por la NSR-10 para edificaciones con seguridad limitada, se comporta aun dentro del rango lineal. Es decir, el comportamiento de ésta es aun satisfactorio.

## 6 RECOMENDACIONES

- Se recomienda, para estudios posteriores a esta edificación, se realicen estudios profundos de las características geométricas y mecánicas de los materiales constitutivos, que permitan, mediante técnicas que respeten el valor patrimonial inherente, determinar de manera más profunda la vulnerabilidad de los elementos estructurales.
- Es necesario, para determinar de manera más aproximada el comportamiento de la estructura del templo verificar, mediante estudios del suelo y la cimentación de la edificación, la forma como estos introducen efectos locales que puedan hacer variar los parámetros sísmicos utilizados en este proyecto.
- Se recomienda hacer un estudio exhaustivo del comportamiento estático y dinámico de la parte superior de las torres, dado que la presencia de problemas de durabilidad en los materiales constitutivos identificados en estudios anteriores, así como la evidente esbeltez de sus elementos estructurales, podrían plantear una alta vulnerabilidad de estas estructuras, que no fueron analizadas en el presente trabajo.

## BIBLIOGRAFÍA

**COMPUTERS AND STRUCTURES INC.** SAP2000® Basic analysis reference manual. - Berkeley : [s.n.], Abril 2009. - 14.

**FREEMAN S.A.** Development and use of capacity spectrum method [Conference] // Proceed Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. - Oakland California. : [s.n.], 1998.

**HEYMAN J.** The stone skeleton. Int. J. Solids Structures 2 [Book]. - 1966. - pp. 249-279.

**LOBILLO Ignacio, VILLEGAS Luis and GTED-UC** Metodología para el análisis de las estructuras de fábrica del patrimonio construido [Conference] // Jornadas Internacionales sobre la tecnología de la rehabilitación y gestión del patrimonio construido (REHABEND). - 2007.

**MELE Elena, DE LUCA Antonello and GIORDANO A.** Modelling and analysis of a basilica under earthquake loading [Online] // ELSEVIER. - Journal of Cultural Heritage, Marzo 12, 2003. - Marzo 15, 2012. - [www.elsevier.com](http://www.elsevier.com).

**MELI Roberto** Comportamiento sísmico de muros de mampostería [Report] / Instituto de Ingeniería ; UNAM. - México : [s.n.], 1979. - p. 141. - 352.

**MELI Roberto** Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos. [Book]. - México D.F. : Fundación ICA. A.C., 1998.

**Ministero per i Beni e le Attività Culturali** Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni [Report]. - 2006.

**MOLINS BORRELL C.** Characterization of the mechanical behaviour of masonry [Conference] // International seminar on structural analysis of historical constructions. - Barcelona : CIMNE, 1997. - pp. 86-122.

**NSR-10** Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10 // Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, ley 400 de 1997.. - 2010.

**PEÑA Fernando** Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas [Journal]. - [s.l.] : Revista de Ingeniería Sísmica , 2010. - 83 43-63.

**VACAS Antonio** Análisis sísmico de las catedrales góticas mediante el método del espectro de capacidad [Book]. - Cataluña : Universidad Politécnica de Cataluña, 2009.

## ANEXOS

### ANEXO A: GRÁFICOS COMPLEMENTARIOS

Figura 35: Esfuerzos a cortante en el plano XY para la fachada lateral por cargas de servicio [MPa].

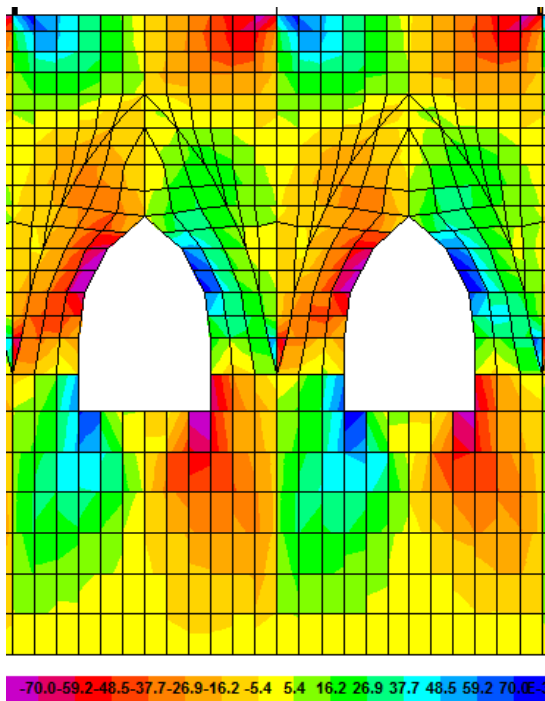


Figura 36: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para el portico longitudinal [MPa].

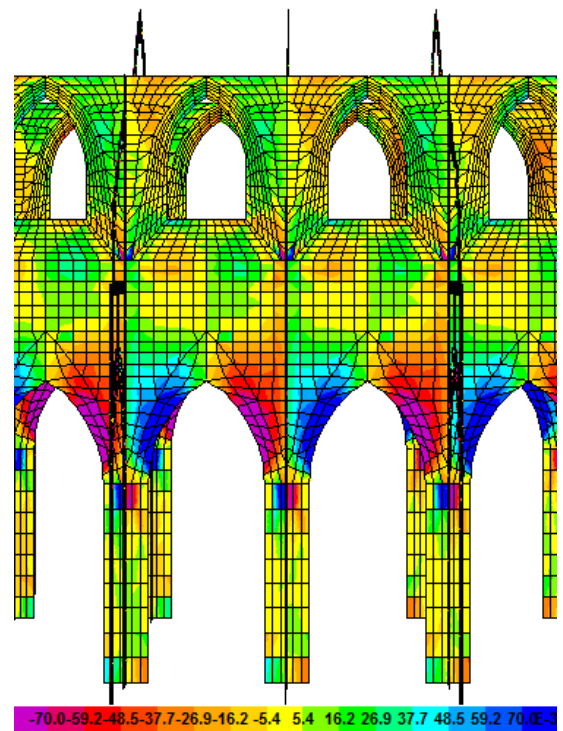


Figura 37: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para el pórtico transversal [MPa].

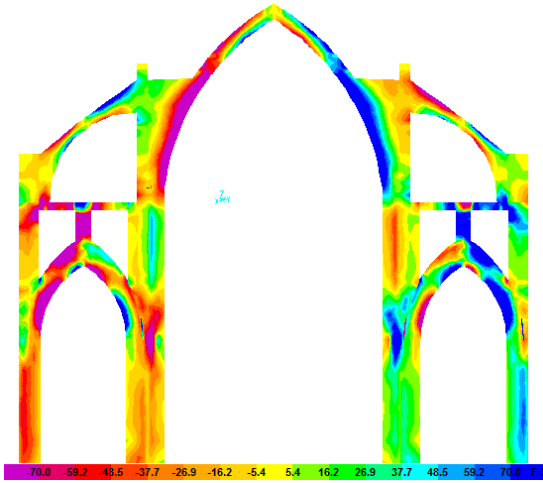


Figura 38: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para la fachada principal y las torres [MPa].

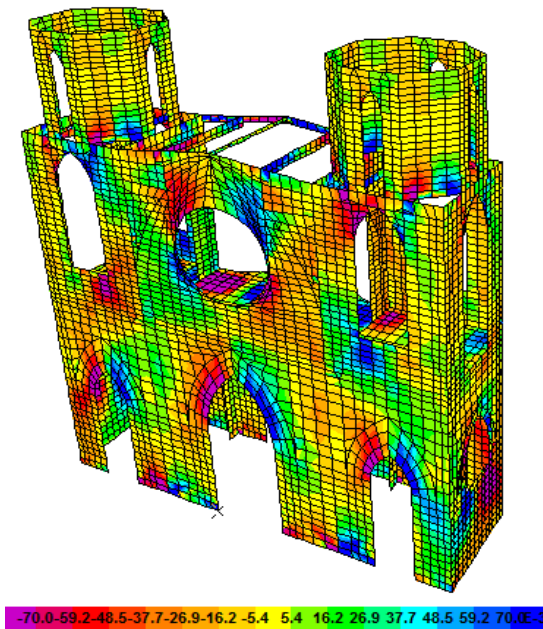


Figura 39: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para la cara superior de las bóvedas por cargas vivas [MPa].

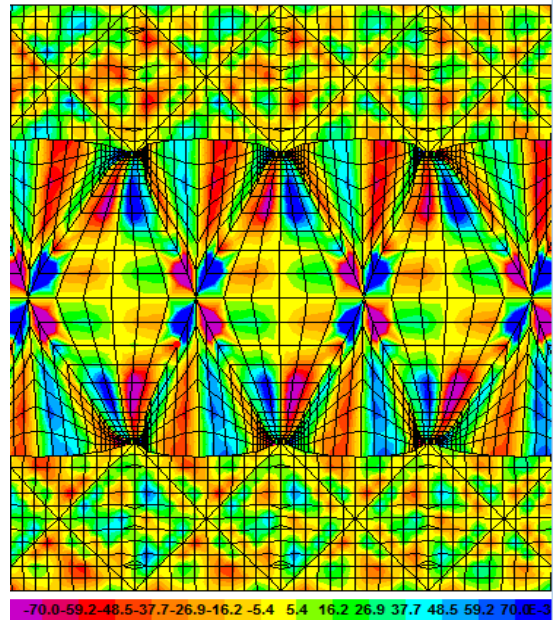


Figura 40: Esfuerzos cortantes por cargas de servicio en el plano XY para la cara inferior de las bóvedas por cargas viva [MPa].

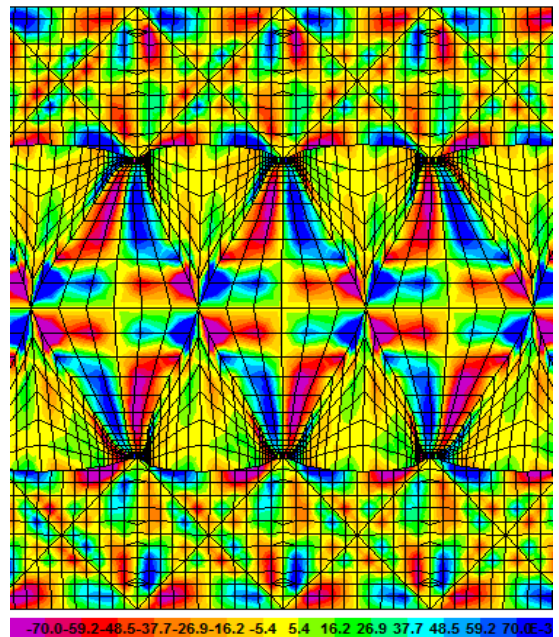


Figura 41: Esfuerzos en el plano YY por cargas de servicio en la cara superior de las bóvedas para el modelo con fm: 8.83 PMa.

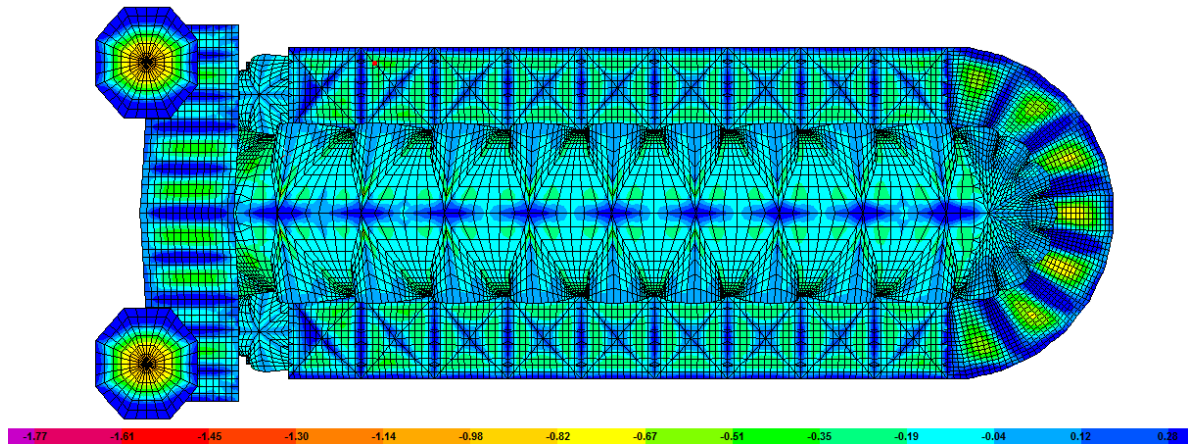


Figura 42: Esfuerzos axiales en el plano YY por cargas de servicio en la cara inferior de las bóvedas para el modelo con fm: 8.83 PMa.

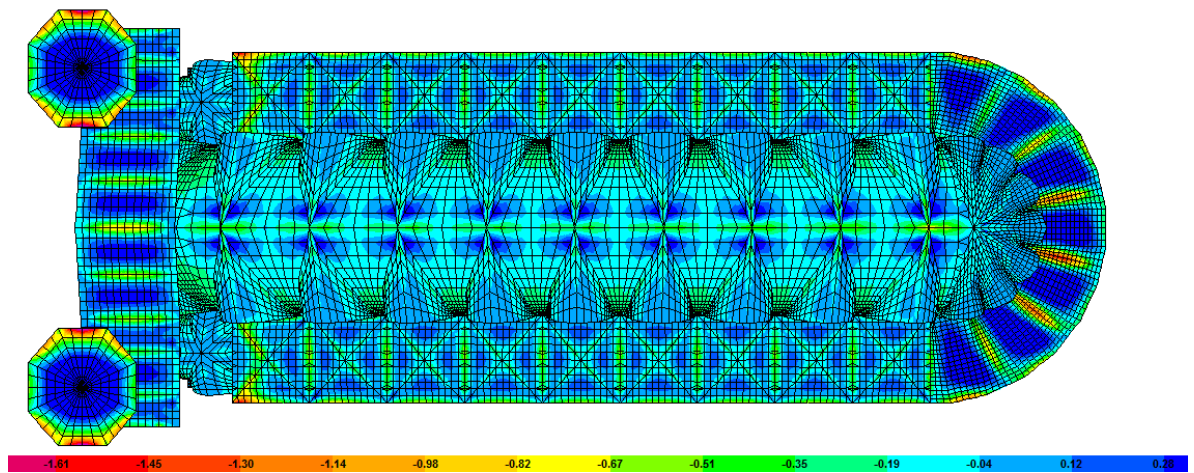


Figura 43: Esfuerzos en el plano YY para un sismo en la dirección transversal [MPa].

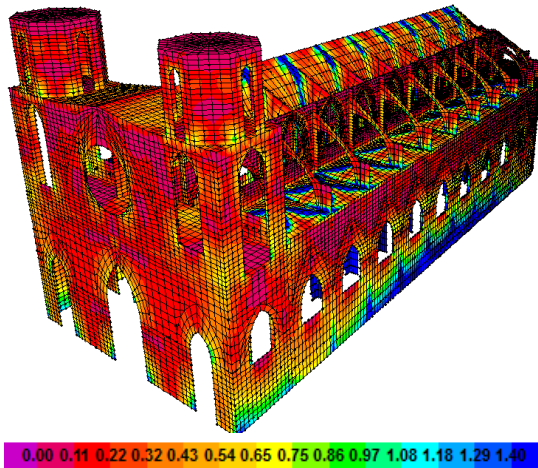


Figura 45: Esfuerzos en el plano YY para un sismo en la dirección longitudinal [MPa].

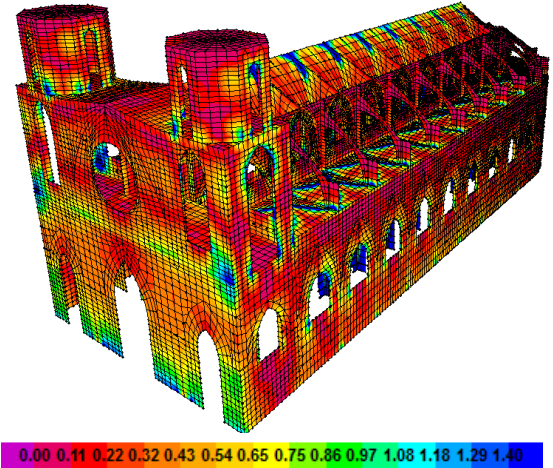


Figura 44: Esfuerzos en el plano YY en el pórtico transversal para un sismo en la dirección de su plano [MPa].

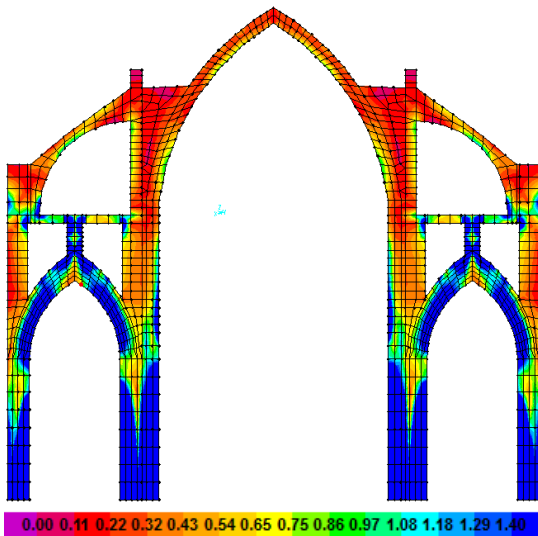
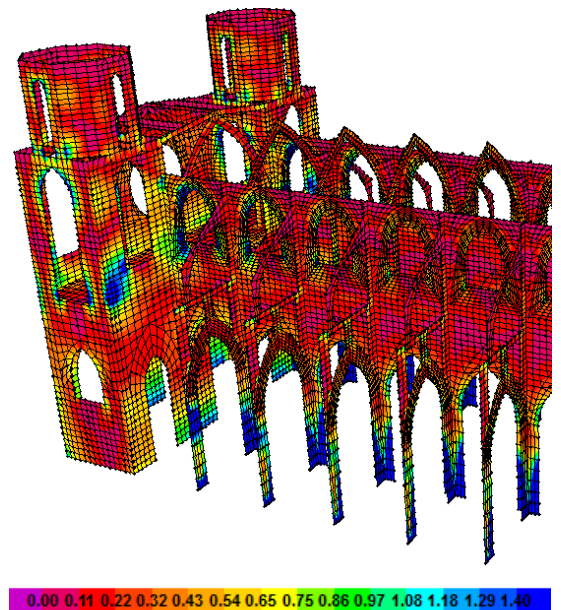


Figura 46: Detalle de los esfuerzos en el plano YY para un sismo en la dirección longitudinal [MPa].



**ANEXO B: PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS PARA LA OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**

Tabla 17: Pruebas no destructivas cuya finalidad es obtener valores cuantitativos de ciertos parámetros.

ENSAYO	FUNDAMENTO	OBJETIVO
Gato plano simple ("Simple flat jack")	Liberación de tensiones	Nivel tensional local asociado a un determinado plano.
Gato plano doble (Double flat jack")	Ensayo a "compresión simple" de una probeta real de mampostería.	Relación $\sigma$ - $\epsilon$ . Módulo de deformación, coeficiente de Poisson.
Resistencia al corte de la junta de mortero ("In situ shear test" o "push test")	Ensayo a "corte", bajo diferentes niveles de carga vertical, de una probeta real de mampostería.	Índice de la resistencia in situ a corte en las juntas horizontales de mampostería sin reforzar. Relación $\zeta$ - $\sigma$ .
"Hole drilling"	Tensiones residuales.	Nivel tensional. Posibilidad de obtención de tensiones principales. Posibilidad de obtención de estados a tracción.
Dilatometría	Registro de la presión suministrada y del incremento de volumen generado. La sonda ejerce una tensión radial conocida contra el material que la rodea. Relacionando esta tensión con la deformación medida en la misma dirección (a partir de consideraciones de variación volumétrica) se obtiene un índice del módulo de deformación de la mampostería en la zona de aplicación.	Relación $\sigma$ - $\epsilon$ en elementos de gran espesor. Módulo de deformación (módulo presiométrico).
Técnicas esclerométricas	Relacionan la resistencia del material con la penetración de un útil en su seno.	Orden de magnitud de la resistencia y calidad del material (mortero, piedra, ladrillo, etc.).
"In situ bond test"	Aplicación de carga excéntrica	Proporciona una estimación de la resistencia a flexión de la junta de mortero.
"Pull out resistance"	Fuerza necesaria para el arrancamiento de un útil introducido	Proporciona la resistencia al arrancamiento del

		en un tendel de la mampostería.	mortero. Indirectamente proporciona la resistencia mecánica del mortero.
"Drilling resistance"	Penetrómetro PNT-G	Correlacionar la resistencia del mortero de cal con la energía necesaria para reducirlo a arena.	Orden de magnitud de la resistencia y calidad del mortero.
	Taladro DRMS	Correlaciona la resistencia al avance con la resistencia mecánica. El uso del Par permite la corrección a la abrasión debida a la naturaleza distinta dureza de los áridos.	Orden de magnitud de la resistencia y calidad del mortero.

Fuente: (LOBILLO, y otros, 2007).

Tabla 18: Pruebas no destructivas cuya finalidad es obtener órdenes de magnitud cualitativos de ciertos parámetros.

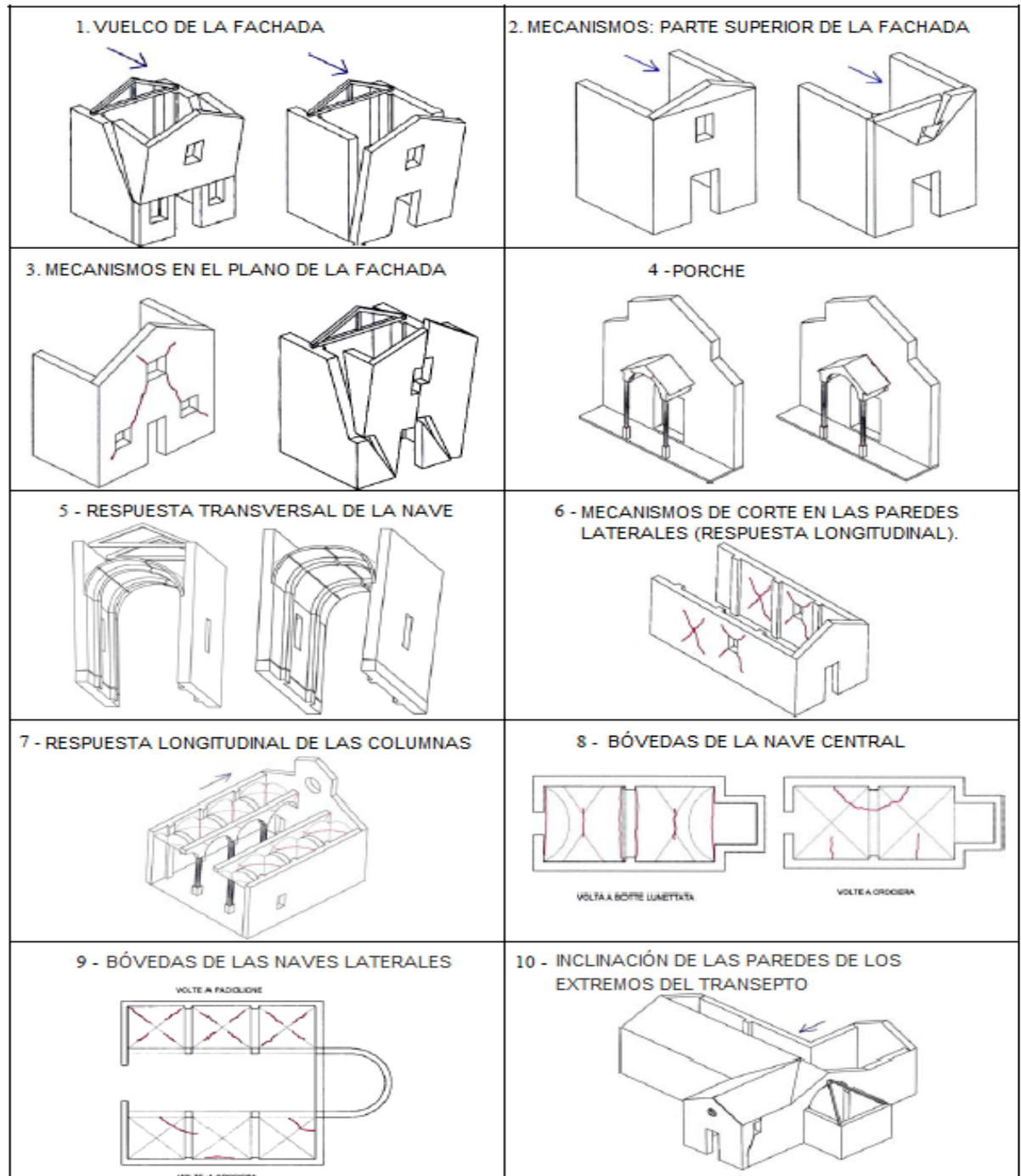
ENSAYO	FUNDAMENTO	OBJETIVO
Endoscopio y Video-endoscopio	Observar cavidades de difícil acceso de forma sencilla y precisa, con un grado de nitidez, fidelidad en la reproducción de los colores y luminosidad que resultan decisivos.	Tamaño de defectos. Composición de las hojas de un muro. Etc.
Velocidad de pulso ultrasónico (ensayo directo o transparencia)	Medida del tiempo de propagación de la onda ultrasónica. Evaluación de elementos pétreos aislados (mampuestos o sillares de compacidad adecuada) o probetas extraídas de los mismos. No son adecuados para evaluar materiales muy heterogéneos.	Estimación, mediante correlaciones, de propiedades físicas (densidad) y mecánicas. Rangos de velocidades relacionados con la calidad del material.
Velocidad de pulso sónico (ensayo directo o transparencia)	Se mide el tiempo que toma el impulso para cubrir la distancia entre el transmisor y el receptor (tiempo de viaje) Se deduce la V. Más adecuado para evaluar materiales onda muy heterogéneos.	Calificar la fábrica. Detectar la presencia de vacíos y defectos. Encontrar patrones de agrietamiento y modelos de daño. Controlar la eficacia de una inyección. Detectar cambios en las características físicas de los materiales
Impacto eco (sónico o ultrasónico)	En un material heterogéneo, como la mampostería, se producirá una reflexión de la onda acústica de llegada siempre que haya una discontinuidad del material, produciéndose una pérdida de velocidad respecto a la que se obtendría en un material homogéneo. Si se mide el tiempo de viaje (ida y vuelta), y si se	Calificar la mampostería. Detectar la presencia de vacíos y defectos. Controlar la eficacia de una inyección. Detectar cambios en las características físicas de los materiales.

	conoce la velocidad de propagación de la onda puede determinarse la distancia a que se produce la reflexión (profundidad e intensidad de la interface reflectora: defecto o cara opuesta).	
Tomografía sónica o ultrasónica	Técnica computacional que utiliza un método iterativo para el procesado de una gran cantidad de datos. La tomografía reproduce la estructura interna de un objeto a partir de medidas (sónicas o ultrasónicas) recogidas desde su superficie externa.	Mapa de distribución de velocidades acústicas en el interior de la fábrica. Permite zonificar la fábrica desde un punto de vista de su calidad, detectar la presencia de vacíos y defectos, controlar la eficacia de una inyección y detectar cambios en las características físicas de los materiales.
Termografía infrarroja	Las radiaciones infrarrojas del espectro electromagnético, invisibles al ojo humano, que todo cuerpo a temperatura superior al cero absoluto (-273.15 °C) se emiten en forma de calor, con una distribución espectral en función de la temperatura, de la composición del cuerpo y de su capacidad de emisión.	Localización de humedades. Identificación de estructuras ocultas. Localización de huecos cegados. Identificación de grietas. Localización de diferentes materiales. Etc.
Técnicas radar	Basada en el estudio de las reflexiones de las ondas electromagnéticas de alta frecuencia. Los impulsos emitidos se reflejan entre los interfaces de materiales con propiedades dieléctricas diferentes como las superficies de un muro, huecos, inclusiones, etc.	Localizar la posición de grandes vacíos e inclusiones de materiales diferentes como acero, madera, etc., identificar el estado de conservación o daño de estructuras, definir la presencia y nivel de humedad, controlar la eficacia de reparación por técnicas de inyección, descubrir la morfología de la sección de muros de múltiples hojas de piedra y/o ladrillo.

Fuente: (LOBILLO, y otros, 2007).

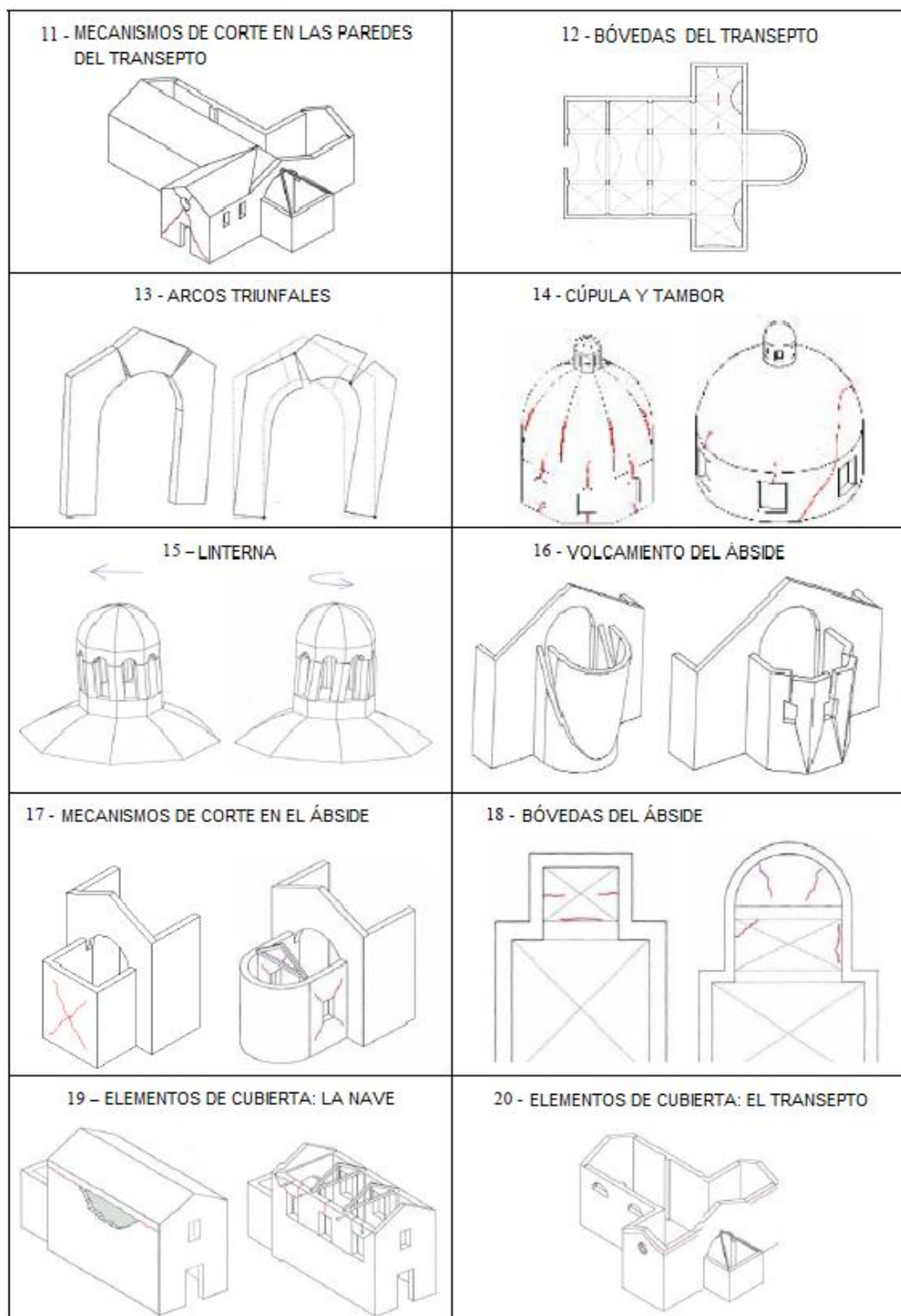
## ANEXO C: ÁBACO DE LOS MECANISMOS DE COLAPSO DE LAS IGLESIAS

Figura 47: Mecanismos de colapso de los macro elementos de las iglesias



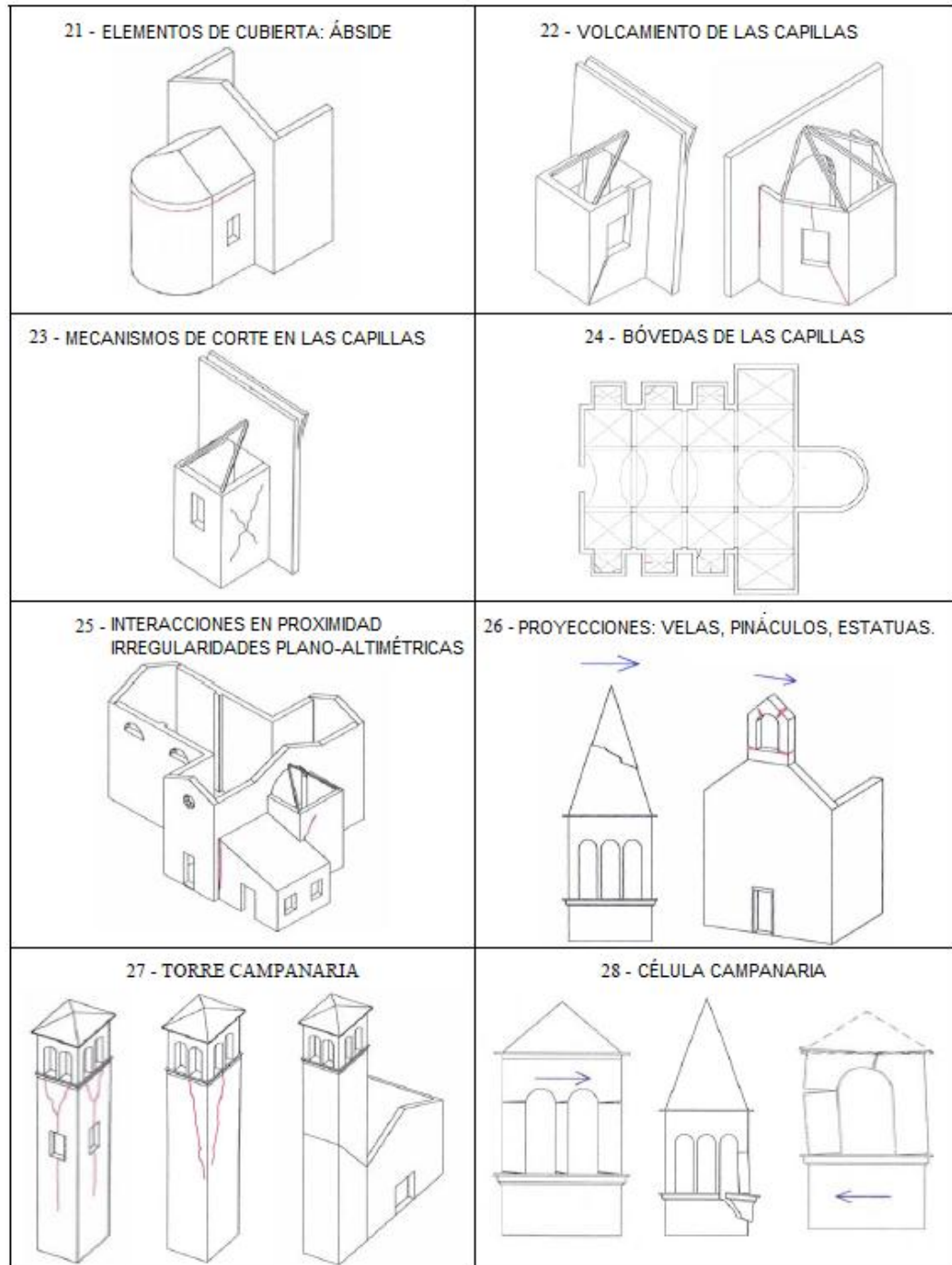
Fuente: (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006)

Figura 48: Mecanismos de colapso de los macro elementos de las iglesias



Fuente: (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006)

Figura 49: Mecanismos de colapso de los macro elementos de las iglesias



Fuente: (Ministero per i Beni e le Attività Culturali, 2006)