



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**Facultad de Estudios Superiores Acatlán**

**“Análisis Estructural de la Parroquia de San  
Bartolomé Apóstol”**

**TESIS**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**Ingeniero Civil**

PRESENTA:  
**María Laura Robles Avilés**

TUTOR:  
**Dr. Fernando Peña Mondragón**





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **JURADO ASIGNADO:**

Presidente:	Ing. Carlos Arce León
Secretario:	Dr. Darío Rivera Vargas
Vocal:	Dr. Fernando Peña Mondragón
1 <sup>er</sup> . Suplente:	Ing. Martín Sánchez Muñoz
2 <sup>do</sup> . Suplente:	Mtro. Luis Núñez Quiroz

Lugar donde se realizó la tesis:

Naucalpan de Juárez, Estado de México.

## **TUTOR DE TESIS:**

---

Dr. Fernando Peña Mondragón

# ÍNDICE

Introducción.....	6
CAPÍTULO 1. Antecedentes.....	8
1.1 Características de la mampostería histórica.....	9
1.2 Método de los análisis complementarios.....	10
1.2.1 Herramientas de análisis.....	13
1.2.2 Método de elementos finitos.....	13
1.2.3 Pruebas no destructivas.....	13
CAPÍTULO 2. Estudios preliminares para la realización del modelo numérico.....	16
2.1 Estudio histórico.....	16
2.2 Levantamientos.....	22
2.2.1 Dimensiones del templo y sus elementos estructurales.....	22
2.2.2 Levantamiento fotográfico de daños.....	25
2.3 Diagnóstico preliminar.....	27
CAPÍTULO 3. Modelo estructural del templo.....	30
3.1 Características generales del templo.....	30
3.2 Materiales.....	31
3.3 Tipo de análisis.....	32
3.4 Análisis por peso propio.....	33
3.5 Análisis modal.....	35
CAPÍTULO 4. Calibración del modelo numérico.....	40
4.1 Pruebas de vibración ambiental.....	40
4.1.1 Equipo.....	40
4.1.2 Campaña de medición.....	41
4.1.3 Resultados.....	44
4.2 Método de calibración.....	47
4.3 Análisis comparativo de resultados.....	58
CAPÍTULO 5. Análisis estructural.....	60
5.1 Bajada de cargas.....	60

5.2	Análisis simplificado .....	61
5.2.1	Capacidad de carga vertical de muros y columnas.....	62
5.2.2	Capacidad de carga lateral de muros y columnas.....	62
5.2.3	Desplomo de muros y columnas.....	63
5.2.4	Capacidad de carga de arcos y bóvedas de cañón .....	65
5.2.5	Esfuerzos en bóvedas semiesféricas y cúpulas.....	65
5.2.6	Evaluación del templo de San Bartolomé Apóstol mediante los métodos simplificados.....	66
5.3	Análisis modal espectral .....	69
5.4	Análisis modal espectral con un espectro de sitio .....	76
5.5	Análisis comparativo de los resultados obtenidos .....	84
	Conclusiones.....	87
	Agradecimientos.....	88
	Referencias .....	89
	Fuentes bibliográficas.....	91

A Dios, por prestarme la vida y darme la sabiduría necesaria para seguir mi camino.

A mi madre Rebeca Avilés, por estar siempre a mi lado con todo el amor y la paciencia que una persona puede dar, por asesorarme siempre en las materias difíciles.

A mi padre Andrés Robles, por brindarme siempre su cariño y mostrarme que no importa que tan difícil sea alcanzar un sueño, si de verdad lo quieres lucha por él.

A mi abuelita Leonor, mis tías Rocío, María Eufemia y Elsa por siempre estar al pendiente de mi desarrollo personal y profesional, por su cariño y todo el apoyo que siempre me han dado.

A mi novio Luis Alberto González por estar a mi lado siempre con mucho amor, por apoyarme durante toda la carrera tanto académica como personalmente, por estar ahí para no dejarme rendir nunca.

A mi hermano Andrés por ser un buen ejemplo como hermano mayor y a mi hermano Juan por estar siempre al pendiente de mis logros, espero esto le sirva de ejemplo para seguir adelante.

A mis amigos, compañeros, profesores y becarios del Instituto de Ingeniería por sus consejos, recomendaciones y enseñanzas.

## INTRODUCCIÓN

La conservación y estudio de los monumentos históricos es una práctica que lleva poco tiempo en México. En la actualidad, no existe una guía para poder analizarlos, por lo que el Instituto de Ingeniería de la UNAM y la Unidad de Investigación Multidisciplinaria de la FES Acatlán UNAM, trabajan en conjunto con la finalidad de establecer parámetros de análisis para este tipo de estructuras, con una visión multidisciplinaria. Este trabajo forma parte de este proyecto de investigación.

Para la ingeniería lo más importante es salvaguardar la vida de las personas, sin embargo en los monumentos históricos es necesario dar una seguridad mayor para que el edificio y sus valores intrínsecos no sufran daño. Por tal motivo es necesario garantizar la seguridad estructural del inmueble, tanto por cargas permanentes como accidentales.

En este trabajo se presenta el análisis estructural de un templo típico de México en forma de cruz latina con una visión multidisciplinaria. Es decir, considerando la percepción de diversas áreas de estudio como son la ingeniería, la arquitectura y la historia. Para entender el comportamiento de la estructura se siguió el método de los análisis complementarios (Peña, 2010). Estos análisis permiten hacer una evaluación más completa del templo, ya que considera los cambios que ha sufrido a lo largo del tiempo y las condiciones actuales en las que este se encuentra; así como las posibles cargas a futuro.

Para entender el comportamiento del templo se realizó un modelo de elementos finitos preliminar, el cual indica los periodos y las formas modales de la estructura. Con base en estos resultados se realizaron pruebas de vibración ambiental, las cuales sirvieron para la calibración y validación del modelo, obteniendo así las propiedades mecánicas de los materiales. Una vez obtenidas las propiedades mecánicas de los materiales, fue posible determinar las propiedades dinámicas típicas para este tipo de estructuras.

Dentro de los análisis que se realizaron para verificar la seguridad estructural del inmueble se encuentra un análisis simplificado (Rivera, et al, 2012), el cual da una idea dictamen de la seguridad del edificio. También el modelo calibrado se utilizó para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura y así establecer los elementos estructurales más vulnerables. Para la evaluación sísmica se consideraron dos espectros, uno obtenido con los parámetros de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo (NTC-S, 2004) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) y otro de sitio elaborado con leyes de atenuación (Rivera, et al, 2011)

El objetivo principal de este trabajo es definir el comportamiento estructural típico de los templos coloniales de la zona de Naucalpan, Estado de México, con base en el estudio del caso de la Parroquia de San Bartolomé Apóstol.

Así mismo los objetivos particulares de este trabajo son:

- Determinar la seguridad estructural del templo
- Identificar las partes más vulnerables de la estructura
- Establecer valores característicos para las propiedades dinámicas en este tipo de templos



## CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

La Parroquia de San Bartolomé Apóstol se encuentra ubicada en el municipio de Naucalpan de Juárez, Estado de México, a un costado de la Unidad Cuauhtémoc del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS); con coordenadas 19°28'33.36''N, 99°13'51.43''O. La figura 1 muestra una vista aérea de la zona donde se encuentra ubicado el Templo.



Figura 1 Mapa de localización (Google Earth, 2012)

No se conoce la fecha precisa del término de su construcción, pero existen registros administrativos que datan de 1649 (López y Córdoba, 2011). Esto quiere decir, que en esa fecha ya era una parroquia, por lo que su construcción debió ser a finales del siglo XVI - inicios del XVII. La orden sacerdotal por la que estuvo dirigida fue la franciscana, que fue la primera en llegar a la entonces Nueva España en el año de 1524. La orden franciscana se caracterizó por su arquitectura modesta y simple, siendo poco afectos a la decoración excesiva de sus templos (Astorga y Rodríguez, 2009), lo cual se puede ver en el Templo de San Bartolo. Así mismo, en los muros del crucero se observan los vitrales de San Bartolomé Apóstol que es el patrono del templo y de San Francisco de Asís patrono de la orden franciscana.

Debido a la época en la que fue construido dicho templo es considerado, por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), un monumento histórico. Así, dentro de su conservación es necesario resguardar todo aquello que se podría perder, ya sea tangible o intangible. A grandes rasgos estos valores que son intrínsecos al templo son: la arquitectura, su historia, la economía que genera, sus obras de arte y por supuesto, la estructura (Peña, 2010).

## 1.1 Características de la mampostería histórica

La mampostería de los edificios antiguos no se comporta de la misma manera que la mampostería moderna, ya que su resistencia depende del grado de deterioro que presenta, proceso constructivo, mantenimiento, arreglo de las piedras y calidad del material con el que se construyó desde el inicio. Meli (1998), considera una clasificación de la mampostería. La primera división contempla la mampostería organizada o con aparejos, y la segunda es para la mampostería irregular en una matriz de mortero. Estos acomodos hacen que la resistencia a compresión de la mampostería varíe de 5 a 50kg/cm<sup>2</sup>. No obstante, la mampostería posee una resistencia a la tensión baja, con respecto a su resistencia a la compresión, que puede variar entre 1 y 2kg/cm<sup>2</sup>, lo cual depende de la adherencia entre la piedra y el mortero. Debido a esto se puede considerar que la resistencia a la tensión es nula.

Una propiedad importante de la mampostería es su módulo de elasticidad o módulo de Young, el cual puede variar entre 5,000 para mampostería de piedra irregular con altos contenidos de mortero y 200,000kg/cm<sup>2</sup> en mampostería de bloques de piedra de buena calidad con juntas de mortero muy delgadas. Incluso en una misma edificación estos valores pueden ser muy variados para los diferentes elementos estructurales. La tabla 1 muestra algunas propiedades mecánicas de diferentes tipos de mampostería que se han obtenido de la literatura (Meli, 1998).

<b>Tabla 1. Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de edificios históricos (Meli, 1998)</b>				
<b>Material</b>	<b>Peso volumétrico (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Resistencia a compresión (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Resistencia a cortante (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Tepetate	1.8	2-5	0.5	3,000
Bloques de tepetate con mortero de cal	1.8	5-10	0.5	5,000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5-10	1.0	5,000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15-20	2.0	10,000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2.0	10-15	0.5	5,000
Mampostería de piedra de buena calidad	2.0	30	2.0	20,000

La mampostería ha sido a lo largo de los años un material muy utilizado en todo el mundo para las construcciones debido a su capacidad de carga a compresión y durabilidad. Sin embargo, el agua no es un buen aliado para la mampostería, ya que ésta penetra por los poros existentes en los materiales y por las microfisuras que se generan a lo largo del tiempo en la superficie. Al secarse el agua se generan tensiones y las grietas se propagan hacia el interior, produciendo un deterioro más acelerado.

Los principales mecanismos de falla a compresión según el acomodo de los materiales componentes en la mampostería se dan por (Meli, 1998; figura 2):

- a) Tensión transversal en la piedra cuando se trata de ladrillo, bloques o sillares.
- b) Aplastamiento del mortero y desprendimiento de las piedras en la mampostería irregular.
- c) Deslaminación en placas separadas, cuando no existe buena liga entre las piedras en el espesor del elemento.

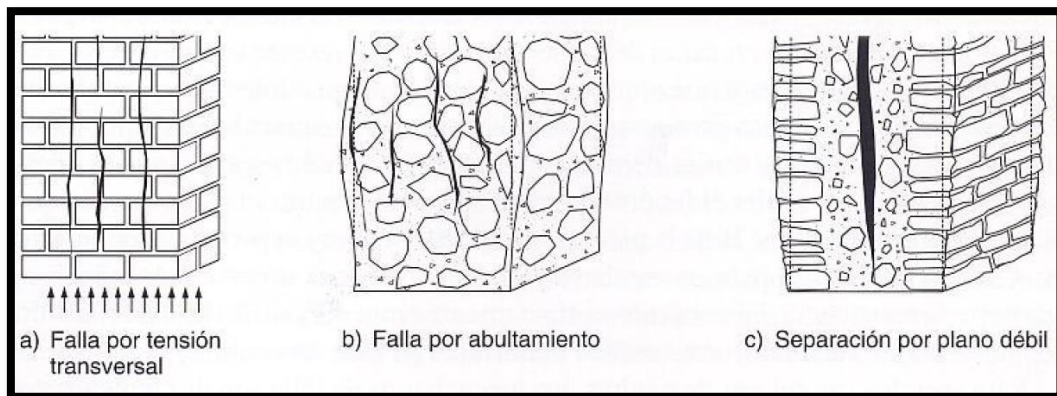


Figura 2 Mecanismos de falla de la mampostería (Meli, 1998)

## 1.2 Método de los análisis complementarios

Para realizar el análisis estructural de un monumento histórico es necesario comprender el comportamiento del inmueble, así como las características de los materiales. Actualmente, existe el método de los análisis complementarios, el cual se describe a continuación con base en las investigaciones realizadas por Peña (2010), para comprender el procedimiento que se llevó a cabo en cuanto al estudio de la parroquia.

En un proyecto de ingeniería estructural lo más importante es la seguridad física de las personas. No obstante, para los monumentos históricos, esto no es suficiente ya que estos edificios son una parte importante para el desarrollo de una región. Por ello, también es necesario salvaguardar los valores intrínsecos del inmueble. Una vez reconocido el nivel de seguridad requerido para la conservación de una construcción antigua, es necesario hacer una

exhaustiva investigación histórica sobre el monumento en cuestión, ya que con ello será posible dar un diagnóstico adecuado y una correcta evaluación estructural. Además, los edificios históricos no pueden ser evaluados como se hace con los edificios actuales, ya que el proceso constructivo y los materiales empleados son diferentes o es posible que se presente un nivel de degradación considerable en la mampostería, lo cual puede generar cambios en su resistencia y propiedades mecánicas.

Una forma de estudiar los monumentos históricos es por medio de la evidencia producida por su comportamiento ante eventos pasados como son los sismos. Estas evidencias brindan el criterio para generar las hipótesis a considerar durante la elaboración de los modelos numéricos y cálculos de análisis estructural que deberán realizarse con la finalidad de tener una gran cercanía al comportamiento real de la estructura. El objetivo de la estrategia de análisis complementarios es facilitar el análisis de monumentos históricos y entender el problema de raíz, no solo los síntomas.

La falta de conocimiento en cuanto al comportamiento estructural genera malas decisiones para la intervención de un monumento histórico, por ello Lourenço (2006), con base en los principios de ISCARSA de ICOMOS, propone la metodología para la intervención estructural la cual se divide en:

- Adquisición de datos
- Comportamiento estructural
- Diagnóstico y seguridad
- Medidas de intervención

Cuando se ha entendido el comportamiento total de la estructura, la estrategia de análisis se hace integral, es decir, se conoce por completo el edificio y su entorno. Con base en esto, los análisis que se deberán desarrollar y que se complementarán entre sí son:

- Análisis de las condiciones pasadas
- Análisis de las condiciones actuales
- Análisis de las condiciones futuras

El estudio de las condiciones pasadas contribuye a conocer la historia de la edificación a lo largo del tiempo. Permite identificar los valores intrínsecos del inmueble, así como a entender la condición actual del mismo. Haciendo una analogía médica, este análisis sería el equivalente de tener la historia médica del paciente; sin la cual sería difícil hacer un diagnóstico correcto de su situación actual (Peña, 2010).

Así mismo es importante entender a fondo el funcionamiento estructural de la construcción original, entender el mecanismo de transmisión de fuerzas concebido por los constructores, identificar los factores que pueden haber modificado el mecanismo original de la transmisión

de fuerzas y afectado la seguridad estructural. Esto con el fin de entender el estado actual en que se encuentra la estructura y poder prever soluciones de intervención adecuadas.

Para tener en cuenta modificaciones, reparaciones, intervenciones o daños que han afectado al templo de San Bartolomé Apóstol fue necesario basarse en una serie de documentos históricos, no solo del lugar sino de la zona donde se ubica la parroquia. Además fue necesario obtener algunas fotografías históricas las cuales muestran algunos cambios que ha sufrido el templo a lo largo de su vida y también se tiene información de daños por sismos.

Las condiciones presentes permiten saber, precisamente, el grado de afectación actual del inmueble. Es aquí donde se plantea la posible intervención a realizar. Para poder hacer un mejor análisis de esta sección se realizaron varias visitas al lugar que brindan una visión macroscópica de la estructura y un levantamiento fotográfico, mediante el cual se pueden observar los detalles que pasan desapercibidos durante la observación directa.

Es aquí donde se determina si es necesario hacer una intervención en el edificio, siempre y cuando se respeten los criterios estipulados en La Carta de Venecia (ICOMOS, 1964). Estos principios incluyen los requisitos de diseño que en forma resumida son los siguientes (Peña, 2010):

- Respeto a la autenticidad estructural
- Mínima alteración o impacto
- Seguridad estructural
- Compatibilidad
- No sea invasor
- Reversibilidad y remoción
- Monitorización

También es necesario que se reconozca la importancia de tener un análisis o previsión de las condiciones futuras del inmueble. La importancia radica en que uno de los objetivos de la conservación es la de prever las posibles acciones a futuro, para permitir que el inmueble se mantenga vivo, conserve su identidad original y se evite la pérdida de sus valores intrínsecos (Peña, 2010).

Es posible hacer un diagnóstico preliminar de la estructura únicamente con la visualización y con la investigación histórica, siendo un estudio subjetivo. Sin embargo, también es necesario tener estudios objetivos para garantizar la seguridad estructural del inmueble, entre los cuales se encuentra el análisis numérico de la estructura. Algunos análisis que pueden ser de gran ayuda son el análisis por peso propio, el modal espectral y el dinámico paso a paso, con el cual se puede conocer el comportamiento de la estructura y una serie de eventos que podrían ocurrir en un momento determinado.

### **1.2.1 Herramientas de análisis**

La elección de la herramienta de análisis es muy importante ya que es necesario conocer las hipótesis y las limitantes del mismo. Existen una gran variedad de herramientas de análisis numérico. Para la realización de este trabajo se utilizó el método del elemento finito.

### **1.2.2 Método de elementos finitos**

Actualmente existen muchos métodos de análisis para la comprensión de los monumentos históricos, entre ellos Peña (2010) menciona el método de elementos finitos, discretos o discontinuos, que son muy refinados, pero también existen métodos más sencillos como son los modelos de macroelementos, modelos de elementos rígidos o análisis límite, siendo todos de gran utilidad dependiendo del tipo de problema que se presente. Para el caso del Templo de San Bartolomé Apóstol se utilizó el método de los elementos finitos.

Este método es un procedimiento que sirve para conocer el estado de esfuerzo y deformación en un medio continuo que puede ser heterogéneo y anisótropo. Básicamente consiste en discretizar el medio mediante elementos y a partir de éstos, estudiar el comportamiento de ellos en forma individual, para después acoplarlos y conocer con ello las condiciones del medio (Deméneghi, 2009).

Usando este método de análisis, es bueno hacer un modelo numérico en algún programa de computadora, de esta manera es posible simular el comportamiento de la estructura de una manera muy aproximada y comprender cómo está trabajando el edificio. No obstante, muchas veces se cree ciegamente en el modelo numérico, cuando en realidad debe de ser comparado con la realidad. Si los resultados distan mucho de los esfuerzos observados en la realidad, puede que las consideraciones tomadas no sean las adecuadas para este tipo de problema, por lo que es recomendable hacer una validación y una calibración del modelo de elementos finitos.

### **1.2.3 Pruebas no destructivas**

A pesar de que en la actualidad se cuenta con tecnologías y técnicas de análisis que permiten modelar numéricamente, y con gran precisión, el comportamiento de estructuras complejas; el análisis estructural de edificios históricos de mampostería continúa siendo un desafío debido a una serie de factores.

Una forma de salvaguardar estas incertidumbres consiste en la calibración y validación de los modelos numéricos mediante pruebas experimentales realizadas a las estructuras. Existen varios tipos de pruebas las cuales se dividen en tres grandes ramas; las destructivas, las semidestructivas y las no destructivas.

Las pruebas destructivas requieren de una muestra representativa del material para poder conocer sus propiedades mecánicas, si bien las semi-destructivas no requieren de muestras de

gran tamaño, implican también alguna modificación en la estructura original. Sin embargo, en las estructuras históricas no es posible retirar elementos para realizar estas pruebas, puesto que los valores intrínsecos del edificio se verían afectados, en consecuencia se opta por hacer pruebas denominadas como no destructivas ya que estas no alteran de ninguna forma los elementos estructurales ni los valores intrínsecos del edificio histórico.

Los métodos no destructivos son una buena herramienta para obtener las características mecánicas necesarias para el análisis y comprensión del comportamiento estructural de las construcciones históricas, así como, para validar el análisis en sí mismo.

Los propósitos principales de las pruebas no destructivas son (Lombillo, *et al*, 2007):

- Detección de elementos estructurales ocultos
- Detección de huecos
- Defectos en los materiales
- Realización de mapas de heterogeneidad de materiales
- Evaluación de la extensión de daños mecánicos
- Evaluación del contenido de humedad y ascensión capilar
- Evaluación de las propiedades mecánicas y físicas de morteros, piedras o ladrillos.

Algunas de las pruebas no destructivas que existen son (Lombillo, *et al*, 2007):

- Sónicos
- Ultrasónicos
- Magnéticos
- Eléctricos
- Rayos x
- Rayos Gamma
- Líquidos permanentes
- Dinámicos

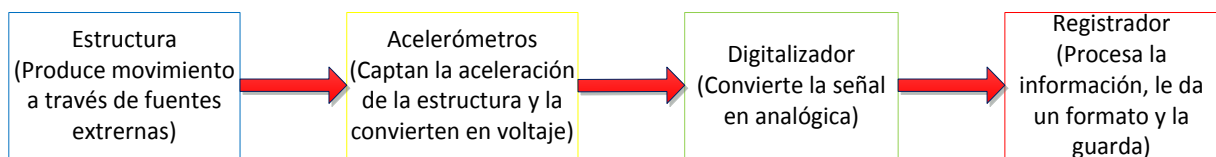
Para el Templo de San Bartolomé Apóstol, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II UNAM) realizó una serie de pruebas de vibración ambiental, y dieron a conocer experimentalmente los periodos y modos de vibrar más representativos de la estructura. Para entender mejor en qué consisten las pruebas de vibración ambiental se presenta a continuación una descripción de ellas.

Cabe resaltar que en los últimos 20 años la instrumentación en México de las estructuras como: edificios, puentes, presas, monumentos históricos, entre otros, se ha hecho más constante. Además ha tomado mayor importancia en las investigaciones y propuestas para diseño de manuales y reglamentos actuales (Murià, 2010).

Las pruebas de vibración ambiental consisten en la medición de movimientos vibratorios de muy pequeña amplitud generados por el uso del inmueble, por el tránsito de vehículos en

avenidas cercanas, algún tipo de maquinaria trabajando dentro de la estructura, entre otros. En una prueba de vibración ambiental se busca identificar las frecuencias naturales y modos de vibrar de la estructura, así como su amortiguamiento, es decir las características de la estructura.

Para las mediciones es necesario ubicar las zonas más representativas de la estructura y se colocan aparatos de medición muy sensibles llamados acelerómetros, los cuales deben ser calibrados. Posteriormente se procede a captar las vibraciones llamadas señales. Estas señales viajan a través de cables conectados a un digitalizador o adquisidor. La señal pasa a un registrador que procesa y guarda la información para finalmente ser interpretados con ayuda de algún software. La figura 3 muestra un esquema de la obtención de señales.



**Figura 3 Obtención de señales**

La ubicación de los acelerómetros es fundamental para la obtención de señales que sean adecuadas para el estudio de la estructura. Esto se logra con base en el comportamiento del tipo de estructura y se apoya en los modos de vibrar determinados por un modelo matemático estructural previamente realizado.

En el caso de los monumentos históricos el uso de la vibración ambiental es de gran ayuda, ya que con esta herramienta es posible calibrar el modelo numérico para conocer tanto el comportamiento real como dictaminar el estado actual de las estructuras, sin generar ningún daño al monumento y sin la necesidad de tomar ningún tipo de muestra de los materiales.



## CAPÍTULO 2. ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico es una simulación del comportamiento estructural del edificio real, por lo que es necesario tener buenas bases para la consideración de los materiales de construcción, las modificaciones que ha presentado, entre otras características. Si la recopilación de la información no es la indicada, lo más probable será que los resultados arrojados por el programa sean erróneos y por tanto la conclusión a la que se podría llegar estaría equivocada o no sería óptima.

El método de los análisis complementarios es una guía en la obtención de la información necesaria para una adecuada interpretación del comportamiento estructural del edificio. En este capítulo se muestra la información obtenida de los análisis de las condiciones pasadas, presentes y la probabilidad de riesgo sísmico del Templo de San Bartolomé Apóstol, la cual fue utilizada para la construcción de un modelo preliminar.

### 2.1 Estudio histórico

La parroquia de San Bartolomé Apóstol se encuentra ubicada entre el templo de los Remedios Naucalpan y la iglesia de Tacuba. Dicha ubicación resultó importante y ventajosa dentro de la planeación religiosa y cultural, ya que anteriormente la capilla quedaba de paso a los peregrinos que se dirigían a venerar a la Virgen de los Remedios (Figura 4). En la época colonial era común crear poblaciones de indios en los alrededores de los centros religiosos de este tipo, esto con la finalidad de facilitar la evangelización, además en el pueblo de San Bartolo se encontraban las casas de gobierno locales (López y Córdoba, 2011). Con base en lo anterior y por su tamaño, se puede considerar que la Parroquia de San Bartolomé Apóstol es el segundo centro religioso más importante de la zona después de Los Remedios.



Figura 4 Ubicación estratégica (Google Earth, enero, 2012)

A finales del siglo XVII las capillas de esta zona estaban en muy malas condiciones materiales. En 1693 el gobernador de Naucalpan, en representación de su pueblo, informaba a las autoridades virreinales que el templo de San Bartolo amenazaba en colapsar (López y Córdoba, 2011).

Dentro de la información histórica, existe una serie de registros de los sismos ocurridos en el Estado de México recopilados por García y Suárez (1996), algunos de los que pudieron haber causado algún efecto en la estructura se muestran en la tabla 2:

<b>Tabla 2. Registro de sismos</b>			
<b>Fecha</b>	<b>Tipo de sismo</b>	<b>Zonas afectadas</b>	<b>Observaciones</b>
16 de enero de 1784	Subducción	México, D.F., Tacubaya, Los Remedios, D.F	No hay registro de daño, duración de ocho segundos
2 de noviembre de 1894	Subducción	México D.F. Estado de México	Se registraron daños en la catedral y sagrario metropolitano, se reportaron daños de varios edificios, uno de los más cercanos a San Bartolomé Apóstol es el templo de Santa Cruz Acatlán.
26 de marzo de 1908	Subducción	México, Tacubaya, Tacuba, Azcapotzalco, Milpa Alta, Xochimilco, Cuajimalpa, D.F.	Sismo intenso, duración relativa de 30 segundos a dos minutos
19 de noviembre de 1911	Cortical	Acambay, Tixmadejé, Estado de México	No se reportan daños
19 de septiembre de 1912	Cortical	Acambay, Tixmadejé, Estado de México	“Temblor extraordinario (...) Destructor”
19 de noviembre de 1912	Cortical	Acambay, Temascalcingo, Atlacomulco, Timilpan, Estado de México	“En Acambay no queda en pie una sola casa; la iglesia se derrumba en el momento de celebrarse la misa, pereciendo el sacerdote y fieles”. Los registros obtenidos por el observatorio de Tacubaya reportan que el sismo tuvo una velocidad de 10m/s, su dirección era de N-S, alcanzó el grado XI en la escala de Cancani y una duración de menos de seis segundos. Se reportan muchas desgracias al sur del Estado de México

Conforme con López y Córdoba (2011); durante el sismo del 19 de noviembre de 1912 “Naucalpan informaba que los efectos de esos temblores no los había resentido la iglesia de San Bartolo, pues su cúpula se había cuarteado casi en su totalidad, por lo que se nombró una comisión de regidores para revisar el edificio”.

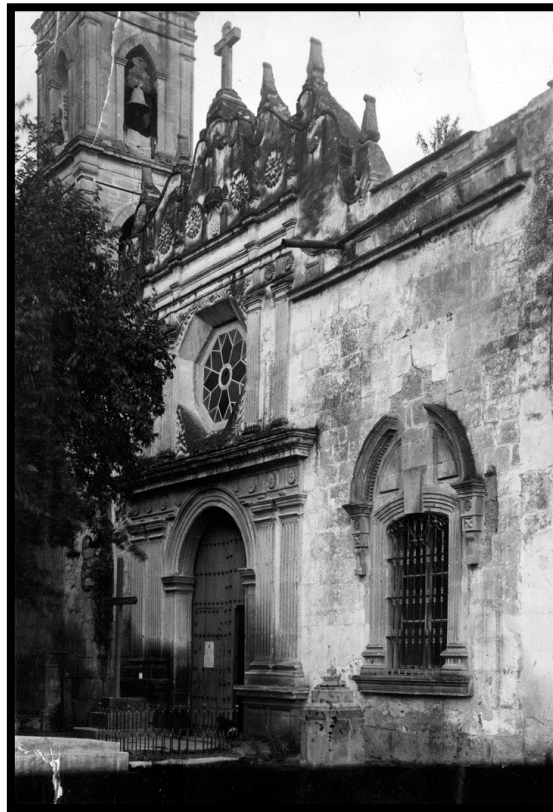
En la Dirección General de Bienes Inmuebles, Departamento de Control y Administración de Bienes Inmuebles, se encontró que el templo ha sido modificado a lo largo del tiempo. A continuación, se enlistan los registros encontrados sobre las modificaciones estructurales:

- 10 de septiembre de 1960, se reportó que la fachada del Templo de San Bartolomé Apóstol tenía que apuntalarse, pues amenazaba con colapsar.
- 4 de octubre de 1960, se informa del derrumbe de varios elementos del Templo, como son: la capilla que se encuentra de lado derecho a la entrada principal, sillares que constituían parte de la fachada, caída del imafrente junto con los arcos del portal de peregrinos.
- 4 de octubre de 1960, después de ocurridos los derrumbes se propuso reestructurar la parte dañada mediante travesaños y catillos de concreto amarrados a los muros del templo, reconstrucción de los muros garantizando una mayor resistencia, reconstrucción de las losas de la capilla con concreto, recubrimiento de la fachada con sillares sujetándolos a los muros mediante pijas, reconstrucción de los arcos del portal de peregrinos y en la losa del coro hacer amarres transversales a las grietas de concreto.
- 10 de junio de 1967, se presentó una carta de quejas informando que la población estaba en descontento, ya que se estaba poniendo en la cúpula una mezcla de cemento con cal, el cual tapó las molduras originales, boquillas de ventanas y nervaduras.
- 16 de agosto de 1983, se hizo una solicitud para la construcción anexa al Templo.
- 16 de diciembre de 1991, se hizo la solicitud para la construcción de la barda atrial perimetral.

Con ayuda de algunas fotografías que fueron aportadas por la Fototeca Constantino Reyes – Valerio de la CNMH – CONACULTA – INAH – México, se han identificado algunos de los cambios que ha sufrido el templo. Desafortunadamente no se cuenta con la fecha precisa de las fotos, no obstante, los detalles son útiles para asignar una fecha aproximada. La figura 5 muestra una imagen actual del templo, con la cual sirvió de base para hacer la comparación con las fotos antiguas.



**Figura 5 Vista actual de la fachada (febrero, 2012)**



**Figura 6 Fachada principal a mediados de los años cuarenta (INAH, 2012)**

Al comparar y analizar las figuras 5 y 6, se puede notar que la ventana del costado derecho se amplió, la zona del imafrente es totalmente diferente aunque se trató de conservar el estilo original, se agregó un contrafuerte al lado derecho de la entrada, se dio un recubrimiento en la base del campanario, en la actualidad existen dos pequeñas ventanas una de lado izquierdo y una de lado superior derecho. En la figura 6 se observa un bota agua, el cual en la figura 5 no existe.



**Figura 7 Fachada principal a mediados de los años cincuenta (INAH, 2012)**

Comparando las figuras 6 y 7, se observa que el imafrente es el mismo pero los pináculos superiores no están, se observa la ampliación de la ventana del lado derecho que es incluso más grande que la actual y la construcción de unas pequeñas ventanas en la parte superior, las cuales ya no se observan en la figura 5, en su lugar se puede ver una sola ventana. En la figura 7, ya existe el contrafuerte que se observa en la figura 6, en la figura 7 aún no se tiene el recubrimiento de la base del campanario y se puede apreciar un desgaste en la mampostería de esta zona.



**Figura 8 Fachada principal a mediados de los ochenta (INAH, 2012)**

La figura 8 es más reciente. El imafrente, el recubrimiento de la base del campanario y las molduras que se tienen en la cúpula son las mismas que se tienen en la figura 5; sin embargo, lo que cambia es el tamaño de la ventana del lado derecho al cual se le agrega una base, pero es un cambio poco representativo.

La calidad de los materiales constructivos siempre ha sido fundamental para la elaboración de cualquier tipo de estructura, ya que esto garantizará la permanencia y la resistencia de las construcciones. La recopilación de información histórica del virreinato realizada por Astorga y Rodríguez (2009), se menciona que los materiales que solían usarse para la construcción en México fueron:

- Piedra natural: cantera, recinto, tezontle, calizas, etc.
- Cal para morteros, lechadas y recubrimientos.
- Adobe
- Tabique
- Tepetate
- Madera: vigas para formar sistemas de techo, como apoyos, amarres, sistemas de piso, como cimentación en algunos casos.

Entre las piedras más usadas en construcción, principalmente en la capital del virreinato y sus alrededores, está la cantera de Los Remedios (Astorga y Rodríguez, 2009). Por la cercanía que existe entre Los Remedios y San Bartolo se puede suponer que se hizo uso de la cantera extraída de Los Remedios para la construcción del templo de San Bartolomé Apóstol.

Otro tipo de piedra de origen volcánico que posiblemente se usó, es la chiluca blanca con pequeños puntos negros, que por su dureza considerablemente mayor a la de Los Remedios, se aprovechó para hacer escalones y alfardas. Los yacimientos más importantes se localizaban en el Ajusco, Huixquilucan, Atizapán, Chimalhuacán, Echegaray, Amecameca y, naturalmente, en el poblado de Chiluca, en el Estado de México, que es de donde se toma el nombre (Prado, 2000).

Los contrafuertes, la fachada y la parte superior de la torre del Templo de San Bartolomé Apóstol, no tienen ningún recubrimiento, con base en ello se puede suponer que el resto de los elementos estructurales están formados de mampostería (muros, columnas y la base de la torre), es decir, piedra irregular unida con mortero como se ilustra en la figura 9; sin embargo, se puede observar claramente que la losa del coro es de concreto reforzado al igual que las trabes sobre las cuales descansa y a su vez se encuentran ancladas a las columnas de mampostería.

En cuanto a la bóveda y la cúpula es difícil saber el material del cual están hechas ya que por el interior tienen un recubrimiento y por el exterior tiene impermeabilizante, pero se tiene el antecedente de un severo daño, por lo que se puede suponer que fue cambiado en algún

momento y para su estudio se ha considerado de concreto reforzado. En el caso del campanario se observa un refuerzo de acero en el exterior, mientras que en el interior se puede observar un recubrimiento de concreto reforzado en los muros, por tal motivo se consideró de una manera diferente.

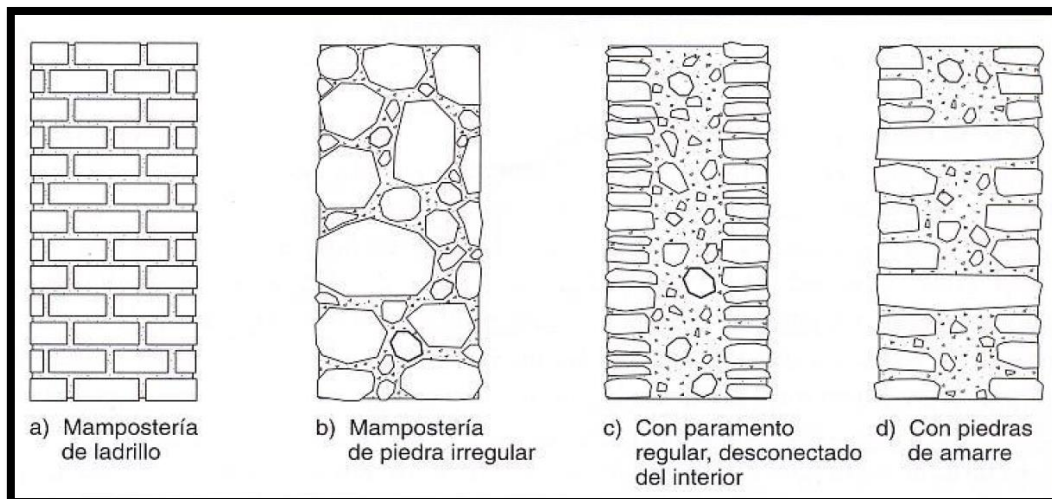


Figura 9 Algunas modalidades de mampostería (Meli, 1998)

## 2.2 Levantamientos

### 2.2.1 Dimensiones del templo y sus elementos estructurales

En el caso del Templo de San Bartolomé Apóstol fue posible conseguir algunos planos de plantas arquitectónicas de manufactura reciente que se encontraban en las oficinas del templo, no tenían cortes ni elevaciones. No obstante era necesario corroborar las medidas que se tenían en dichos planos, por lo que se realizó un levantamiento con cinta, así se verificaron algunas medidas y se obtuvieron alturas que no habían sido medidas en el plano original. Una vez conocidas todas las medidas necesarias, con la colaboración de alumnos de arquitectura del grupo multidisciplinario, se realizaron nuevos planos del templo, los cuales pueden ser consultados en las figuras 10, 11 y 12.

El templo de San Bartolomé Apóstol tiene forma de cruz latina en planta orientada de oriente a occidente. Posee una nave principal con una longitud de 31.5 m y un ancho de 7 m de muro a muro, el crucero del templo tiene un largo de 14 m y un ancho de 8 m de muro a muro. La bóveda es de cañón corrido tanto en nave como en crucero y se tiene una cúpula en la parte central del crucero. La altura de los muros es de 6 m, la altura de la bóveda es de 2.7 m y la altura total de la cúpula incluyendo el tambor, la linternilla y cupulín es de 5.2 m. Cuenta con una torre de campanario de 13.4 m de altura incluyendo el cupulín, posee una sección casi cuadrada de 4.35 m por 4.2 m a paños.

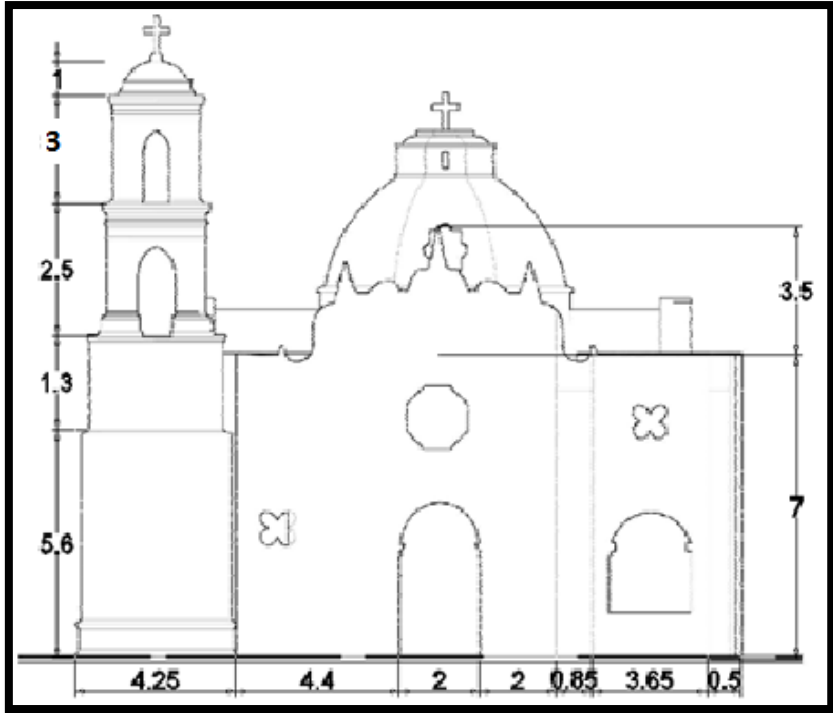


Figura 10 Fachada del Templo de San Bartolomé Apóstol, cotas en m (enero, 2012)

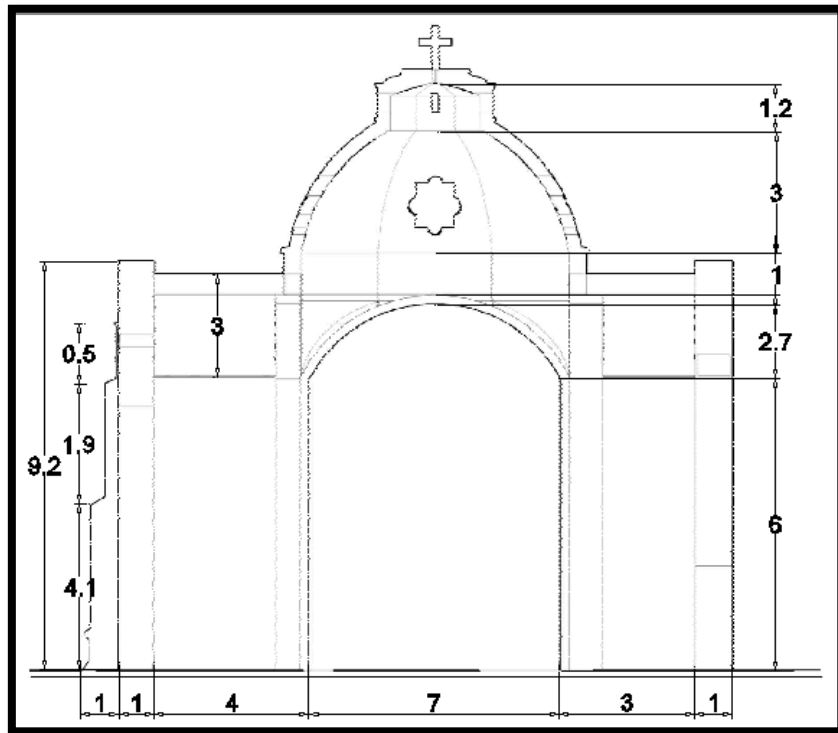


Figura 11 Corte transversal en el crucero del Templo de San Bartolomé Apóstol, cotas en m (enero, 2012)



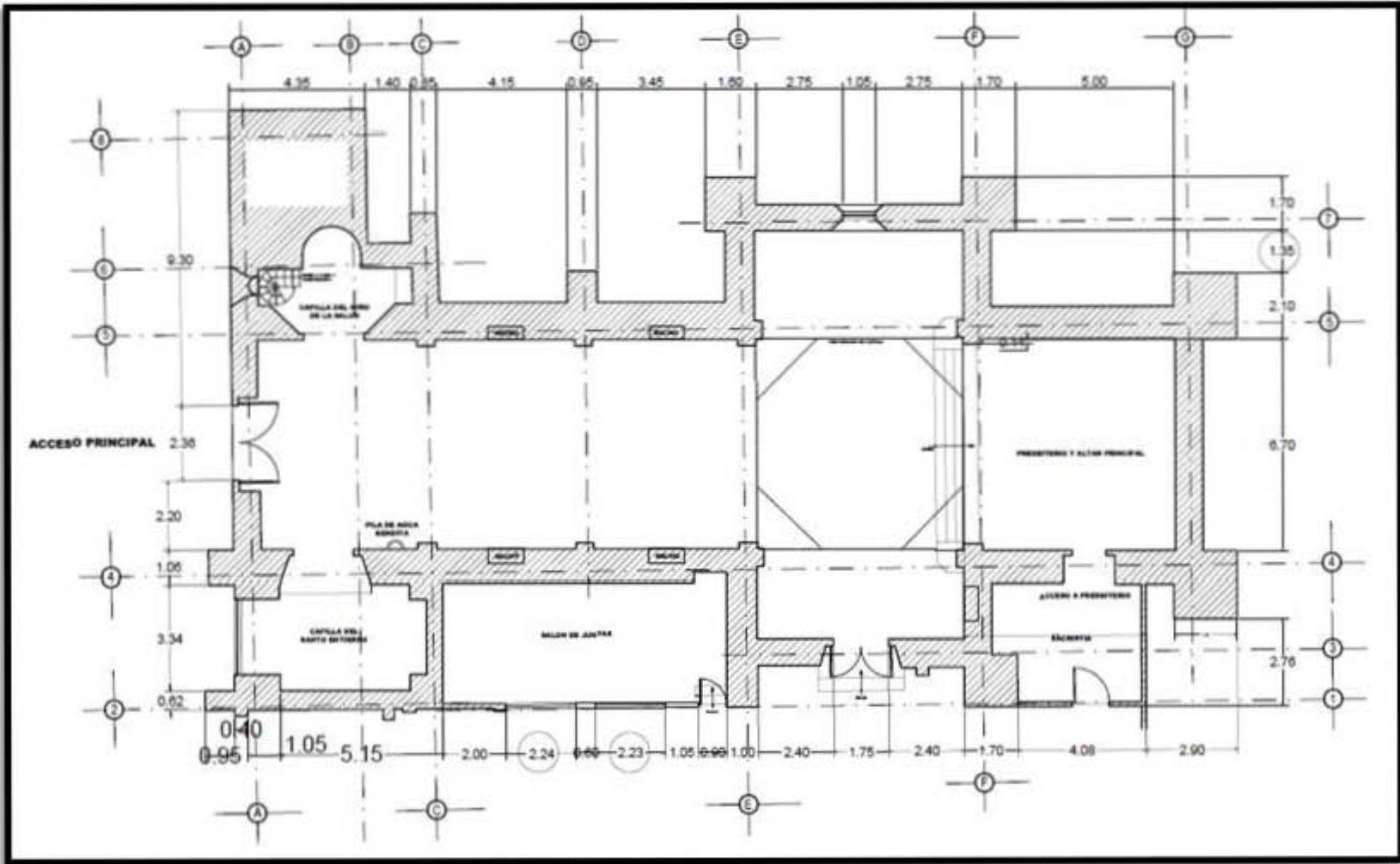


Figura 12 Planta del Templo de San Bartolomé Apóstol, cotas en m (enero, 2012)

Los muros del templo varían de 0.85 m a 1 m de espesor. Se pueden observar ocho columnas en el interior cuatro de ellas son unidireccionales, es decir soportan los arcos de la bóveda en una sola dirección para este caso es transversal. Las otras cuatro columnas son bidireccionales y se encuentran soportando los arcos de la cúpula en la zona de crucero. Las columnas se encuentran empotradas en los muros y las dimensiones de las columnas unidireccionales son de 0.6 m por 0.2 m, las columnas bidireccionales miden 0.6 m por 0.6 m.

El templo tiene seis arcos de 0.6 m de ancho por 0.2 m de espesor, cinco costillas de 0.6 m por 0.3 m, once contrafuertes de sección variable, una bóveda de cañón corrido de 0.2m de espesor, tiene un coro con una losa de concreto de 0.1 m de espesor soportada por dos traveses en los extremos largos de la losa con 0.5 m de peralte y 0.3 m de ancho. La figura 13 muestra de forma esquemática los elementos estructurales y arquitectónicos del Templo.



Figura 13 Identificación de los elementos arquitectónicos y estructurales del Templo de San Bartolomé Apóstol

### 2.2.2 Levantamiento fotográfico de daños

Algunos problemas que presenta son el crecimiento de vegetación tras el imafrente (figura 14), humedad en los contrafuertes (figura 15), la apertura de los muros en la nave (figura 16), y en la zona de crucero, lo cual se refleja en agrietamientos en la clave de los arcos sobre los cuales descansa el tambor de la cúpula. En imágenes más recientes las grietas en las juntas han sido unidas con algún mortero por eso se ve la diferencia de los materiales (figura 17). El arco que se encuentra en la zona del coro se dañó en algún momento, ya que se observa una resina entre el arco y la bóveda, así como algunos escurrimientos (figura 18).

La estructura presenta un hundimiento diferencial de unos cuantos centímetros apenas perceptible visualmente en la fachada (figura 19) y parece ser que en algún momento se dañó el campanario, ya que se puede observar un refuerzo exterior a base de zunchos de acero (figuras 20 y 21). Actualmente, el inmueble funciona para impartir culto y otras actividades religiosas, a un costado se encuentran ubicadas las oficinas y la casa parroquial.



**Figura 14** Crecimiento de plantas, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)



**Figura 15** Presencia de humedad en los contrafuertes, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)



**Figura 16** Apertura de muros, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)



**Figura 17** Unión de juntas con mortero, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)



**Figura 18** Esgurrimiento de resina en la zona del coro, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)



**Figura 19** Hundimiento diferencial, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)



Figura 20 Refuerzo con zunchos en el campanario, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)

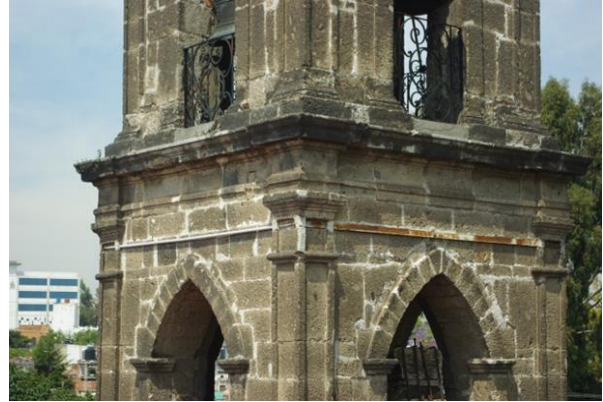


Figura 21 Refuerzo con zunchos en el campanario, Parroquia de San Bartolomé Apóstol (marzo, 2012)

### 2.3 Diagnóstico preliminar

De acuerdo con los análisis preliminares que se hicieron se puede decir que aparentemente la estructura se encuentra en buenas condiciones debido al mantenimiento constante que ha recibido en los últimos años. Sin embargo, debería de hacerse una limpieza en los contrafuertes y tratar de arreglar las bajadas de agua, para que no escurran por los muros y generen humedad. También es recomendable retirar la flora nociva que se encuentra tras el imafrente.

En cuanto a la recopilación sísmica que se consiguió, es importante mencionar que el Templo de San Bartolomé Apóstol se encuentra ubicado en la zona I conforme a la clasificación que se indica en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC - S, 2004), es decir en un suelo firme; dicha zona se representa con un punto rojo como se ilustra en la figura 22. No obstante el Estado de México presenta una serie de fallas, las cuales producen sismos de tipo cortical.

Aunado a esto, como se mencionó en el estudio histórico el Estado de México se ha visto afectado en algunas ocasiones por sismos de tipo cortical producidos por fallas locales. Por lo que se puede considerar que se tiene la historia sísmica de la región y las zonas que se vieron afectadas. Se sabe que la falla de Acambay, la cual generó el sismo de 1912, aún sigue activa.

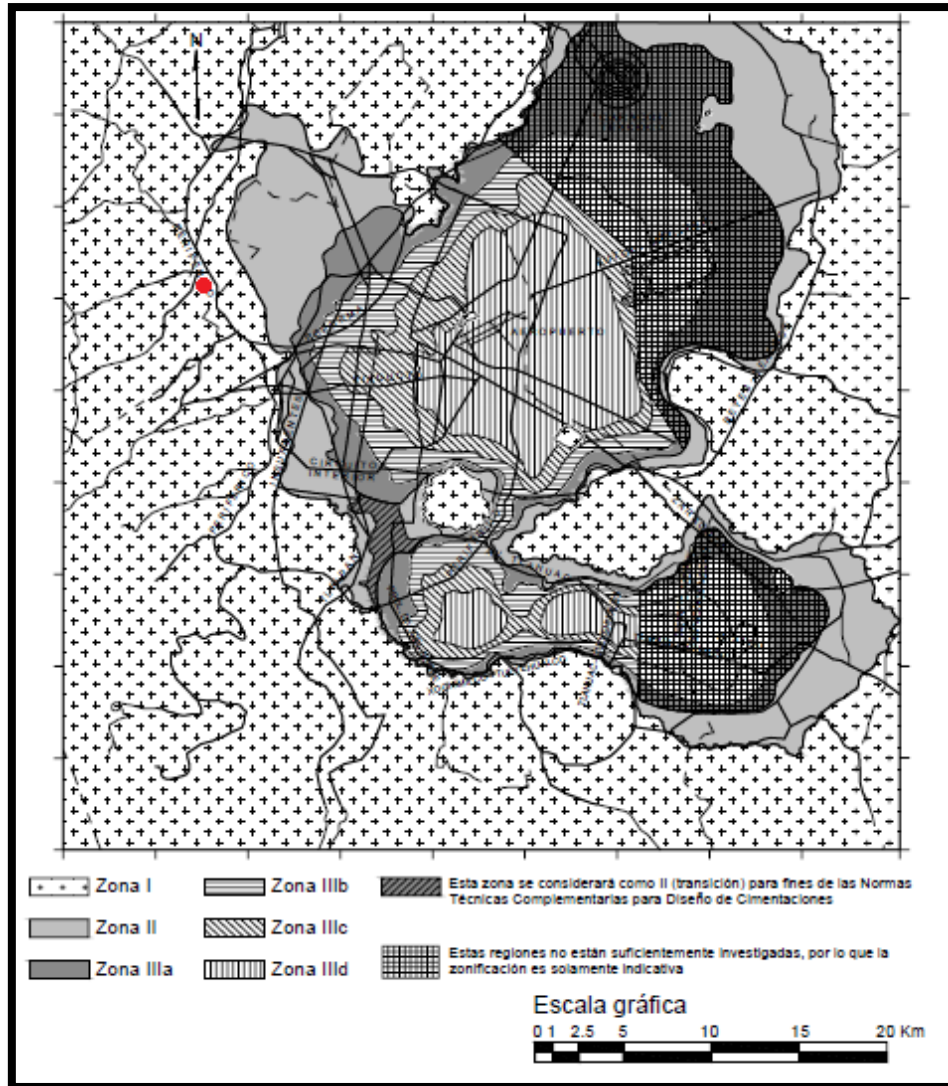
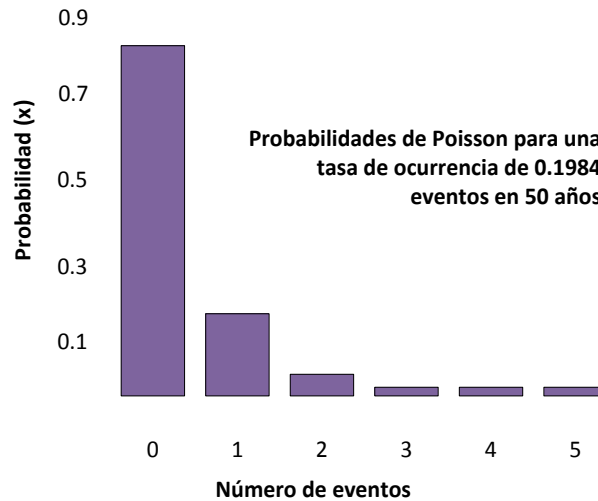


Figura 22 Mapa de Zonificación (NTC – S, 2004)

Los únicos datos disponibles sobre los periodos de recurrencia para las fallas en la región central son los determinados mediante métodos paleosismológicos por Landridge, *et al.*, (2000), para la falla de Acambay – Tixmadejé, y por Persaud, *et al.*, (2006), para la falla de Pastores, las cuales conforman las márgenes norte y sur del Graben de Acambay. Estos autores encuentran un promedio de  $3,600 \pm 1,000$  años para la recurrencia de desplazamientos en el primero de estos sistemas, y de  $8,000 \pm 2,000$  años para el segundo (Zúñiga, 2012). No obstante se debe de hacer una consideración de las otras fallas que existen en la zona y evaluar el riesgo que estas presentan. A pesar de que los sismos de tipo cortical no suelen ser de alta magnitud llegan a ser muy destructivos por la baja profundidad en la que se producen.

El estudio realizado por Zúñiga (2012), ha sido presentado mediante un ejemplo en el cual se toma un promedio de 252 años de 15 fallas y se obtuvo la probabilidad de ocurrencia en 50 años, suponiendo un proceso de Poisson con  $\lambda=0.1984$  y obtuvo que la probabilidad es del 16% como se muestra en la figura 23.



**Figura 23 Probabilidades de Poisson para una tasa de ocurrencia de 0.1984 eventos en 50 años (Zúñiga, 2012)**

El porcentaje de ocurrencia de un sismo similar a la de Acambay no es muy alto. Pero es importante resaltar que los sismos son eventos difíciles de predecir, tanto en ocurrencia como en magnitud por lo que es necesario establecer medidas preventivas para asegurar la supervivencia de la estructura sin arriesgar sus valores intrínsecos.

## CAPÍTULO 3. MODELO ESTRUCTURAL DEL TEMPLO

### 3.1 Características generales del templo

Como se ha mencionado, para simular el comportamiento del templo se usó el método de elementos finitos mediante el programa comercial SAP 2000 ver. 14.1.0. Se usaron elementos sólidos rectangulares de ocho nodos para generar el cuerpo de la estructura y se hizo una idealización del templo, es decir, considerando espesores de muros iguales, columnas y contrafuertes de las mismas dimensiones, entre otras propiedades. Para la construcción del modelo numérico se emplearon 22,529 elementos, 96,066 grados de libertad y 33,650 nodos.

En el modelo numérico se presentan todos los elementos estructurales mencionados anteriormente, como son columnas, contrafuertes, coro, cúpula, linternilla, costillas y campanario, además es importante considerar ventanales y entradas ya que los huecos son importantes zonas de falla y agrietamiento. Las dimensiones están basadas en los levantamientos efectuados durante los análisis preliminares, con la finalidad de obtener una simulación lo más cercana a la realidad. Las figuras 24 a 28 muestran el modelo numérico con diferentes vistas.

El elemento sólido utilizado para la modelación del templo, está basado en una formulación isoparamétrica. Cada elemento puede ser cargado por gravedad (en cualquier dirección); presión de superficie en las caras; presión de poro dentro del elemento y cargas debido a cambios de temperatura. Los elementos sólidos tienen seis caras cuadriláteras, con un nodo localizado en cada una de las ocho esquinas. Este elemento activa los tres grados de libertad traslacionales en cada uno de sus nodos. Los grados de libertad rotacionales no son activados, (Wilson, 2000).

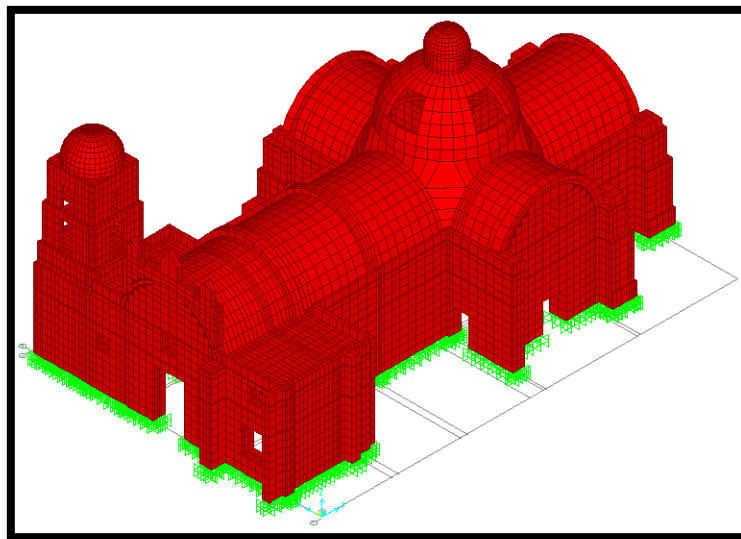
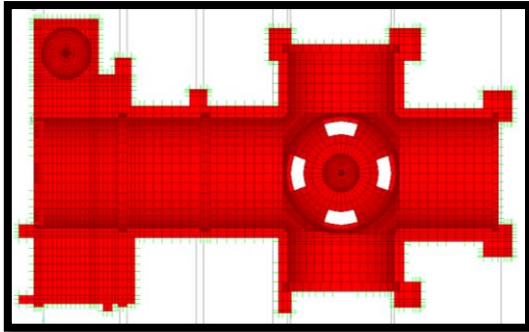
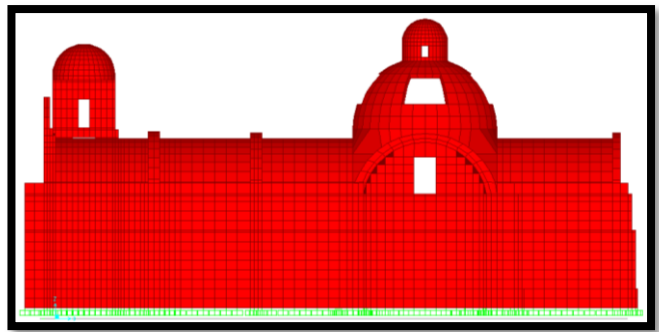


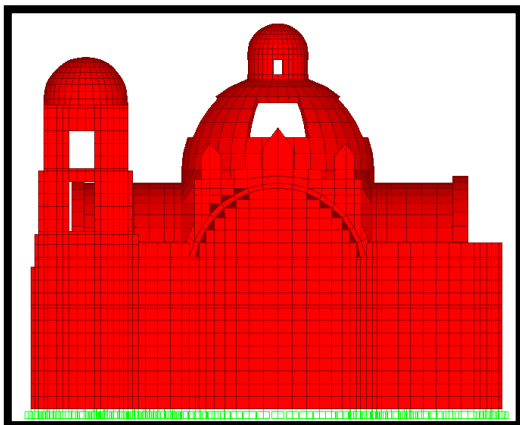
Figura 24 Modelo de elementos finitos (vista tridimensional)



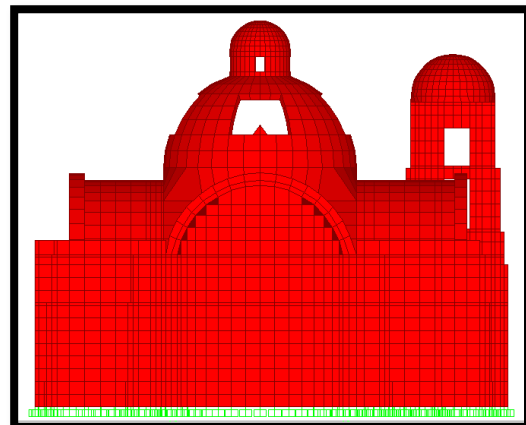
**Figura 25** Modelo de elementos finitos  
(vista en planta)



**Figura 26** Modelo de elementos finitos  
(corte longitudinal)



**Figura 27** Modelo de elementos finitos  
(fachada)



**Figura 28** Modelo de elementos finitos  
(corte transversal en la zona de cruce)

### 3.2 Materiales

La recopilación de datos fue de gran ayuda, ya que con base en ella fue posible asignar las propiedades mecánicas de los materiales que podrían representar de una mejor manera a los empleados por los constructores de la época. Usando como guía la propuesta de Meli (1998) para mampostería de piedra irregular mostrada en la tabla 1, se asignó un valor base para este modelo preliminar.

A grandes rasgos se emplearon cuatro tipos de materiales para la elaboración del modelo numérico. Se empleó un tipo de mampostería de piedra irregular para muros, columnas, contrafuertes, base de la torre y arcos, se supuso que imafrente, bóveda y cúpula están hechas de concreto con base en la información histórica, la cual menciona que la cúpula ha sufrido daños a lo largo del tiempo y un colapso en la zona de la fachada; también existen dos losas de vitrobloc, para las cuales se supuso un concreto pobre sin refuerzo. Para el campanario se consideró otro tipo de mampostería debido a los refuerzos de concreto en el interior y de acero en el exterior. Finalmente todos los materiales fueron considerados como isótropos y homogéneos para simplificar el análisis. La tabla 3 muestra las propiedades usadas para el modelo numérico.



<b>Tabla 3. Propiedades mecánicas empleadas para la elaboración del modelo numérico</b>			
<b>Material</b>	<b>Peso volumétrico (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Relación de Poisson</b>	<b>Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Mampostería de piedra irregular</b>	1.6	0.2	4,200
<b>Mampostería de piedra irregular (campanario)</b>	1.6	0.2	3,000
<b>Concreto reforzado</b>	2.4	0.3	113, 137
<b>Concreto del imafrente</b>	2.4	0.3	221,359
<b>Concreto pobre</b>	1.9	0.2	80,000

### 3.3 Tipo de análisis

El análisis que se realizó fue un análisis elástico lineal, el cual considera que la deformación que sufre la estructura es proporcional a los esfuerzos generados en función de su módulo de elasticidad. La expresión matemática está dada por la ecuación 1.

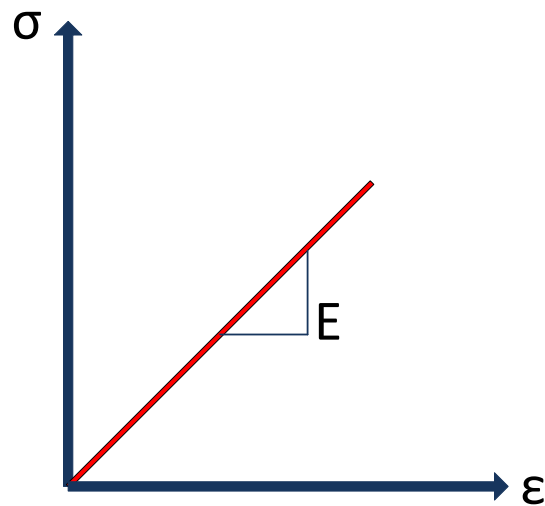
$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\epsilon_{kl} \quad (3.1)$$

donde:

$\sigma_{ij}$  = esfuerzo

$C_{ijkl}$  = tensor de cuarto orden que contiene las constantes elásticas

$\epsilon_{kl}$  = tensor de deformaciones



**Figura 29 Diagrama esfuerzo - deformación para un material elástico lineal**

El módulo de elasticidad representa la pendiente de la gráfica esfuerzo deformación, que en este análisis la pendiente se mantiene lineal, la figura 29 muestra la gráfica de un material elástico lineal. Es importante resaltar que el análisis elástico lineal es válido bajo ciertas hipótesis las cuales consideran que los desplazamientos son pequeños y que los desplazamientos siguen siempre la misma trayectoria hasta regresar a su estado original.

### 3.4 Análisis por peso propio

El primer análisis que se realizó fue por peso propio. Este análisis se obtuvo la información de la distribución de esfuerzos, desplazamientos y posibles zonas críticas.

Los desplazamientos que se presentaron son muy pequeños, las figuras 30 y 31 muestran los desplazamientos por peso propio en dirección vertical en los puntos más representativos de la estructura.

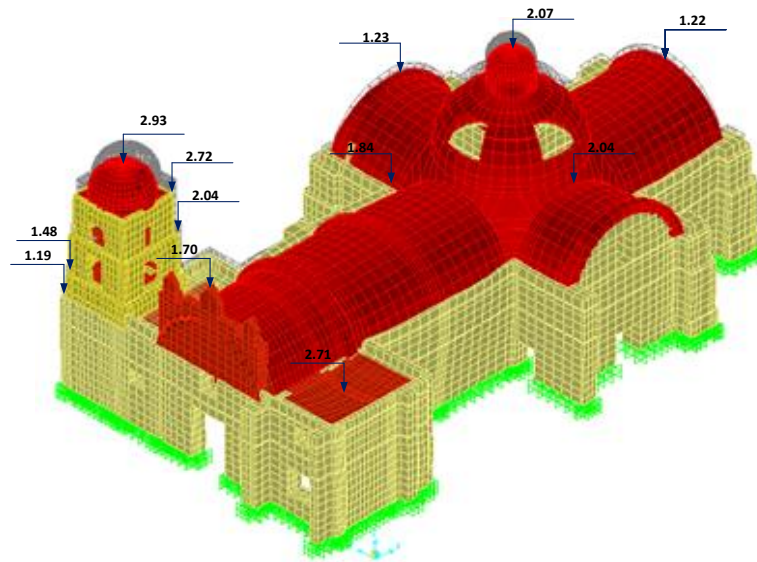


Figura 30 Desplazamientos por peso propio en dirección vertical en mm (vista tridimensional posterior)

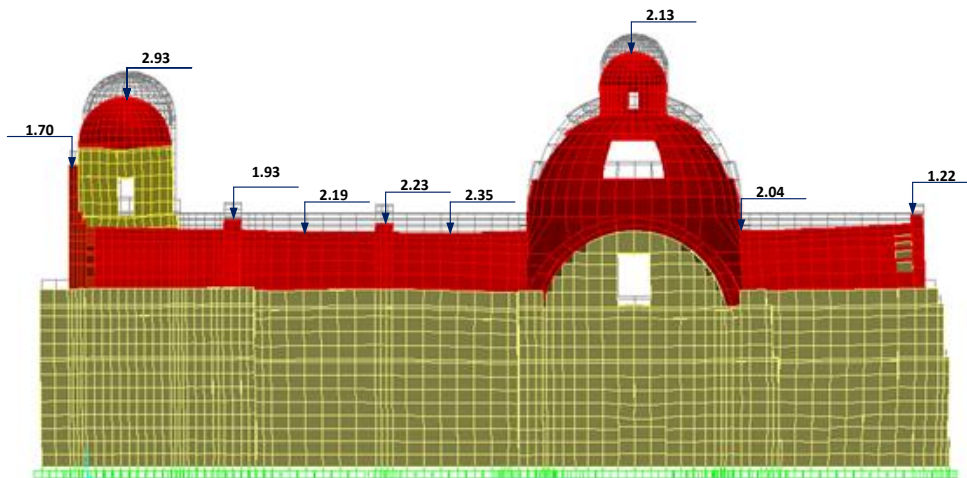


Figura 31 Desplazamientos por peso propio en dirección vertical en mm (vista longitudinal derecha)

Del modelo numérico se obtuvo el peso propio de la estructura el cual fue de 1,541t y un análisis de esfuerzos por peso propio en dirección vertical para la base de la estructura, donde se encontró que el esfuerzo a tensión nulo, por lo que las cargas están siendo transmitidas correctamente a la base. Así mismo, el esfuerzo máximo a compresión es de  $2.59\text{kg/cm}^2$  y el esfuerzo mínimo es de  $0.05\text{kg/cm}^2$ . El esfuerzo promedio de todos los esfuerzos a compresión en la base es de  $1.32\text{kg/cm}^2$ , estos esfuerzos no superan los  $15\text{kg/cm}^2$  de la resistencia a la

compresión mostrada en la tabla 1, por lo que la mampostería del templo se encuentra en buenas condiciones, la figura 32 muestra el mapa de esfuerzos por carga vertical en la base usando como escala el máximo y el mínimo.

Las figura 33 muestran el diagrama de esfuerzos por carga vertical del templo con una escala de  $-1.5$  a  $2 \text{ kg/cm}^2$ , la escala está en función de un rango de esfuerzos bajo, ya que al emplear los valores máximo y mínimo, la escala es muy amplia y no es posible percibir el cambio en el tipo de esfuerzo. La mayor concentración de esfuerzos se presenta en la base de los muros pero en la zona del tambor y la pechina de la cúpula se observa una concentración de esfuerzos que aunque son pequeños, la cúpula es un elemento vulnerable.



Figura 32 Esfuerzos axiales verticales en la base

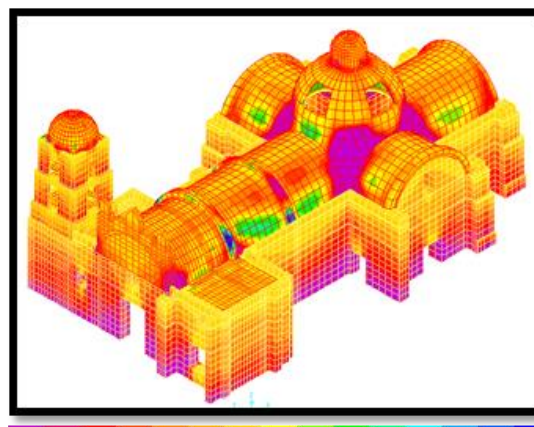


Figura 33 Esfuerzos axiales verticales (vista tridimensional)

En el comportamiento estructural de un arco, las cargas verticales se transmiten hacia los apoyos siguiendo una trayectoria que depende de la distribución de las cargas externas y de la geometría del arco (Meli, 1998). El mecanismo de falla principal para arcos de medio punto como los que se encuentran en el templo de San Bartolomé Apóstol es por desplazamiento hacia afuera de sus apoyos, lo que provoca esfuerzos de tensión en la parte inferior de la clave, en la parte exterior de los arranques y en la parte interior de los riñones.

La figura 34 muestra el mecanismo de falla típico de un arco y la figura 35 muestra los esfuerzos que se producen en el arco más desfavorable de la nave y del crucero para el modelo estudiado. Al hacer la comparación de los esfuerzos en los arcos, se puede apreciar que en ambos casos las tensiones se encuentran en la parte interna de la clave y en la parte externa de los riñones, mientras que los arranques poseen concentraciones de esfuerzos a compresión, también es importante mencionar que hay una mayor sollicitación de esfuerzos para los arcos de la nave que para los de cruceros. Esto indica que el comportamiento del modelo corresponde al mecanismo típico de los arcos y haciendo la comparación con la estructura, se pueden observar agrietamientos en la parte interior de la clave debido a las tensiones que se presentan y se aprecia también la abertura de los muros debido a la carga vertical.

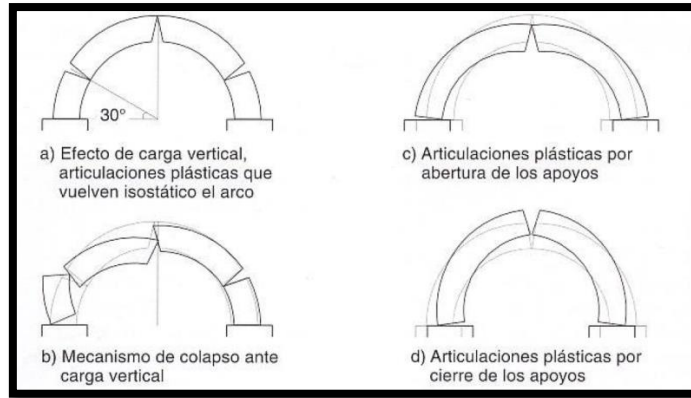


Figura 34 Sistema de falla típico de un arco (Meli, 1998)

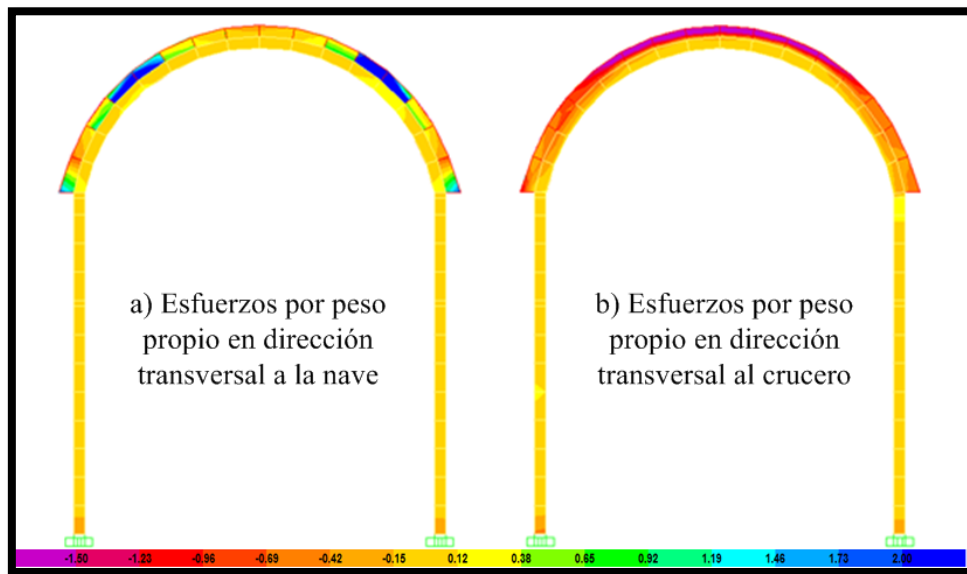


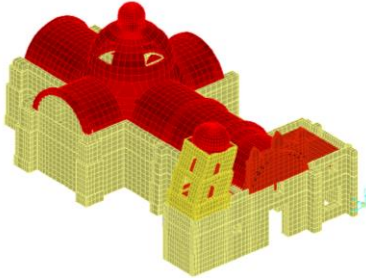
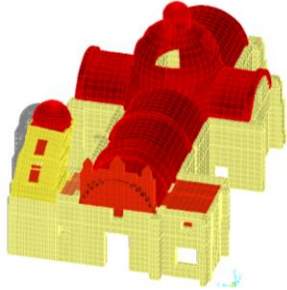
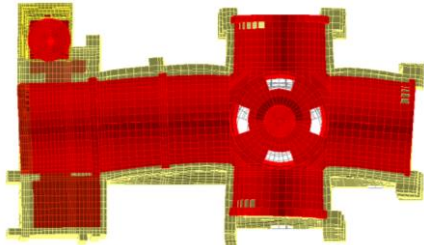
Figura 35 Esfuerzos axiales (kg/cm<sup>2</sup>)

### 3.5 Análisis modal

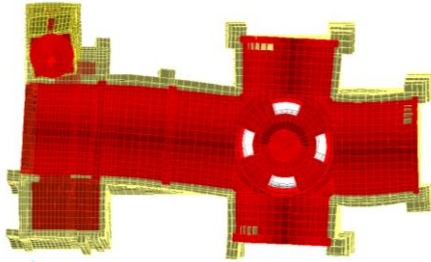
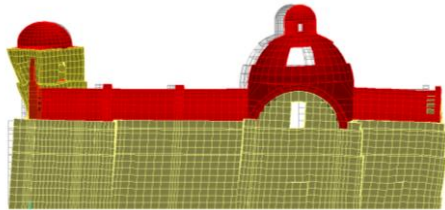
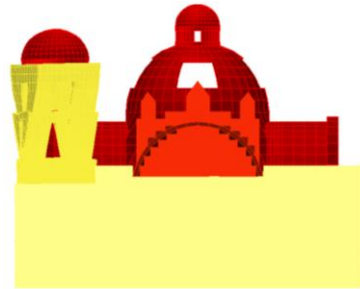
Las NTC - S (2004), establecen que para el análisis modal espectral de cualquier estructura deben incluirse el número de modos necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90 por ciento del total de la estructura.

En el modelo numérico del Templo de San Bartolomé Apóstol se obtiene el 90% de la suma de los pesos efectivos hasta después del modo 450. No obstante, en las tablas 4 a 7 sólo se presentaron los doce primeros modos, ya que en ellos se observan las principales formas de vibrar de la estructura en el sentido longitudinal, transversal y vertical. Después de estos modos las formas de vibrar de la estructura comienzan a ser poco representativas ya que son muy particulares.

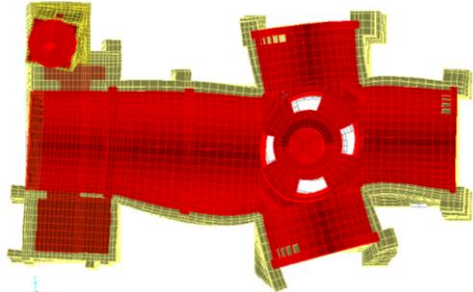
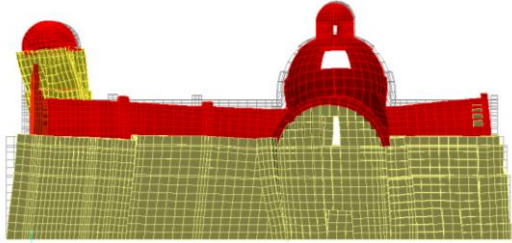
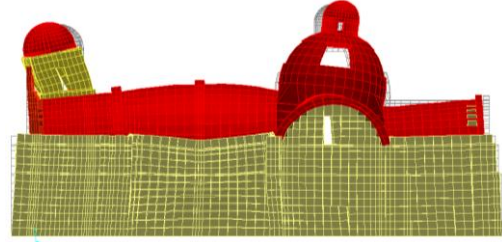
**Tabla 4. Información modal del templo**

Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
1	3.363 Hz	L = 2.263% T =1.430% V =0.000%	Combinación de dirección de la masa modal, se refleja en el movimiento diagonal del campanario, mayor participación en la dirección transversal.	
2	3.409 Hz	L =1.105% T =3.363% V =0.001%	Combinación de dirección de la masa modal, se refleja en el movimiento diagonal del campanario, mayor participación en la dirección transversal	
3	5.017 Hz	L =0.057% T =58.00% V =0.015%	Primer modo transversal, movimiento lateral de la nave y el campanario a desfase	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				

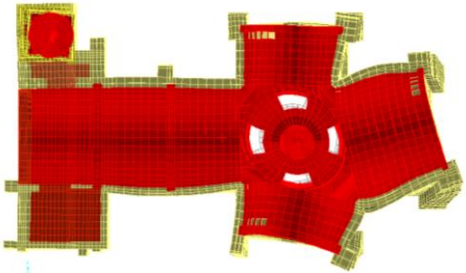
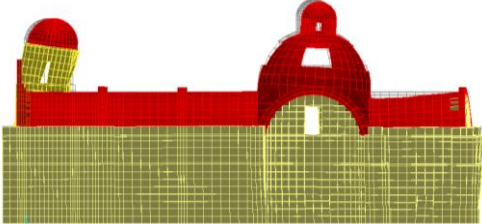
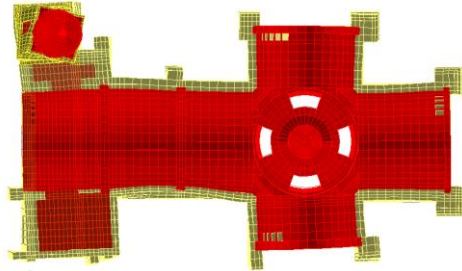
**Tabla 5. Información modal del templo**

Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
4	6.406 Hz	L =4.148% T =4.788% V =0.001%	Modo de torsión en la nave y movimiento lateral del campanario hacia la dirección transversal.	
5	6.572 Hz	L =60.00% T =0.119% V =0.012%	Primer modo longitudinal de la nave y torsión en la torre del campanario.	
6	6.884 Hz	L =2.961% T =0.013% V =0.006%	Modo de torsión en el campanario	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				

**Tabla 6. Información modal del templo**

Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
7	7.133 Hz	L =0.065% T =4.086% V =0.066%	Modo de torsión en la zona del crucero y en el campanario.	
8	7.344 Hz	L =3.844% T =0.301% V =0.092%	Modo vertical de la bóveda y torsión del campanario.	
9	7.835 Hz	L =0.130% T =0.158% V =0.723%	Segundo modo vertical de la bóveda en contrafase y longitudinal del campanario.	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				

**Tabla 7. Información modal del templo**

Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
10	8.739 Hz	L =0.084% T =2.826% V =0.323%	Modo de torsión en el ábside y longitudinal del campanario.	
11	8.879 Hz	L =0.827% T =0.336% V =0.756%	Modo vertical en la zona del ábside y longitudinal en el campanario.	
12	9.142 Hz	L =0.129% T =0.206% V =0.221%	Modo de torsión en el tramo largo de la nave y diagonal en el campanario.	

Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde:  
L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)



## CAPÍTULO 4. CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

### 4.1 Pruebas de vibración ambiental

El modelo numérico se calibró con base en las pruebas de vibración ambiental realizadas por el Instituto de Ingeniería. Por lo tanto, primeramente se describirán las pruebas realizadas en el templo, así como los resultados obtenidos. Posteriormente, se describirá el método que se utilizó para la calibración y finalmente se presentará el modelo calibrado.

#### 4.1.1 Equipo

Para las pruebas de vibración ambiental en el templo, el II UNAM utilizó equipo de la marca “Kinematics”. Para la medición se hace uso de acelerómetros y para recibir las señales se utiliza un digitalizador o adquisidor de datos.

Los acelerómetros son aparatos muy sensibles que captan las vibraciones de los edificios y envían los datos a los adquisidores. Para el caso de la parroquia de San Bartolomé Apóstol se usaron 14 acelerómetros. Siete equipos solo detectan movimientos en una dirección, dependiendo hacia donde estén orientados, por ello son de tipo uniaxial (figura 36) “EpiSensor ES-U2”. Con rangos de grabación de  $\pm 0.25$  de g a  $\pm 4.00$  de g. Detecta frecuencias de 1Hz hasta 200Hz. Las salidas pueden ser reguladas por el usuario  $\pm 2.5V$  terminación simple,  $\pm 10V$  terminación simple,  $\pm 5V$  variable ó  $\pm 20V$  variable.



Figura 36 Acelerómetro uniaxial “EpiSensor ES-U2”

Los otros siete de los acelerómetros que fueron colocados poseen 13.3cm de diámetro, 6.2cm de alto. Estos equipos son capaces de detectar movimientos en las tres direcciones, transversal “y”, longitudinal “x” y vertical “z” para este caso, por tal motivo son de tipo triaxial (figura 37) “EpiSensor ES-T”. Con rangos de grabación a una escala de  $\pm 0.25$  de g a  $\pm 4.00$  de g. Las salidas son regulables que van desde los  $\pm 2.5V$  hasta  $\pm 20 V$ .



Figura 37 Acelerómetro triaxial “EpiSensor T ES”

Para el procesamiento de las señales se utilizó el adquisidor Q330 (figura 38), donde la red IP es de muy baja potencia 3-6 canal remoto de banda ancha, ultra-bajo consumo de energía delta-sigma de 24 bit A / D, 8Mb un módulo DSP / RAM que contiene, un receptor GPS, la conversión de energía, control del sensor, y un módulo de gestión de telemetría. Los equipos cuentan con cables de 30 y 50m de longitud para la comunicación entre adquirentes y sensores.



Figura 38 Adquisidor Q330

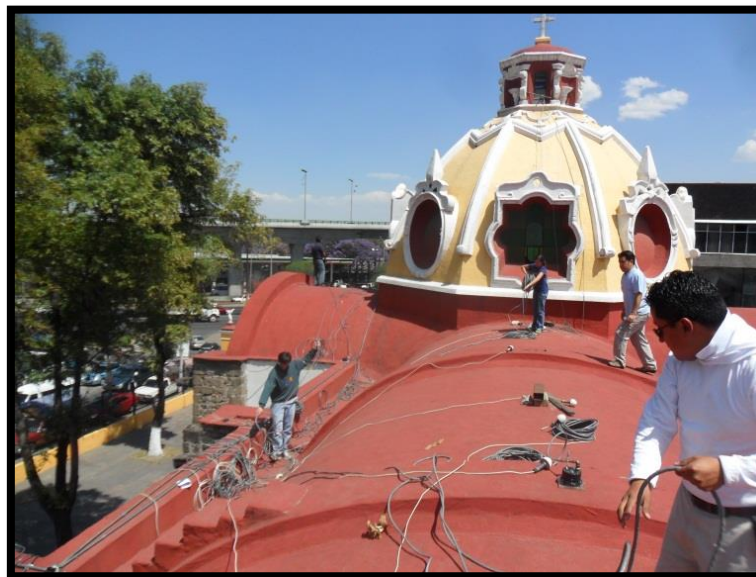
#### 4.1.2 Campaña de medición

La ubicación de los acelerómetros es fundamental para la obtención de señales, esto se logra con base en el comportamiento del tipo de estructura. Por tal motivo, para la ubicación de los acelerómetros en la parroquia de San Bartolomé Apóstol, fue necesario basarse en las formas modales derivadas del modelo numérico que se presentó en el capítulo tres y en una visita de campo con la finalidad de ubicar las tomas de corriente y que los puntos elegidos fueran aptos

para la colocación de los equipos. La figura 39 muestra la inspección de la cúpula y la figura 40 muestra la campaña de medición realizada.

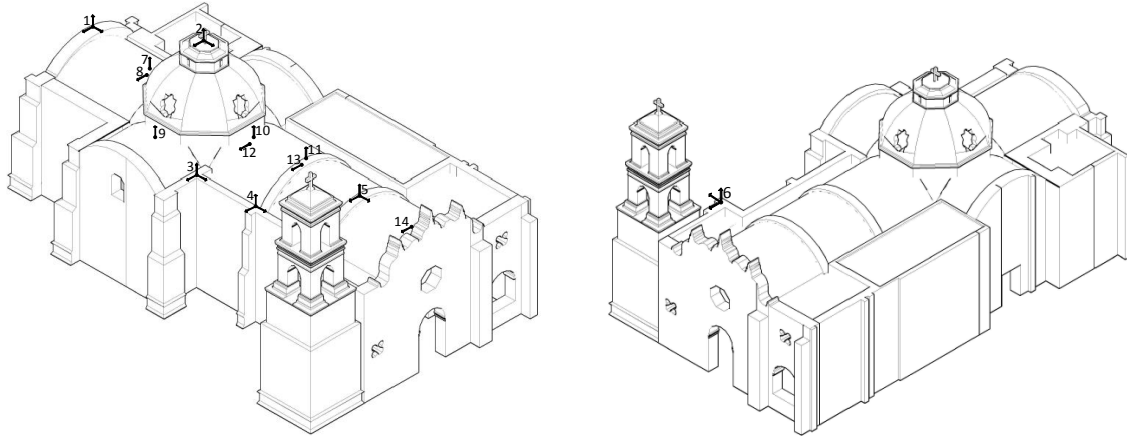


**Figura 39 Inspección visual**

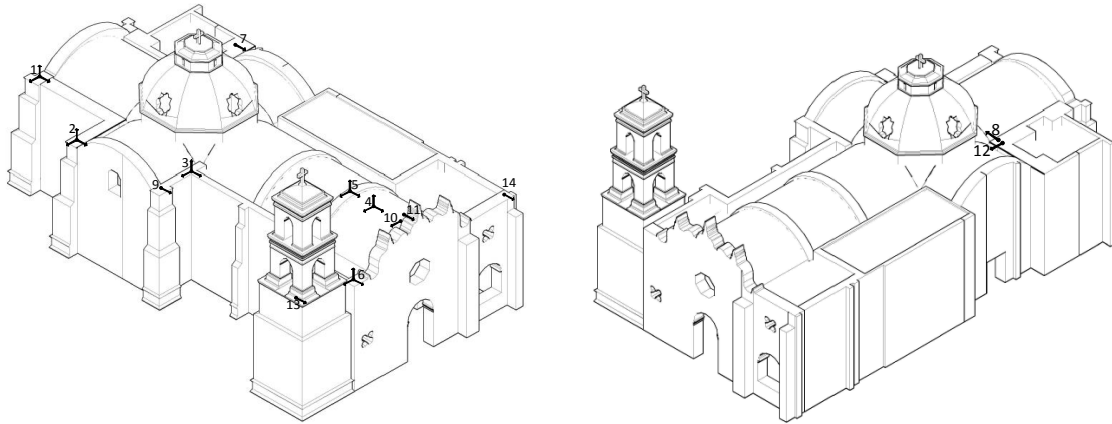


**Figura 40 Campaña de medición**

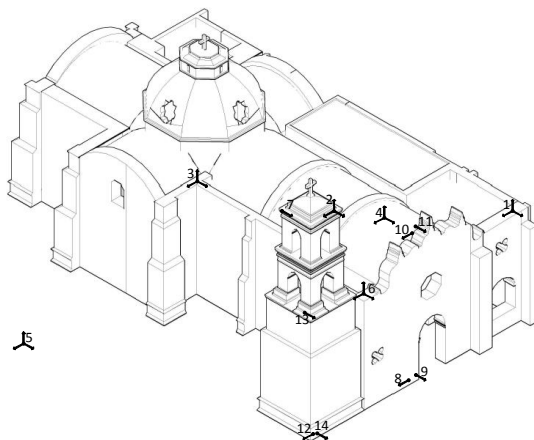
Debido al tamaño de la estructura y a la falta de acelerómetros para cubrir todos los puntos, fue necesario realizar diversos arreglos para los acelerómetros con la finalidad de obtener una lectura de mayor precisión de los datos arrojados durante la prueba, para este caso en particular se realizaron cinco pruebas y el acomodo de los acelerómetros para veintisiete puntos de medición diferentes, a continuación se muestra su ubicación en las figuras 4 a la 46.



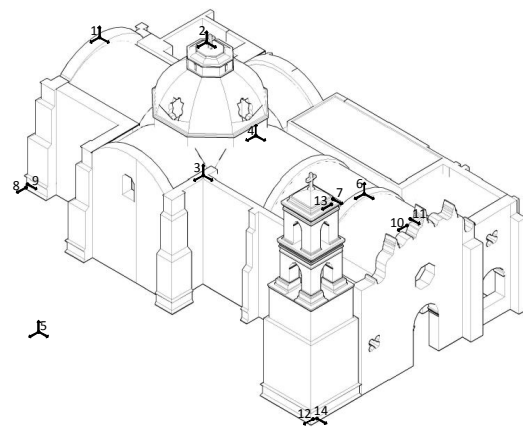
**Figura 41 Puntos de medición para la prueba 1**



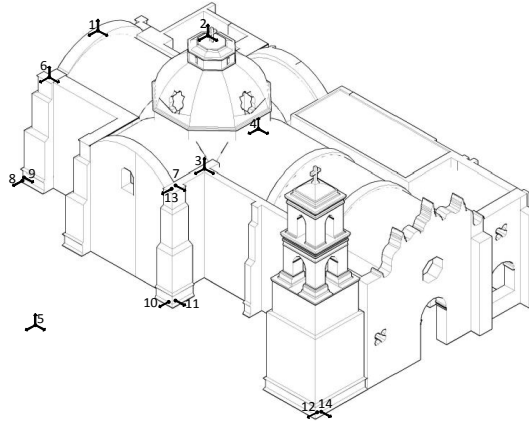
**Figura 42 Puntos de medición para la prueba 2**



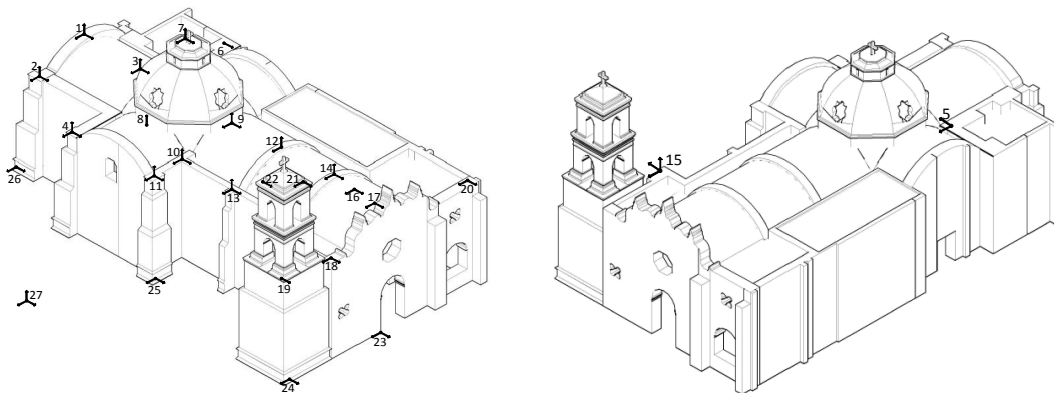
**Figura 43 Puntos de medición para la prueba 3**



**Figura 44 Puntos de medición para la prueba 4**



**Figura 45 Puntos de medición para la prueba 5**



**Figura 46 Total de puntos medidos**

### 4.1.3 Resultados

Los registros obtenidos de las campañas de medición, fueron procesadas e interpretadas por el II UNAM con ayuda de un programa de análisis de señales desarrollado por el propio Instituto (Murià, *et al.*, 2006). Para las pruebas se seleccionaron las señales de referencia y se realizaron los análisis por pares de señales y así obtener los pares de potencia promedio, además de los correspondientes cocientes espectrales.

A los archivos se les da un formato mediante un sistema de programación de rutinas, donde se hace una asignación de puntos según la ubicación de los acelerómetros en la estructura, los análisis se realizan por pares de señales. Entre la señal de cada par se obtienen:

- Espectros de potencia
- Conscientes espectrales
- Función de coherencia
- Ángulo de fase

Para el análisis por partes se procesó cada registro dividiendo en tramos de 40.96s, considerando un traslape entre tramos consecutivos y una ventana de tipo Hanning. De esta manera es posible conocer la frecuencia para una zona determinada, no obstante al ser un

método experimental que usa vibraciones muy pequeñas no es posible establecer un número preciso por lo que se maneja un rango. Las frecuencias que se obtuvieron para el Templo de San Bartolomé Apóstol se muestran en las tablas 8 a la 11.

<b>Tabla 8. Frecuencias significativas de la torre, en Hz</b>			
Modo	Longitudinal	Transversal	Torsión
1	3.15	3.47	7.9 – 8.0
2	7.7 – 7.9	8.5 – 8.8	-

<b>Tabla 9. Frecuencias significativas del templo en su movimiento longitudinal , en Hz</b>			
Modo	Nave	Fachada frontal	Cúpula
1	5.6 – 6.3	-	-
2	8.0 – 10.3	-	8.2 – 8.7
3	12.0 – 15.0	13.5 – 15.5	-

<b>Tabla 10. Frecuencias significativas del templo en su movimiento transversal , en Hz</b>				
Modo	Nave tramo corto o cabecero	Nave tramo largo (torre - crucero)	Cúpula	Fachada frontal
1	-	3.47	-	-
2	-	4.3 – 4.8	4.5 – 4.8	-
3	5.7 – 7.3	5.7 – 7.3	5.7 – 7.3	-
4	6.1 – 7.1	6.1 – 7.1	-	-
5	-	-	8.3 – 9.3 (torsión)	-
6	-	-	10.9 – 12.7	14.8 – 15.7

<b>Tabla 11. Frecuencias significativas del templo en su movimiento vertical , en Hz</b>		
Modo	Arcos de la nave (tramo torre crucero)	Cúpula
1	8.1 – 8.2	-
2	-	18.0 – 19.0

Es preciso aclarar que los modos que se muestran en las tablas 8 a la 11 no necesariamente coinciden con el número de modo obtenido en el modelo preliminar, ya que los obtenidos de las pruebas de vibración ambiental son particulares de cada zona y cada componente, mientras que el modelo numérico acomoda los modos de menor a mayor frecuencia pero de toda la estructura. Por tal motivo, es importante identificar los modos que coincidan en el modelo preliminar con los obtenidos experimentalmente, ya que con esas frecuencias se debe calibrar el modelo numérico.

Para el análisis del campanario se consideró su primera forma modal longitudinal y su primera forma modal transversal, las cuales coinciden con las dos primeras formas modales obtenidas con el modelo numérico. De manera similar para el primer modo transversal de la estructura se consideraron las frecuencias obtenidas experimentalmente del tramo largo de la nave y se propuso un valor intermedio para las frecuencias del segundo modo, esta forma modal coincide con el modo tres del modelo numérico.

La frecuencia para el modo longitudinal de la nave se consideró un valor intermedio de los obtenidos experimentalmente para el primer modo, esta forma modal coincide con el modo cinco del modelo numérico. Finalmente para determinar la frecuencia vertical de la nave se consideró el primer valor para el primer modo experimental, el cual coincide con la forma modal ocho del modelo numérico. La tabla 12 muestra los valores para las frecuencias descritas.

<b>Tabla 12. Valores de las frecuencias</b>			
<b>Modo</b>	<b>Frecuencia experimental (Hz)</b>	<b>Frecuencia modelo numérico (Hz)</b>	<b>Forma modal</b>
1	3.15	3.36	Modo de la torre en dirección longitudinal
2	3.47	3.41	Modo de la torre en dirección transversal
3	4.5	5.02	Primer modo transversal de la nave
4	6	6.57	Primer modo longitudinal de la nave
5	8.1	7.34	Primer modo vertical de la nave

Para la obtención de las formas modales se hace uso de los espectros de Fourier y los valores de las frecuencias obtenidas del modelo numérico. Conociendo la amplitud de la forma modal y la frecuencia deseada, se puede establecer la forma del movimiento y su signo. Para el

Templo de San Bartolomé Apóstol no se tienen los resultados de las formas modales ni el amortiguamiento, ya que quedan fuera de los alcances de este trabajo.

## 4.2 Método de calibración

Como se ha mencionado en capítulos anteriores la calibración es necesaria para obtener una simulación que represente un comportamiento lo más cercano al de la estructura real. En este capítulo se calibraron las propiedades mecánicas de los materiales, ya que estas son las que determinan la rigidez del material y por lo tanto el periodo de la estructura. La obtención de dichas propiedades se realizó mediante la optimización usando el software GAMS, el cual es un programa diseñado para modelar problemas de optimización, lineales, no lineales o de enteros mezclados.

La figura 47 (Mendes, 2006) muestra el proceso de optimización para el modelo numérico realizado en el capítulo 3. En esta parte, la investigación histórica sirve para determinar las propiedades mecánicas que servirán de variables en la calibración y los límites superior e inferior que darán el rango para las iteraciones. También es la parte donde se hace una comparación directa entre las frecuencias obtenidas entre el modelo numérico preliminar y las pruebas de vibración ambiental.

Una vez que ha sido calibrado el modelo numérico es importante comparar los resultados con las frecuencias obtenidas mediante las pruebas de vibración ambiental y considerar si el error que existe entre ellas es significativo o puede ser despreciado. Si el error es significativo puede que las variables de calibración no se hayan considerado correctamente por lo que se pueden considerar nuevas variables o cambiar el rango de los valores límite. De seguir siendo considerable el error es importante realizar un nuevo modelo numérico o determinar por qué los resultados obtenidos con el modelo no se parecen a la realidad.

El método de optimización empleado para el Templo de San Bartolomé Apóstol fue mediante la propuesta de Douglas y Reid (1982), donde, se consideran que las frecuencias obtenidas mediante un modelo de elementos finitos pueden ser determinadas por medio de una ecuación:

$$f_i^D(X_1, X_2, \dots, X_n) = C_1 \sum_{k=1}^N (A_{ik} X_k + B_{ik} X_k^2) \quad (4.1)$$

Donde  $X_k$  ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) son las variables a calibrar y  $A$ ,  $B$  y  $C$  son constantes.



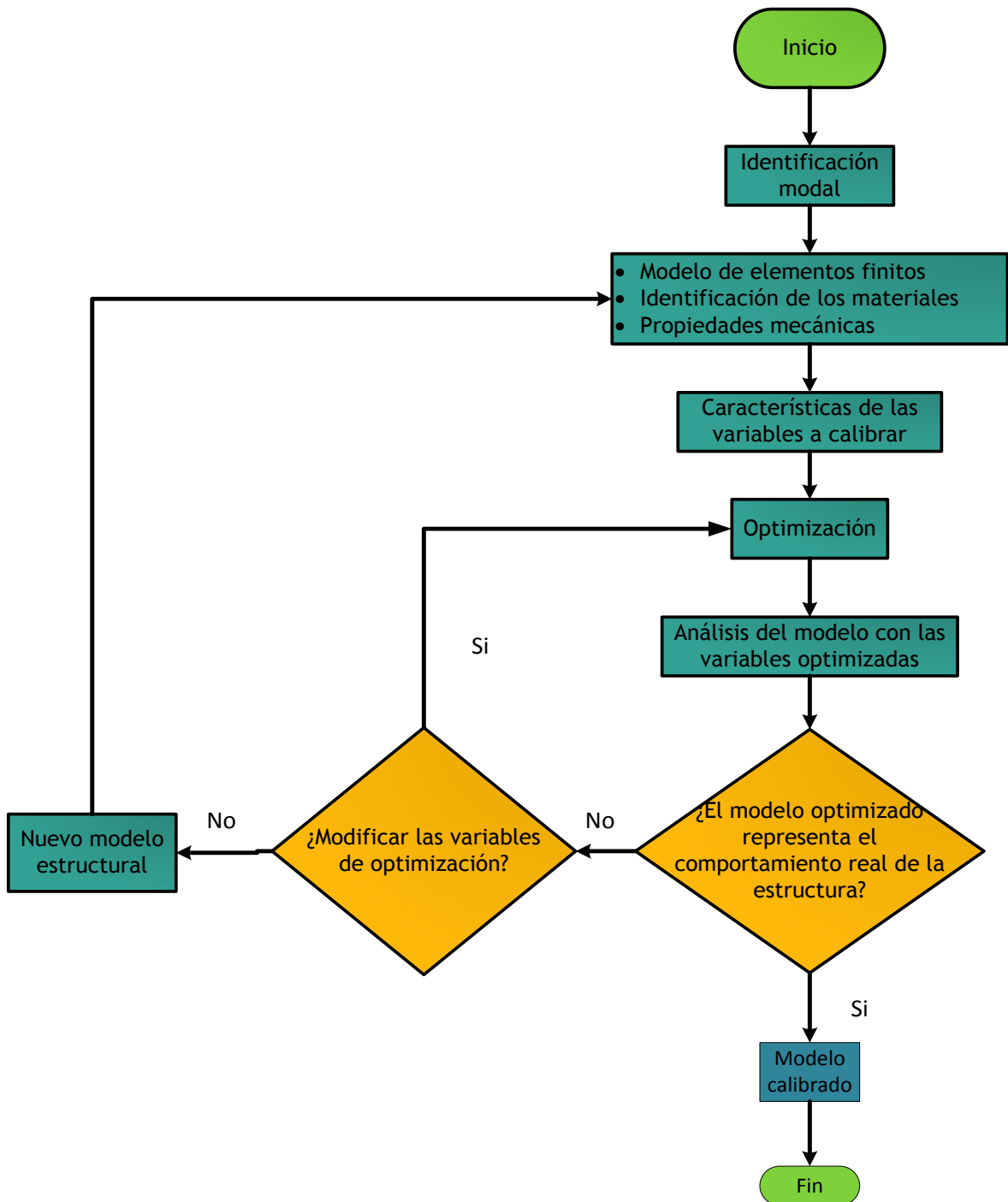


Figura 47 Diagrama de flujo para la calibración del modelo numérico

Las valores de las constantes  $A_s(2N+1)$  pueden ser determinados conociendo sus valores base  $X_k^B$  ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) y sus respectivos valores límite superior  $X_k^U$  ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) e inferior  $X_k^L$  ( $k = 1, 2, \dots, N$ ) y calculando las  $(2N+1)$  frecuencias,  $f_i^C$ , a través de  $(2N+1)$  ecuaciones:

$$f_i^D(X_1^B, X_2^B, \dots, X_n^B) = f_i^C(X_1^B, X_2^B, \dots, X_n^B)$$

$$f_i^D(X_1^L, X_2^B, \dots, X_n^B) = f_i^C(X_1^L, X_2^B, \dots, X_n^B)$$

$$f_i^D(X_1^U, X_2^B, \dots, X_n^B) = f_i^C(X_1^U, X_2^B, \dots, X_n^B)$$

...

$$f_i^D(X_1^B, X_2^B, \dots, X_n^L) = f_i^C(X_1^B, X_2^B, \dots, X_n^L)$$

Una vez calculadas las constantes es posible hacer un proceso de optimización para minimizar la función  $J$ ,

$$J = \sum_{i=1}^m w_i \varepsilon_i^2 \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_i = f_i^{EMA} - f_i^D(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.3)$$

Donde,  $f_i^{EMA}$  es el valor de las frecuencias obtenidas experimentalmente, en este caso por pruebas de vibración ambiental y  $w_i$  es un factor de ponderación.

Para la optimización se consideraron cuatro variables, es decir  $N=4$ , las propiedades a evaluar fueron:

- Módulo de elasticidad del concreto de la bóveda (Elast 1)
- Módulo de elasticidad de la mampostería de la nave (Elast 2)
- Módulo de elasticidad de la mampostería del campanario (Elast 3)
- Peso volumétrico del campanario (PV 1)

Los valores base que se consideraron fueron los del modelo del capítulo 3. La tabla 13 muestra el límite inferior, límite superior y valor base para cada una de las variables a considerar.

<b>Tabla 13. Valores base y límite de las variables</b>					
<b>Variabes</b>	<b>Nombre</b>	<b>Base (b)</b>	<b>Inferior (i)</b>	<b>Superior (s)</b>	<b>Unidades</b>
1	Elast_1	113,137.08	97,979.59	211,359.43	kg/cm <sup>2</sup>
2	Elast_2	4,200	2,280	5,250	kg/cm <sup>2</sup>
3	Elast_3	3,000	2,280	7,880	kg/cm <sup>2</sup>
4	PV_3	1.6x10 <sup>-3</sup>	1.4 x10 <sup>-3</sup>	2 x10 <sup>-3</sup>	kg/cm <sup>3</sup>

Para poder conocer los valores de las constantes es necesario obtener las frecuencias para las combinaciones ( $2N+1$ ) que para este caso en particular son 9. La tabla 14 muestra los valores obtenidos del modelo numérico para las diversas combinaciones.

<b>Tabla 14. Frecuencias obtenidas para diferentes combinaciones</b>					
<b>Combinación</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>F4</b>	<b>F5</b>
<b>(1b,2b,3b,4b)</b>	3.363	3.409	5.017	6.572	7.344
<b>(1inf,2b,3b,4b)</b>	3.361	3.407	4.975	6.540	7.241
<b>(1sup,2b,3b,4b)</b>	3.370	3.417	5.188	6.672	7.984
<b>(1b,2inf,3b,4b)</b>	3.076	3.145	3.8604	5.019	6.1968
<b>(1b,2sup,3b,4b)</b>	3.440	3.479	5.526	7.068	8.019
<b>(1b,2b,3inf,4b)</b>	3.029	3.062	5.009	6.354	7.331
<b>(1b,2b,3sup,4b)</b>	4.518	4.627	5.127	6.775	7.931
<b>(1b,2b,3b,4inf)</b>	3.454	3.500	5.019	6.590	7.361
<b>(1b,2b,3b,4sup)</b>	3.199	3.246	5.013	6.376	7.330

Las frecuencias obtenidas se sustituyen en la ecuación 1, creando el sistema de ecuaciones necesario para conocer el valor de las constantes. La tabla 15 muestra los valores de cada constante.

<b>Tabla 15. Constantes de calibración</b>					
<b>Constante</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>	<b>F3</b>	<b>F4</b>	<b>F5</b>
<b>C<sub>i</sub></b>	1.696E+00	1.759E+00	1.690E+00	-8.325E-01	4.578E+00
<b>A<sub>1i</sub></b>	2.449E-07	2.260E-07	4.689E-06	4.146E-06	7.316E-06
<b>B<sub>1i</sub></b>	-5.352E-13	-4.454E-13	-9.084E-12	-9.641E-12	-2.465E-12
<b>A<sub>2i</sub></b>	3.156E-04	2.920E-04	8.591E-04	1.543E-03	4.985E-04
<b>B<sub>2i</sub></b>	-2.564E-08	-2.385E-08	-3.961E-08	-1.133E-07	1.527E-08
<b>A<sub>3i</sub></b>	6.781E-04	7.010E-04	3.344E-07	5.490E-04	-7.833E-05
<b>B<sub>3i</sub></b>	-4.057E-08	-4.149E-08	2.041E-09	-4.664E-08	1.826E-08
<b>A<sub>4i</sub></b>	-6.800E+02	-6.925E+02	-1.000E+01	1.910E+03	-3.350E+02
<b>B<sub>4i</sub></b>	7.500E+04	7.917E+04	-7.451E-09	-6.667E+05	8.333E+04

Una vez que se ha obtenido el valor de las constantes es posible optimizar las variables con ayuda del software GAMS minimizando la ecuación 2, considerando que el valor  $w_i$  o factor de ponderación con valor unitario. La tabla 16 muestra los valores de las variables obtenidas mediante la optimización.

<b>Tabla 16. Propiedades mecánicas empleadas para la elaboración del modelo numérico</b>	
<b>Material</b>	<b>Propiedades mecánicas</b>
Elast_1	211,359.43 kg/cm <sup>2</sup>
Elast_2	3,585.03 kg/cm <sup>2</sup>
Elast_3	3,297.84 kg/cm <sup>2</sup>
PV_3	2 t/m <sup>3</sup>

Las propiedades mecánicas obtenidas de la optimización se introdujeron en el modelo numérico para conocer el peso propio de la estructura que fue de 1,551t, también se obtuvieron los desplazamientos, los esfuerzos en la base y las formas modales.

Los desplazamientos que se obtuvieron para el modelo calibrado también son muy pequeños, las figuras 48 y 49 muestran los desplazamientos por peso propio en dirección vertical en los puntos más representativos de la estructura.

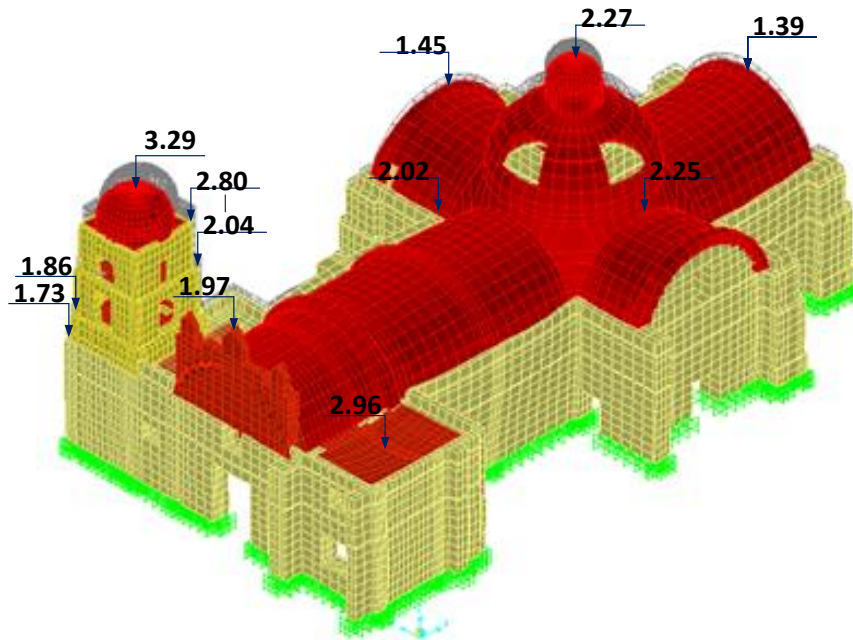


Figura 48 Desplazamientos por peso propio en dirección vertical en mm (vista tridimensional)

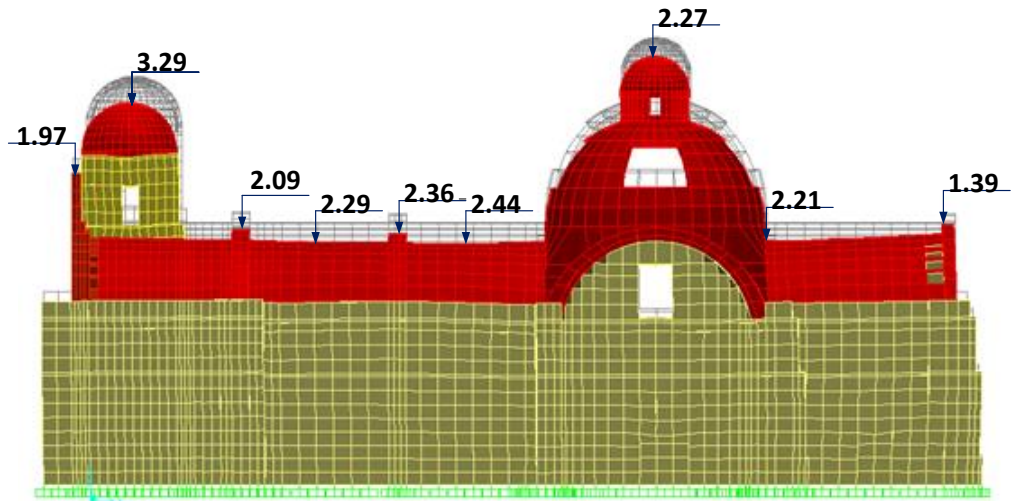


Figura 49 Desplazamientos por peso propio en dirección vertical en mm (vista longitudinal derecha)

Del modelo calibrado el esfuerzo a tensión es nulo, por lo que las cargas se transmiten correctamente a la base. Así mismo, el esfuerzo máximo a compresión es de  $2.49\text{kg/cm}^2$  y el esfuerzo mínimo es de  $0.05\text{kg/cm}^2$ , por lo que las cargas transmitidas a la cimentación son prácticamente iguales. El esfuerzo promedio de todos los esfuerzos presentes en la base es de  $1.34\text{kg/cm}^2$ , estos esfuerzos no superan los  $15\text{kg/cm}^2$  mostrados en la tabla uno para la mampostería de piedra irregular, por el templo se encuentra en buenas condiciones, la figura 50 muestra el mapa de esfuerzos que se presentan en la base, empleando el máximo y el mínimo para la escala.

La figura 51 muestran el diagrama de esfuerzos por carga vertical del templo con una escala de  $-1.5$  a  $2\text{kg/cm}^2$ , la escala está en función de un rango de esfuerzos considerable, ya que al emplear los valores máximo y mínimo, la escala es muy grande y no es posible percibir el cambio en el tipo de esfuerzo. Pero se puede observar que la concentración de esfuerzos por compresión obviamente se encuentra en la base de los muros, sin embargo existe una concentración de esfuerzos en el tambor de la cúpula y las pechinas, lo que corresponde a los problemas presentes en la estructura real.

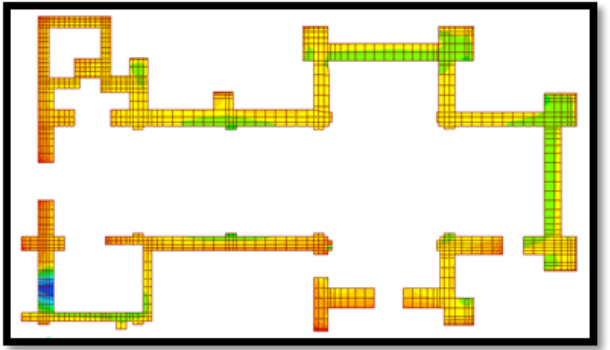


Figura 50 Esfuerzos por peso propio en dirección vertical en la base

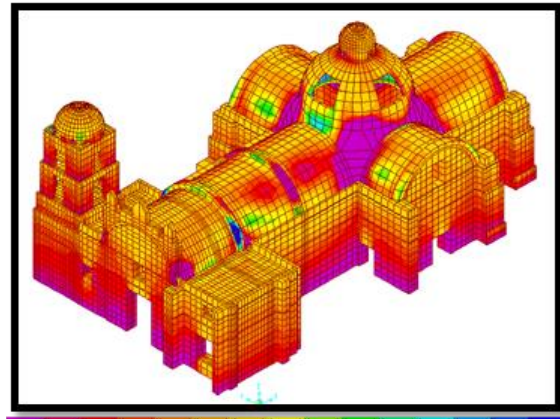
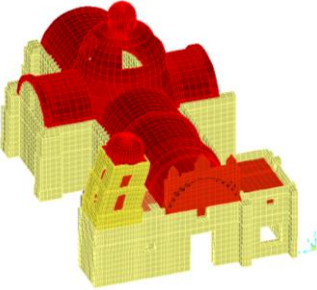
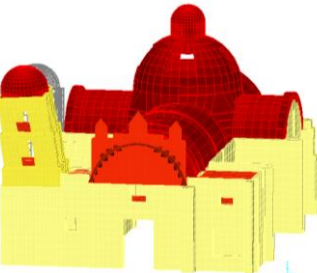
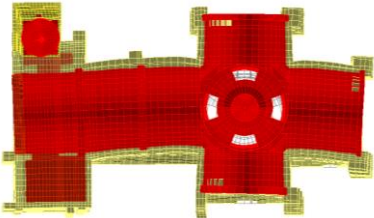


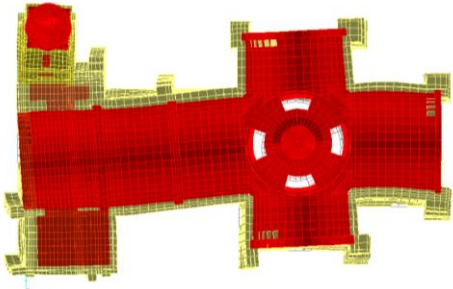
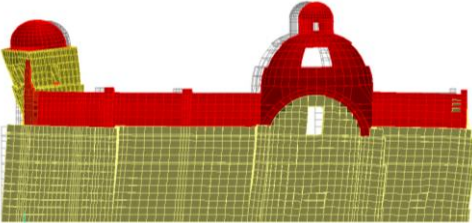
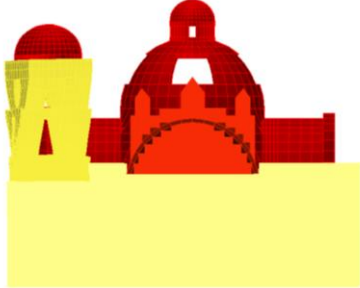
Figura 51 Esfuerzos por peso propio en dirección vertical (vista tridimensional)

De igual modo es importante conocer el cambio de las formas modales y frecuencias en el modelo calibrado para entender el comportamiento de la estructura de una manera más cercana al comportamiento real y para identificar las diferencias entre el modelo base y el modelo calibrado. Las tablas 17 a 20 muestran las formas modales y las frecuencias para los primeros doce modos del modelo calibrado.

**Tabla 17. Información modal del templo**

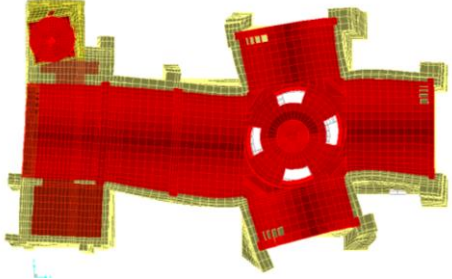
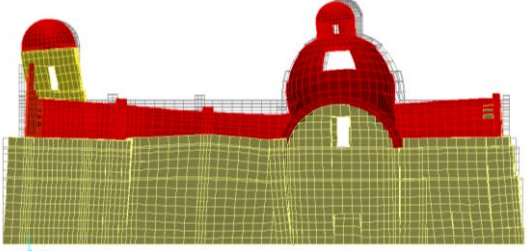
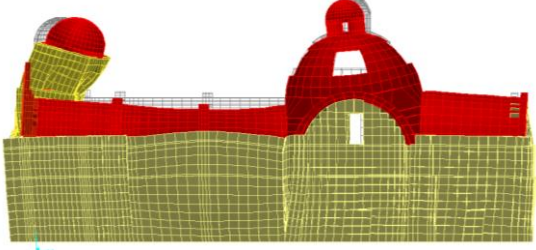
Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
1	3.252Hz	L = 2.798% T =2.112% V =0.001%	Combinación de dirección de la masa modal, se refleja en el movimiento diagonal del campanario.	
2	3.310 Hz	L =1.540% T =4.439% V =0.001%	Combinación de dirección de la masa modal, se refleja en el movimiento diagonal del campanario, mayor participación en la dirección transversal.	
3	4.839 Hz	L =0.037% T =61.00% V =0.013%	Primer modo transversal, movimiento lateral de la nave y el campanario a desfase	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				

**Tabla 18. Información modal del templo**

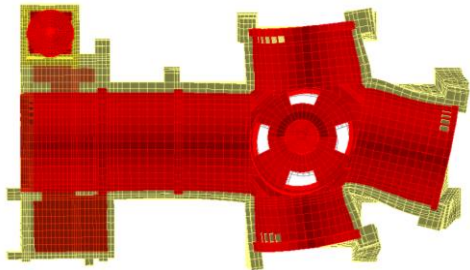
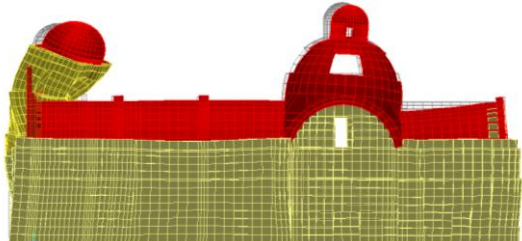
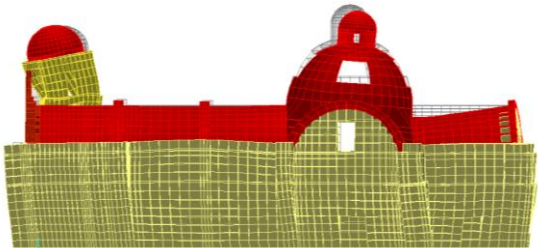
Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
4	6.029 Hz	L =5.553% T =2.752% V =0.003%	Modo de torsión en la nave y movimiento lateral del campanario hacia la dirección transversal.	
5	6.200 Hz	L =63.00% T =0.224% V =0.011%	Primer modo longitudinal de la nave y torsión en la torre del campanario.	
6	6.593 Hz	L =2.773% T =0.080% V =0.002%	Modo de torsión en el campanario	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				



**Tabla 19. Información modal del templo**

Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
7	6.884 Hz	L =1.143% T =3.848% V =0.007%	Modo de torsión en la zona del crucero y transversal en el campanario.	
8	7.561 Hz	L =0.387% T =0.001% V =0.361%	Modo vertical de la bóveda y torsión del campanario.	
9	7.814 Hz	L =0.181% T =0.001% V =0.674%	Segundo modo vertical de la bóveda en contrafase y longitudinal del campanario.	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				

**Tabla 20. Información modal del templo**

Modo	Frecuencia	Masa mod.	Forma modal	Diagrama
10	8.551 Hz	L =0.010% T =2.174% V =0.099%	Modo torsión en el ábside y longitudinal del campanario.	
11	8.711 Hz	L =0.043% T =0.015% V =0.144%	Modo vertical en la zona del ábside y longitudinal en el campanario.	
12	8.994 Hz	L =0.302% T =0.072% V =1.380%	Modo vertical en la zona del ábside y longitudinal en el campanario.	
<p>Para la descripción de la masa modal se decidió hacer una abreviación para cada dirección, donde: L = Longitudinal (x), T = Transversal (y), V = Vertical (z)</p>				

### 4.3 Análisis comparativo de resultados

De las formas modales obtenidas del modelo de elemento finito se puede observar que los dos primeros modos se presentan en la zona del campanario, esto indica que el campanario es la zona más flexible del templo, lo cual se refleja en los estudios históricos, ya que el campanario presenta refuerzos. Además un aspecto importante de este tipo de estructuras es que todos los modos son combinados, es decir la masa modal no tiene participación en una sola dirección, así mismo los diferentes elementos de la estructura presentan movimientos en distintas direcciones para el mismo modo. Comparando el comportamiento del modelo preliminar y el modelo calibrado, se puede observar que las formas modales mantienen un mismo orden aunque se modificaron las propiedades de los materiales, por lo que se puede suponer que en este tipo de edificios el comportamiento modal depende en gran medida de la geometría de la estructura.

La tabla 21 muestra la comparación entre las frecuencias obtenidas experimentalmente y las obtenidas del análisis del modelo calibrado, para cada frecuencia se obtuvo el error que para ninguna frecuencia es mayor al diez por ciento, por lo que se puede decir que el modelo numérico representa de forma muy aproximada el comportamiento medido experimentalmente en la estructura real.

<b>Tabla 21. Comparación de frecuencias</b>		
<b>Frecuencias experimentales</b>	<b>Frecuencias del modelo calibrado</b>	<b>Error</b>
3.15	3.25	3.13%
3.47	3.31	4.84%
4.50	4.84	7.00%
6.00	6.20	3.23%
8.10	7.56	7.13%

La tabla 22 muestra el peso propio obtenido para el modelo preliminar y el modelo calibrado, entre ellos existe una diferencia de 10 t ya que en la optimización de las variables el peso volumétrico del campanario aumentó. El incremento en el peso volumétrico de esa zona es razonable, ya que en el interior del campanario existe un refuerzo de concreto y varillas de acero en el interior.

<b>Tabla 22. Comparación de peso propio de la estructura</b>		
<b>Modelo preliminar</b>	<b>Modelo calibrado</b>	<b>Diferencia</b>
1,541 t	1,551 t	10 t

Los desplazamientos máximos que se producen en la estructura son mínimos en los dos modelos, en ninguno de los dos llega a centímetros, esto quiere decir que la estructura es muy rígida y no tiene problemas de volteo por peso propio.

La tabla 23 muestra la comparación de los esfuerzos producidos por peso propio en dirección vertical. Se puede observar que para el modelo calibrado disminuyeron los esfuerzos en comparación del modelo preliminar, pero el error entre ellos es muy bajo, por lo que el modelo preliminar es muy cercano al real. En ambos casos, los esfuerzos de compresión debidos al peso propio presentan valores muy por debajo con respecto a la resistencia de la mampostería esperada para este tipo de construcciones.

<b>Tabla 23. Comparación de esfuerzos por peso propio en dirección vertical</b>			
<b>Esfuerzo</b>	<b>Modelo preliminar</b>	<b>Modelo calibrado</b>	<b>Error</b>
Máximo	2.59 kg/cm <sup>2</sup>	2.49 kg/cm <sup>2</sup>	4.0%
Mínimo	0.05 kg/cm <sup>2</sup>	0.05 kg/cm <sup>2</sup>	0.0%
Promedio	1.32 kg/cm <sup>2</sup>	1.34 kg/cm <sup>2</sup>	1.5%

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 5.1 Bajada de cargas

El cálculo de la bajada de cargas de una estructura sirve para conocer las cargas estáticas que actúan sobre los elementos. De este modo es posible saber si no se ha superado la resistencia máxima del material y podría presentarse alguna falla debida a su propio peso. El cálculo de la bajada de cargas depende de la geometría del elemento y del peso volumétrico del material, para este caso se usaron los pesos volumétricos de la tabla 2 excepto el del campanario que fue calibrado y se consideró de  $2 \times 10^{-3}$ . La tabla 24 indica el peso total de cada elemento considerando los huecos que presenta la estructura debidos a entradas y ventanas, de igual forma el peso total de la estructura haciendo una sumatoria de los pesos de cada elemento.

<b>Tabla 24 Peso de cada elemento</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Peso (t)</b>
Columnas	13.824
Muros	995.367
Contrafuertes	176.760
Cúpula	28.008
Linternilla	1.283
Cupulín de la linternilla	1.508
Bóveda	115.721
Arcos	11.038
Costillas	29.437
Torre	131.272
Cupulín del campanario	5.089
Losas del campanario	1.840
Losa del coro	7.644
Trabes	4.68
Losas de vitrobloc	2.527
Losas de la capilla	10.107
<b>Total</b>	<b>1,536.106</b>

En el peso total de la estructura se obtuvo un valor de 1,536t, esto son casi 15t menos que el peso obtenido con el modelo numérico lo cual equivale al 0.97% de diferencia esto quiere decir que prácticamente son iguales.

El sistema de cubierta, es decir, cúpula, linternilla, costillas, arcos, cupulín y bóveda tienen un peso total de 188.27t, lo cual representa una carga en dos direcciones, una en dirección vertical, que genera esfuerzos de compresión y una perpendicular al muro, cual genera un empuje hacia afuera y produce esfuerzos de tensión en las claves de los arcos y el desplome de los muros.

Para conocer el esfuerzo a compresión  $\sigma$ , que se presenta en la parte superior de los muros se consideró la carga  $P$  del sistema de cubierta se dividió entre el área de los muros  $A_m$  es decir, sin considerar los contrafuertes ni el campanario, la cual es de  $97m^2$ . Los esfuerzos que resultan al emplear la ecuación 5.1, no superan el esfuerzo a compresión del material, por lo que los muros pueden soportar la carga del sistema de cubierta. De igual forma se obtuvieron los esfuerzos que se presentan en la base, pero esta vez se consideró el peso total y el área total de la estructura, con base en la figura 13.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad 5.1$$

De aplicar la ecuación 5.1 se obtuvo el esfuerzo en los muros y en la base, los cuales fueron de  $0.194kg/cm^2$  y de  $1.316 kg/cm^2$ , respectivamente. El esfuerzo promedio que se obtiene con el modelo de elemento finito es de  $1.31kg/cm^2$ , que comparado con el obtenido por la bajada de cargas tiene un error del 4% por lo que se verifica que el análisis es correcto.

## 5.2 Análisis simplificado

La elaboración de un modelo de elemento finito requiere de un tiempo de elaboración e interpretación considerable, pero en ocasiones es necesario tener una valoración del estado estructural de una forma rápida. Debido a esto Rivera, *et al* (2012), proponen una metodología de análisis simplificada.

Este método simplificado analiza los siguientes aspectos:

- Capacidad de carga vertical de muros y columnas
- Capacidad de carga lateral de muros y columnas
- Desplome de muros y columnas
- Capacidad de carga de arcos y bóvedas de cañón
- Esfuerzos en bóvedas semiesféricas y cúpulas

En la tabla 25 se muestra el resumen de los resultados obtenidos del análisis simplificado realizado para el Templo de San Bartolo que se describen en los incisos siguientes:

### 5.2.1 Capacidad de carga vertical de muros y columnas

Los estudios realizados por Peña (1995) y Rodríguez (1997), para evaluar la capacidad de carga axial a compresión de muros y columnas de mampostería, indican que la estimación de esfuerzos obtenida mediante la ecuación (5.2) recomendada en el Reglamento UBC (1997) es adecuada para este tipo de estructuras.

$$F_a = 0.2f_m^* \left[ 1 - \left( \frac{h}{42t} \right)^3 \right] \quad 5.2$$

Donde:

$F_a$  = resistencia permisible a la compresión

$f_m^*$  = resistencia a compresión del material

$h$  = altura del muro o altura de la columna

$t$  = espesor del muro o dimensión mínima de la columna

### 5.2.2 Capacidad de carga lateral de muros y columnas

La obtención de las propiedades mecánicas de los materiales para los monumentos históricos involucra una inversión económica y tiempos de análisis prolongados, por lo que el Reglamento UBC (1997) propone la ecuación (5.3), que simplifica la evaluación de la resistencia permisible a cortante ( $F_v$ ) de muros y columnas, en función de la resistencia de la mampostería ( $f_m^*$ ).

$$F_v = 0.3 \sqrt{f_m^*} \quad 5.3$$

Para la revisión de la capacidad a carga lateral, que actúa sobre una estructura histórica se propone usar la ecuación (5.4) a partir del método simplificado de análisis de las Normas Técnicas Complementarias de Construcciones para Estructuras de Mampostería (NTC-M, 2004) del Reglamento del Distrito Federal (RCDF). Las iglesias antiguas no cumplen con las hipótesis establecidas para el uso de este método, pero es de gran ayuda para tener una idea general del comportamiento de la estructura, por ello se aplicó este análisis al Templo de San Bartolomé Apóstol, aunque es importante hacer un análisis más detallado. El método se basa en comparar la fuerza lateral total impuesta por el sismo y la capacidad que tiene la estructura para resistir dicha fuerza.

$$V_a = cW \quad 5.4$$

Donde:

$V_a$  = fuerza sísmica total

$c$  = coeficiente sísmico

$W$  = peso total del edificio

La resistencia lateral del edificio está dada por las contribuciones de todos los muros alineados en dirección de la fuerza. Esta contribución se puede determinar con la ecuación (5.5).

$$V_R = \sum A_m V_m^* \quad 5.5$$

Donde:

$V_R$  = fuerza sísmica resistente

$A_m$  = área transversal del muro

$V_m^*$  = esfuerzo cortante resistente de la mampostería

Es importante considerar que los muros cortos y altos son poco eficientes para absorber las fuerzas sísmicas, por lo que las NTC-M consideran el factor de corrección FAE como se muestra en la ecuación (5.6).

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad 5.6$$

Este factor implica la contribución de muros en los que la relación entre la altura (H) y la longitud (L) es mayor de 1.33. El factor afecta el área de los muros involucrados, dando lugar a un área efectiva, cuya suma es la que se considera en la ecuación 5.5 para el cálculo de  $V_R$ .

### 5.2.3 Desplomo de muros y columnas

El ángulo de los desplomos de muros y columnas se presentan por los hundimientos diferenciales, el empuje de cubiertas o la combinación de ambos. La ecuación (5.7) es una solución propuesta para conocer el desplome que se basa en conceptos de estática y resistencia de materiales.

$$\tan \alpha = \left(\frac{1}{3} \frac{t}{H}\right) \quad 5.7$$

Donde:

$\alpha$  = ángulo de desplomo

$t$  = espesor

$H$  = altura

Para garantizar la estabilidad del muro debido al empuje de cargas laterales, se hace una revisión donde la resultante de las cargas de empuje y las cargas verticales pasen por el tercio medio de la base del muro. La ecuación (5.8) permite conocer al empuje que recibe el muro.



$$P = \left( \frac{Wt}{6H} \right) \quad 5.8$$

Donde:

$P$  = empuje

$W$  = peso del muro

$t$  = espesor

$H$  = altura

Para conocer el desplazamiento permisible del muro o de la columna, aplicando el principio de trabajo virtual y considerando que la componente vertical de la carga es despreciable y que el muro trabaja como una viga en cantiliver, es posible sustituir en las ecuaciones 5.7 y 5.8 dando como resultado:

$$\Delta_{perm} = \left( \frac{PH^3}{3EI} \right) \quad 5.9$$

$$\Delta_{perm} = \left( \frac{PtH^2}{18EI} \right) \quad 5.10$$

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad

$I$  = momento de inercia

$\Delta_{perm}$  = desplazamiento permisible del muro o la columna

Para determinar el ángulo de giro ( $\beta$ ) que se produce en la base, se emplea la ecuación 5.11 la tiene como frontera el tercio medio.

$$\frac{t}{3H} = \frac{2P}{W \cos \beta} + \tan \beta \quad 5.11$$

Al despejar  $\beta$  y considerar que el empuje es igual a cero, se obtiene la ecuación (5.12), lo cual se simplifica a lo establecido en la ecuación 5.7.

$$\beta = \left[ 1 - \frac{6HP}{Wt} \right] \tan^{-1} \frac{t}{H} \quad 5.12$$

Otra manera de ver el problema, sería tratar de definir el empuje que puede tomar el muro, cuando éste se ve sometido a un giro en su base, en este caso el empuje,  $P$ , queda definido por la siguiente expresión:

$$P = \frac{6HP}{Wt} \left[ 1 - \frac{\beta}{\tan^{-1} \frac{t}{H}} \right] \quad 5.13$$

### 5.2.4 Capacidad de carga de arcos y bóvedas de cañón

La ecuación 5.13 (Meli y Sánchez, 1993) evalúa la capacidad de carga  $P_R$ , la cual depende de la resistencia a compresión de la mampostería  $f_m^*$ , del espesor de la bóveda  $t$  y de la excentricidad de la línea de presiones  $e$ , con respecto al eje centroidal.

$$P_R = f_m^*(0.8t - 2e) \quad 5.14$$

### 5.2.5 Esfuerzos en bóvedas semiesféricas y cúpulas

Para la estimación de esfuerzos, se emplean las expresiones básicas que definen esfuerzos de membrana. Para evaluar la magnitud de las fuerzas meridionales, es necesario calcular el radio meridiano  $R$  y el ángulo  $\phi$ , que forma el radio en el punto de interés, con la vertical como se muestra en la figura 52, de acuerdo con dicha figura:

$$R = \frac{a^2 + f^2}{2f} \quad 5.15$$

$$\text{Sen} \phi = \frac{a}{R} \quad 5.16$$

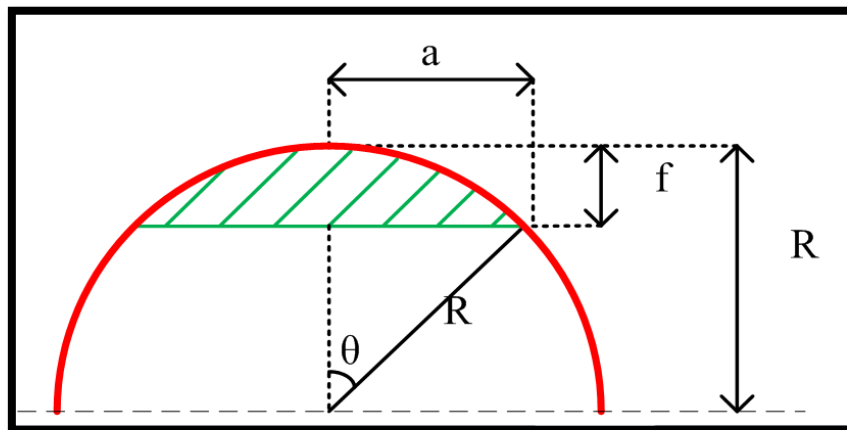


Figura 52 Datos geométricos para calcular los esfuerzos que actúan en una bóveda semiesférica rebajada

Conocido el peso por unidad de área de la bóveda  $W$ , así como los parámetros anteriores la fuerza meridional por unidad paralelo  $T$ , queda definida por la siguiente expresión:

$$T = \frac{WR}{1 + \text{Cos} \phi} \quad 5.17$$

La fuerza anular  $H_0$ , definida por unidad de meridiano queda expresada por:

$$H_0 = WR \left[ \frac{\text{Cos}^2 \phi + \text{Cos} \phi - 1}{1 + \text{Cos} \phi} \right] \quad 5.18$$

Para tomar en cuenta la influencia de la abertura en la parte superior de la cúpula por la linternilla, Gómez (1979) propone las siguientes expresiones:

$$T = WR \left[ \frac{\cos\phi_0 - \cos\phi}{\text{Sen}^2\phi} \right] \quad 5.19$$

$$H_0 = WR \left[ \cos\phi - \frac{\cos\phi_0 - \cos\phi}{\text{Sen}^2\phi} \right] \quad 5.20$$

Donde el ángulo  $\phi_0$  es el ángulo que se forma del punto de la abertura con respecto a la vertical, y el ángulo  $\phi$  es el que se forma del punto en que se quieren calcular las fuerzas con respecto a la vertical, esto se ilustra en la figura 53.

El peso de la linternilla se puede considerar como una carga concentrada en la clave de la cúpula, de este modo se toma en cuenta el efecto que la linternilla produce sobre la cubierta. Para dicha carga las fuerzas anulares y meridionales poseen la misma magnitud pero con signos contrarios, ya que las fuerzas anulares siempre son de tensión y las meridionales de compresión. Estas fuerzas se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$T = -H_0 = \frac{P}{R} \left[ \frac{1}{2\pi \text{Sen}^2\phi} \right] \quad 5.21$$

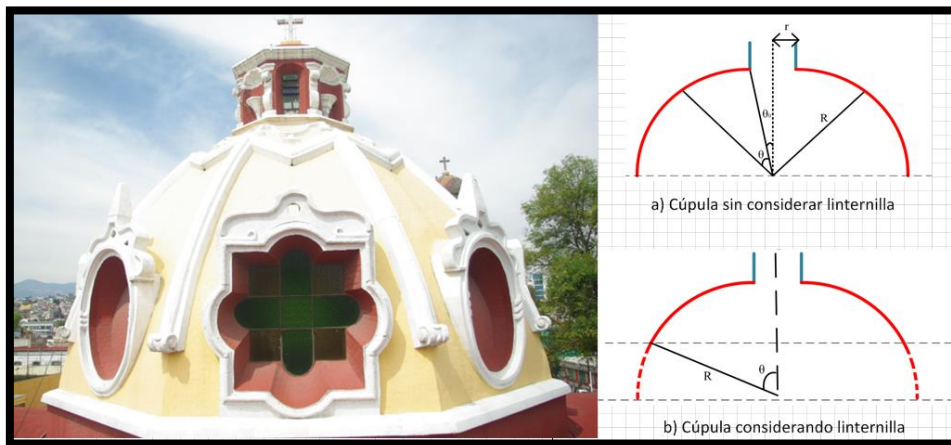


Figura 53 Datos geométricos para calcular los esfuerzos en cúpulas

### 5.2.6 Evaluación del templo de San Bartolomé Apóstol mediante los métodos simplificados

La tabla 25 muestra la evaluación del templo de San Bartolomé Apóstol mediante el análisis simplificado descrito. Dentro de los resultados más sobresalientes se puede observar que el factor de seguridad para la evaluación sísmica es menor a uno, lo que indica que la estructura puede sufrir daño ante un sismo. El empuje producido por las cubiertas es equivalente a una aceleración del suelo de  $0.3 \text{ m/s}^2$ , el cual es un valor muy bajo. Estos resultados, no son

definitivos ya que poseen ciertas limitantes, pero indican que es necesario realizar un análisis más detallado de la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Además, la estructura presenta una pérdida de verticalidad en sus muros pero hasta el momento estos no presentan agrietamientos visibles, por lo que aún no se ha inclinado lo suficiente para llegar a la falla. No obstante, es importante hacer una medición de los hundimientos en el suelo y el desplome de los muros para poder hacer una comparación de resultados y hacer un dictamen más certero.

Por otro lado, los esfuerzos que se presentan en la cúpula poseen un factor de seguridad alto comparado con la resistencia de la mampostería mostrada en la tabla 1 y con la resistencia de  $12.5 \text{ kg/cm}^2$  que se maneja en las NTC-M (2004), pero en este análisis no se consideran las aberturas de las ventanas presentes en la cúpula, estas aberturas provocan una mayor concentración de esfuerzos en esta zona. También, se sabe que la cúpula del templo de San Bartolomé Apóstol ha tenido una serie de problemas estructurales, por lo que es necesario hacer un estudio más refinado, de este elemento.

**Tabla 25. Resumen de la evaluación estructural simplificada**

Análisis	Resultados	Observaciones
Capacidad de carga vertical	$F_a = 0.2f_m^* \left[ 1 - \left( \frac{h}{42t} \right)^3 \right]$ $= 0.2(12.5 \text{ kg/cm}^2) \left[ 1 - \left( \frac{600\text{cm}}{42(100\text{cm})} \right)^3 \right] =$ $-2.49 \text{ kg/cm}^2$	El peso del sistema de cubiertas es de 188,279kg y se encuentra soportado por $97 \times 10^4 \text{ cm}^2$ de muros, si repartimos esta carga en el área obtenemos un esfuerzo de $1.94 \text{ kg/cm}^2$ , el cual es menor al esfuerzo resistente de la mampostería de la tabla 1 y al $12.5 \text{ kg/cm}^2$ que se propone en las NTC-M (2004). Así mismo es menor a la capacidad de carga vertical obtenida de la ecuación 5.2 con un factor de seguridad de 1.3.
Evaluación sísmica	$F_{sx} = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{401.30}{364.19t} = 1.102$ $F_{sy} = \frac{V_{Ry}}{V_a} = \frac{309.10t}{364.19t} = 0.849$	Para el caso del templo de San Bartolo la fuerza resistente en dirección transversal es menor a la fuerza del sismo por lo que el comportamiento no es aceptable.

Desplomo permisible de muros por hundimiento del terreno	$\alpha = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{1}{3}\frac{t}{H}\right) = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{1}{3}\frac{100\text{cm}}{600\text{cm}}\right) = 3.17^\circ$ $\Delta_{perm} = H\text{Sen}\alpha = 600\text{Sen}(0.0556) = 33.28\text{cm}$	El terreno puede sufrir un hundimiento de hasta 33 cm antes de provocar inestabilidad en los muros.
Empuje de cubiertas permisible en muros	$P = \frac{Wt}{6H} = \frac{(126.24t)(1m)}{6(6m)} = 3.51t$	Para el muro más desfavorable se necesita un empuje de 3.51t para provocar el volteo del muro. En el caso de San Bartolo no se observan agrietamientos en los muros, por lo que no se ha rebasado el empuje permisible. Este valor corresponde una aceleración del suelo de $0.3\text{m/s}^2$ , el cual es un valor bajo.
Distorsión angular en muros	<p style="text-align: center;">Asentamiento permisible</p> $\Delta = \gamma L =$ $\frac{1}{2000}(1315\text{cm}) = 0.6575\text{cm}$ <p style="text-align: center;">Inicio de daño</p> $\Delta = \gamma L =$ $\frac{1}{1000}(1315\text{cm}) = 1.315\text{cm}$	Para el muro más desfavorable el asentamiento permisible sería de 6.5mm y al llegar a 1.3cm comenzaría a sufrir cierto tipo de agrietamientos. No existen agrietamientos en los muros, esto indica que los asentamientos no han rebasado el límite.
Esfuerzos actuantes en la cúpula sin considerar la linternilla	<p style="text-align: center;">Fuerza meridional</p> $T = WR \left( \frac{\text{Cos}\phi_0 \text{Cos}\phi}{\text{Sen}^2\phi} \right)$ $\left( \frac{29.16687t}{61.17\text{m}^2} \right) \left( \frac{(1.3\text{m})^2 + (0.3\text{m})^2}{2(0.3\text{m})} \right) \left( \frac{\text{Cos}(16.57)\text{Cos}(9.42)}{\text{Sen}^2(9.42)} \right)$ $T = 4.997 \text{kg/cm}^2$ <p style="text-align: center;">Fuerza anular</p> $H_0 = WR \left( \text{Cos}\phi - \frac{\text{Cos}\phi_0 - \text{Cos}\phi}{\text{Sen}^2\phi} \right)$ $\left( \frac{29.16687t}{61.17\text{m}^2} \right) \left( \frac{(1.3\text{m})^2 + (0.3\text{m})^2}{2(0.3\text{m})} \right) \left( \text{Cos}(9.42) - \frac{\text{Cos}(16.57) - \text{Cos}(9.42)}{\text{Sen}^2(9.42)} \right)$ $H_0 = 0.287 \text{kg/cm}^2$	El análisis indica que la cúpula se encuentra en buen estado, pues las fuerzas meridionales y anulares no rebasan la resistencia de la mampostería. La resistencia a la tensión de la mampostería varía entre 1 y 2 $\text{kg/cm}^2$ , por lo que los esfuerzos anulares presentes en la cúpula no rebasan este límite.

<p>Esfuerzos actuantes en la cúpula considerando la linternilla</p>	$T = H_0 = \frac{P}{R} \left( \frac{1}{2\pi \text{Sen}^2 \phi} \right)$ $\frac{3.08t}{\left( \frac{(1.3m)^2 + (0.3m)^2}{2(0.3m)} \right)} \left( \frac{1}{2\pi \text{Sen}^2(9.42)} \right) =$ $T = H_0 = 0.618 \text{ kg/cm}^2$	<p>Considerando el peso de la linternilla los esfuerzos en la cúpula continúan siendo bajos. Los esfuerzos no rebasan la resistencia a tensión de la mampostería.</p>
---------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

### 5.3 Análisis modal espectral

Para el caso del Templo de San Bartolomé Apóstol se realizó un análisis modal espectral.

Para este caso se utilizaron las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo (NTC-S, 2004) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004), que si bien el templo de San Bartolo no se encuentra en el Distrito Federal, se sabe que la zona de estudio se encuentra en suelo firme.

Para poder generar el espectro de diseño es necesario establecer la zona en la que se encuentra ubicado el edificio, el grupo de construcción al que pertenece y el factor de comportamiento sísmico. Para el caso del Templo de San Bartolo, en el capítulo 2 se había determinado que se encuentra en una zona tipo I, es decir suelo firme, conforme al artículo 139 del RCDF, por su importancia es una estructura del grupo A y el factor de comportamiento sísmico (Q) es igual a uno, ya que es una estructura de mampostería y no cuenta con ningún tipo de refuerzo interior, por lo que el espectro de diseño no tendrá reducción.

Una vez definida la zona y el grupo de la estructura es posible obtener los parámetros para definir el espectro de diseño. La tabla 26 muestra los valores paramétricos que manejan las NTC-S para calcular los espectros de aceleraciones en la zona I, donde c es el coeficiente sísmico, a<sub>0</sub> es la aceleración del terreno, T<sub>a</sub> y T<sub>b</sub> son los periodos característicos de los espectros de diseño en segundos y T es el periodo natural de vibración de la estructura. Para el caso de San Bartolo es necesario incrementar el valor del coeficiente sísmico c, un 50% ya que pertenece al grupo A.

<b>Tabla 26. Valores paramétricos para calcular los espectros de aceleraciones (Grupo B)</b>					
<b>Zona</b>	<b>c</b>	<b>a<sub>0</sub></b>	<b>T<sub>a</sub><sup>1</sup>(s)</b>	<b>T<sub>b</sub><sup>1</sup>(s)</b>	<b>r</b>
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0

El capítulo tres de las NTC-S señala que:

“Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para el diseño sísmico,  $a_0$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:”

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \text{ si } T < T_a \quad 5.22$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a < T_b \quad 5.23$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b \quad 5.24$$

Donde:

$$q = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \quad 5.25$$

La figura 54 muestra el espectro de diseño que se obtuvo para el templo de San Bartolo multiplicado por  $9.81\text{m/s}^2$ , este espectro se introdujo al modelo calibrado de SAP 2000 para hacer el análisis modal espectral del edificio y conocer su comportamiento ante un evento sísmico.

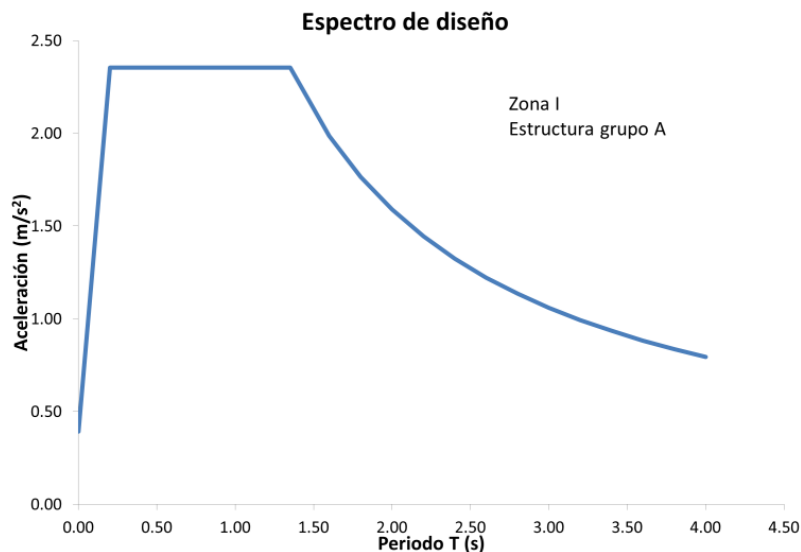
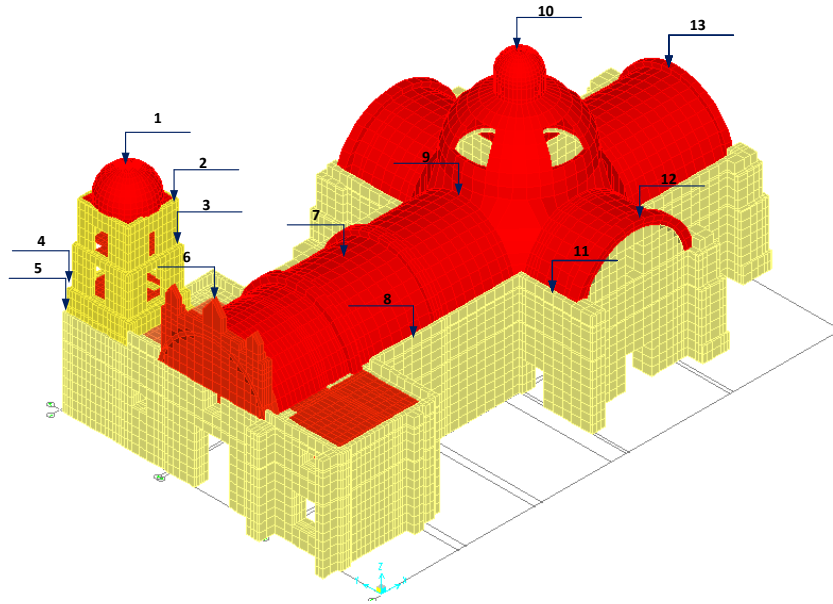


Figura 54 Espectro de diseño de las NTC-S (2004)

La aceleración de la meseta del espectro de diseño es de  $2.4\text{m/s}^2$ , la cual inicia cuando el periodo es igual a 0.200s, por lo que sólo los dos primeros modos (0.307s y 0.302s) pertenecientes a la torre y el tercer modo (0.206s) que es el primer modo transversal de la nave, se encuentran en la meseta, mientras que los demás caen en la rama ascendente del espectro. Para el análisis por cargas accidentales como lo es el sismo, el RCDF señala que se tiene que considerar la combinación de la fuerza sísmica en dos direcciones ortogonales, 100% en una dirección y 30% en la otra, así como el peso propio de la estructura.

Como se ha mencionado, los monumentos históricos poseen un comportamiento diferente al de las estructuras modernas, por ello es necesario determinar varios puntos para conocer el desplazamiento crítico. Con base en la figura 55 las tablas 27 a la 29 muestran los desplazamientos producidos por el sismo en las zonas más desfavorables de la estructura para cada una de las combinaciones. Considerando que x es la dirección longitudinal de la estructura, y es la dirección transversal y z es la dirección vertical.



**Figura 55 Puntos para la medición de los desplazamientos por sismo**

Como se puede observar los cambios en los signos de las combinaciones no hacen diferencia en los desplazamientos. El desplazamiento por el sismo en dirección transversal es ligeramente mayor al longitudinal, esto se debe a la influencia de los muros. Es decir, la rigidez que aportan en dirección longitudinal es mayor que en la transversal.

El desplazamiento más desfavorable se presenta en la parte más alta del campanario (punto 1) cuando el sismo se presenta en dirección transversal con 1.175cm, para este punto se calculó la distorsión de entremiso, tomando la altura con respecto al nivel de la losa del campanario que es de 4m y el desplazamiento en el punto 3 que equivale a 0.511cm.

De este modo, la distorsión de entrepiso es de 0.0017, el cual es menor a 0.006 que es la distorsión permisible de las NTC-S (2004) para muros diafragma. Sin embargo las NTC-M (2004) establecen una distorsión permisible de 0.0015 para mampostería de piedra natural con ningún refuerzo, por lo que el campanario no cumpliría de no ser por el refuerzo interior de acero y concreto que elevan la distorsión permisible a 0.0025, por lo que el templo aun cumple con el reglamento.



<b>Tabla 27. Desplazamientos principales por sismo (cm)</b>						
Combinación	Dirección	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5
+100% x -30% y	x	0.973	0.787	0.464	0.161	0.115
	y	0.927	0.803	0.435	0.130	0.092
	z	0.331	0.320	0.259	0.203	0.165
-100% x -30% y	x	0.973	0.787	0.464	0.161	0.115
	y	0.927	0.803	0.435	0.130	0.092
	z	0.331	0.320	0.259	0.203	0.165
-100% x +30% y	x	0.973	0.787	0.464	0.161	0.115
	y	0.927	0.803	0.435	0.130	0.092
	z	0.331	0.320	0.259	0.203	0.165
+100% x +30% y	x	0.973	0.787	0.464	0.161	0.115
	y	0.927	0.803	0.435	0.130	0.092
	z	0.331	0.320	0.259	0.203	0.165
-30% x +100% y	x	1.082	0.863	0.479	0.165	0.115
	y	1.175	1.013	0.511	0.161	0.125
	z	0.331	0.374	0.315	0.225	0.180
-30% x -100% y	x	1.082	0.863	0.479	0.165	0.115
	y	1.175	1.013	0.511	0.161	0.125
	z	0.331	0.374	0.315	0.225	0.180
+30% x -100% y	x	1.082	0.863	0.479	0.165	0.115
	y	1.175	1.013	0.511	0.161	0.125
	z	0.331	0.374	0.315	0.225	0.180
+30% x +100% y	x	1.082	0.863	0.479	0.165	0.115
	y	1.175	1.013	0.511	0.161	0.125
	z	0.331	0.374	0.315	0.225	0.180

**Tabla 28. Desplazamientos principales por sismo (cm)**

Combinación	Dirección	Punto 6	Punto 7	Punto 8	Punto 9
+100% x -30% y	x	0.138	0.133	0.107	0.131
	y	0.112	0.095	0.186	0.116
	z	0.198	0.231	0.128	0.231
-100% x -30% y	x	0.138	0.133	0.107	0.131
	y	0.112	0.095	0.186	0.116
	z	0.198	0.231	0.128	0.231
-100% x +30% y	x	0.138	0.133	0.107	0.131
	y	0.112	0.095	0.186	0.116
	z	0.198	0.231	0.128	0.231
+100% x +30% y	x	0.138	0.133	0.107	0.131
	y	0.112	0.095	0.186	0.116
	z	0.198	0.231	0.128	0.231
-30% x +100% y	x	0.048	0.045	0.078	0.045
	y	0.176	0.276	0.427	0.371
	z	0.198	0.232	0.128	0.233
-30% x -100% y	x	0.048	0.045	0.078	0.045
	y	0.176	0.276	0.427	0.371
	z	0.198	0.232	0.128	0.233
+30% x -100% y	x	0.048	0.045	0.078	0.045
	y	0.176	0.276	0.427	0.371
	z	0.198	0.232	0.128	0.233
+30% x +100% y	x	0.048	0.045	0.078	0.045
	y	0.176	0.276	0.427	0.371
	z	0.198	0.232	0.128	0.233

<b>Tabla 29. Desplazamientos principales por sismo (cm)</b>					
Combinación	Dirección	Punto 10	Punto 11	Punto 12	Punto 13
+100% x -30% y	x	0.127	0.134	0.144	0.163
	y	0.106	0.129	0.108	0.072
	z	0.227	0.169	0.169	0.141
-100% x -30% y	x	0.127	0.134	0.144	0.163
	y	0.106	0.129	0.108	0.072
	z	0.227	0.169	0.169	0.141
-100% x +30% y	x	0.127	0.134	0.144	0.163
	y	0.106	0.129	0.108	0.072
	z	0.227	0.169	0.169	0.141
+100% x +30% y	x	0.127	0.134	0.144	0.163
	y	0.106	0.129	0.108	0.072
	z	0.227	0.169	0.169	0.141
-30% x +100% y	x	0.055	0.057	0.078	0.057
	y	0.324	0.392	0.348	0.191
	z	0.227	0.168	0.171	0.140
-30% x -100% y	x	0.055	0.057	0.078	0.057
	y	0.324	0.392	0.348	0.191
	z	0.227	0.168	0.171	0.140
+30% x -100% y	x	0.055	0.057	0.078	0.057
	y	0.324	0.392	0.348	0.191
	z	0.227	0.168	0.171	0.140
+30% x +100% y	x	0.055	0.057	0.078	0.057
	y	0.324	0.392	0.348	0.191
	z	0.227	0.168	0.171	0.140

La tabla 30 muestra el cortante basal que se obtuvo para cada combinación de carga y la aceleración del suelo que corresponde a cada uno de los cortantes. El cortante mayor se presenta en la dirección transversal de la nave cuando el sismo también se presenta en dirección transversal, esto se debe a que hay un menor número de muros que resistan la fuerza sísmica, además estos muros son más cortos, lo cual no favorece a fuerza sísmica resistente.

No obstante, la diferencia con el máximo cortante en dirección longitudinal es de 29,792kg, equivalente a 13.5%, por lo que la diferencia de muros resistentes no es muy grande.

<b>Tabla 30. Cortantes basales y aceleraciones del suelo producidas por en espectro de diseño</b>				
<b>Dirección</b>	<b>Cortante basal (kg)</b>		<b>Aceleración del suelo (m/s<sup>2</sup>)</b>	
	Longitudinal (x)	Transversal (y)	Longitudinal	Transversal
100% x 30% y	191,528.29	70,124.82	1.21	0.44
30% x 100% y	61,734.02	221,320.28	0.39	1.40

Las figuras 56 y 57 muestran la deformada y los mapas de esfuerzos axiales verticales y cortantes en los dos planos de los muros, en ellas se puede observar que independientemente de la dirección en la que se considere el sismo, el comportamiento de la estructura es muy similar aunque las solicitaciones para el sismo en dirección transversal se incrementan. En ambos casos se puede observar el movimiento diagonal de la torre del campanario y el vertical en la cúpula, lo cual genera una concentración de esfuerzos en el tambor y las pechinas.

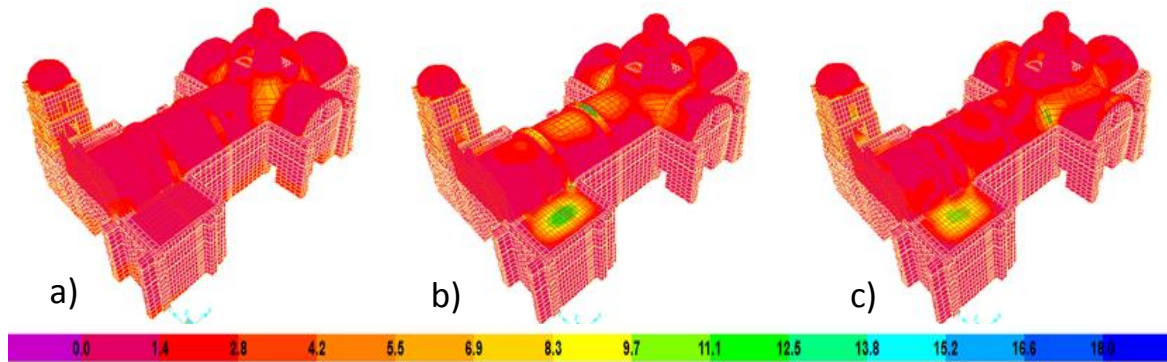


Figura 56 Mapa de esfuerzos debido a un análisis modal espectral, 100% en dirección longitudinal y 30% en dirección transversal: a) esfuerzos axiales verticales, b) esfuerzos cortantes en el plano transversal, c) esfuerzos cortantes en el plano longitudinal

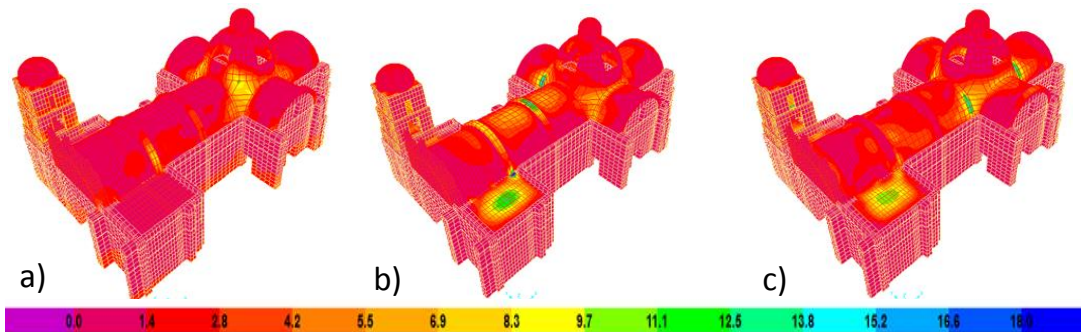


Figura 57 Diagrama de esfuerzos debido a un análisis modal espectral, 100% en dirección transversal y 30% en dirección longitudinal: a) esfuerzos axiales verticales, b) esfuerzos cortantes en el plano transversal, c) esfuerzos cortantes en el plano longitudinal

Los esfuerzos verticales axiales se concentran en las pilastras del campanario y en los arranques de las costillas debido a la vibración vertical de las bóvedas. Las bases de muros y contrafuertes muestran una concentración de esfuerzos, lo cual es típico por la dirección en la que se presentan los esfuerzos.

Por otro lado, los esfuerzos cortantes para la dirección transversal se presentan en la clave de las costillas y bóvedas, así como en las pechinas y las losas tanto de azotea como del campanario. Cuando el esfuerzo se presenta en la dirección longitudinal; los esfuerzos cortantes se concentran en las costillas y bóvedas de la zona de crucero, así como en las losas, pero los esfuerzos son menores que para el esfuerzo en dirección transversal.

El modelo de elemento finito presenta un comportamiento similar al que se encontró en la información histórica, es decir, problemas estructurales en la torre y en el sistema de cubierta. Aunque los esfuerzos más altos presentes en los diagramas llegan a  $18\text{kg/cm}^2$  en el tambor y en las losas del campanario, no rebasan la resistencia a compresión del concreto. Para los elementos de mampostería los esfuerzos se mantienen en un rango de  $1.5$  a  $6\text{kg/cm}^2$ , por lo que no se rebasan los  $15\text{kg/cm}^2$  de la resistencia a compresión de la mampostería.

#### **5.4 Análisis modal espectral con un espectro de sitio**

El municipio de Naucalpan no cuenta con un reglamento de construcción propio, por lo que no se tienen los parámetros para realizar un espectro de diseño acorde a las características del municipio, pero por la cercanía con el municipio de Acambay y con las fallas locales que existen en la zona es importante considerar el riesgo sísmico presente en esta zona.

Los estudios realizados por Rivera, et al (2011) proponen leyes de atenuación para evaluar la intensidad sísmica que puede experimentar el municipio de Naucalpan en términos de aceleración máxima del terreno y aceleración espectral para suelo firme y de transición. Las leyes de atenuación aquí mostradas se basan en la estación de la FES-Acatlán, la cual ha registrado hasta el momento 38 sismos, desafortunadamente aún o se ha podido registrar ninguno de gran magnitud con epicentro cercano al municipio de Naucalpan, por lo que este estudio se apoya en 78 registros de las estaciones cercanas, que llevan más tiempo registrando la actividad sísmica.

Una ley de atenuación es una expresión semiempírica que relaciona Magnitud-Distancia-Intensidad sísmica, en donde, la intensidad sísmica puede estar referida a la aceleración, velocidad y desplazamiento; sin embargo, comúnmente se emplea la aceleración como parámetro representativo para evaluar el impacto del sismo sobre las construcciones (Rivera, et al, 2011).

Los factores que inciden en el movimiento del terreno y que son considerados en el desarrollo de una ley de atenuación son:

- Tipo de fuente
- Medio de propagación
- Efectos locales de sitio
- Distancia epicentral
- Magnitud del sismo

De acuerdo al trabajo de Rivera, et al (2011), se puede emplear la siguiente ley de atenuación espectral:

$$\ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5M)^{2.5} + C_4 \ln(r_{rup} + \exp(C_5 + C_6M)) + C_7 \ln(r_{rup} + 2) \quad 5.26$$

$$a(T) = \frac{y}{\alpha_0}; \quad 0s \leq T \leq 0.5s \quad 5.27$$

$$a(T) = \frac{y}{\alpha_1(T) - \alpha_2}; \quad 0.5s \leq T \leq 4s \quad 5.28$$

donde,

$y$  = aceleración espectral base en  $\text{cm/s}^2$

$T$  = periodo de vibración natural de la estructura en s

$M$  = magnitud del sismo (mayores a 6 grados)

$r_{rup}$  = distancia entre el epicentro y el sitio de interés

$C_i$  = coeficientes que son función de  $T$  (tabla 31)

$\alpha(T)$  = aceleración espectral estimada. Los valores de  $\alpha_0$ ,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , se muestran en la tabla 32

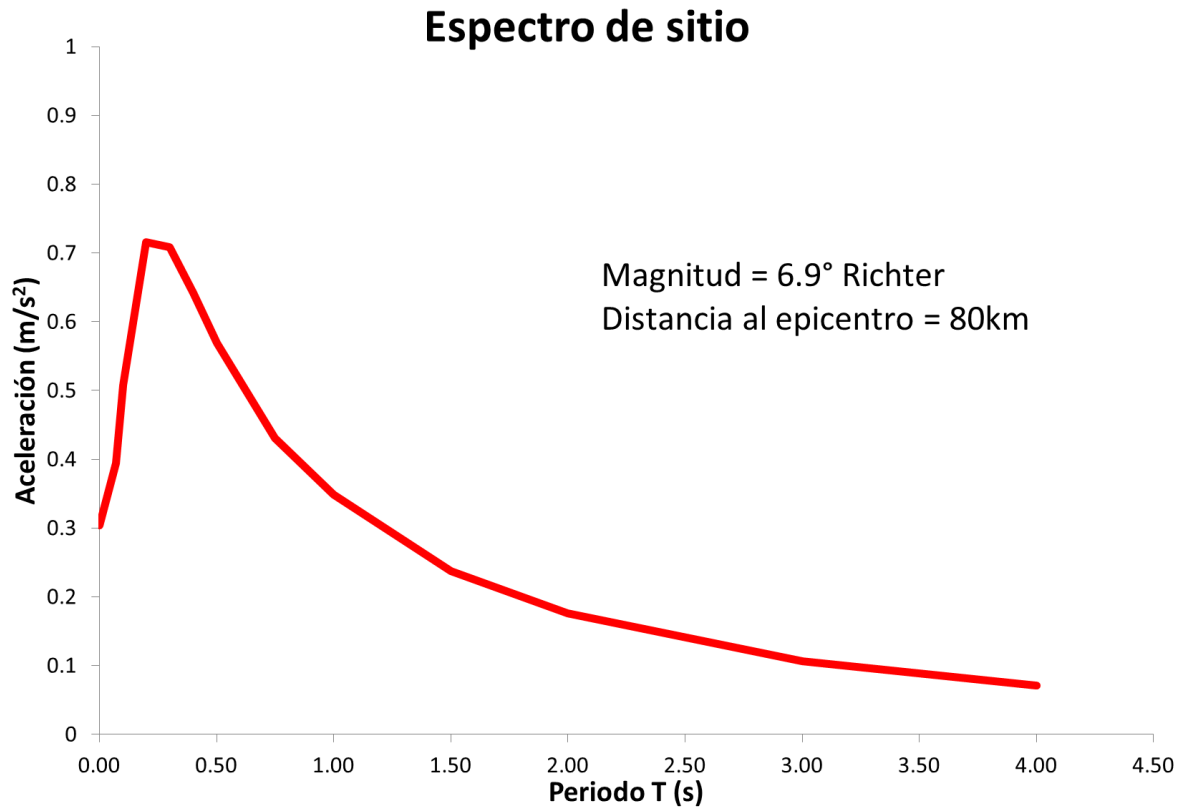
Considerando que el sismo de Acambay de 1912 es el que ha causado más daños en el templo de San Bartolo es el que se eligió para aplicar las leyes de atenuación. Este sismo tuvo una magnitud de 6.5 grados en escala de Richter y el epicentro fue a 80 km del municipio de Naucalpan.

<b>Tabla 31. Valores de los coeficientes <math>C_i</math></b>								
	<b>Periodos (s)</b>	<b><math>C_1</math></b>	<b><math>C_2</math></b>	<b><math>C_3</math></b>	<b><math>C_4</math></b>	<b><math>C_5</math></b>	<b><math>C_6</math></b>	<b><math>C_7</math></b>
<b>Para <math>M \leq 6.5</math></b>	PGA	-0.624	1.0	0.000	-2.100	1.29649	0.250	0.000
	0.07	0.110	1.0	0.006	-2.128	1.29649	0.250	-0.082
	0.10	0.275	1.0	0.006	-2.148	1.29649	0.250	-0.041
	0.20	0.153	1.0	-0.004	-2.080	1.29649	0.250	0.000
	0.30	-0.057	1.0	-0.017	-2.028	1.29649	0.250	0.000
	0.40	-0.298	1.0	-0.028	-1.990	1.29649	0.250	0.000
	0.50	-0.588	1.0	-0.040	-1.945	1.29649	0.250	0.000
	0.75	-1.208	1.0	-0.050	-1.865	1.29649	0.250	0.000
	1.00	-1.705	1.0	-0.055	-1.800	1.29649	0.250	0.000
	1.50	-2.945	1.0	-0.065	-1.725	1.29649	0.250	0.000
	2.00	-2.945	1.0	-0.070	-1.670	1.29649	0.250	0.000
	3.00	-3.700	1.0	-0.080	-1.610	1.29649	0.250	0.000
	4.00	-4.230	1.0	-0.100	-1.570	1.29649	0.250	0.000
<b>Para <math>M &gt; 6.5</math></b>	PGA	-1.274	1.1	0.000	-2.100	-0.48451	0.524	0.000
	0.07	-0.540	1.1	0.006	-2.128	-0.48451	0.524	-0.082
	0.10	-0.375	1.1	0.006	-2.148	-0.48451	0.524	-0.041
	0.20	-0.497	1.1	-0.004	-2.080	-0.48451	0.524	0.000
	0.30	-0.707	1.1	-0.017	-2.028	-0.48451	0.524	0.000
	0.40	-0.948	1.1	-0.028	-1.990	-0.48451	0.524	0.000
	0.50	-1.238	1.1	-0.040	-1.945	-0.48451	0.524	0.000
	0.75	-1.858	1.1	-0.050	-1.865	-0.48451	0.524	0.000
	1.00	-2.355	1.1	-0.055	-1.800	-0.48451	0.524	0.000
	1.50	-3.057	1.1	-0.065	-1.725	-0.48451	0.524	0.000
	2.00	-3.595	1.1	-0.070	-1.670	-0.48451	0.524	0.000
	3.00	-4.350	1.1	-0.080	-1.610	-0.48451	0.524	0.000
	4.00	-4.880	1.1	-0.100	-1.570	-0.48451	0.524	0.000

Nota: Para fallas de intraplaca la amplitud obtenida se deberá multiplicar por 1.2

<b>Tabla 32 Valores de <math>\alpha_0</math>, <math>\alpha_1</math> y <math>\alpha_2</math></b>			
<b>Componente</b>	<b><math>\alpha_0</math></b>	<b><math>\alpha_1</math></b>	<b><math>\alpha_2</math></b>
<b>N-S</b>	1.20	18	7
<b>E-W</b>	1.50	26	11
<b>V</b>	6.50	100	43

De las tablas indicadas es posible construir un espectro de diseño, el cual se muestra en la figura 58, el cual se introdujo en el modelo de SAP 2000 para obtener los esfuerzos y los desplazamientos.



**Figura 58 1**Espectro de diseño por leyes de atenuación

Los desplazamientos mostrados en las tablas 33 a la 35 obtenidos del análisis modal espectral, están referenciados con los puntos de la figura 55. Se producen por las fuerzas axiales y cortantes, para cualquiera de las direcciones de la estructura son muy pequeños y ninguno llega al centímetro de desplazamiento, esto es porque la estructura es muy rígida y el sismo que se consideró no es de gran magnitud, pero los sismos, como el de Acambay, suelen ser muy destructivos ya que se presentan superficialmente. También cabe mencionar que las tablas que se emplearon para la elaboración del espectro de diseño, tienen un periodo de retorno aproximado de 250 años.

También se obtuvo la distorsión de entrepiso para el desplazamiento más grande que fue de 0.360cm que corresponde a la parte más alta del campanario (punto 1) cuando el sismo se presenta en dirección transversal, tomando la altura con respecto al nivel de la losa del campanario que es de 4m y el desplazamiento en el punto 3 que equivale a 0.154cm. La distorsión de entrepiso es de 0.0005 que es menor que 0.0015 que es el valor mínimo que manejan las NTC-M.



**Tabla 33. Desplazamientos principales por sismo (cm)**

Combinación	Dirección	Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5
+100% x -30% y	x	0.303	0.245	0.147	0.057	0.043
	y	0.286	0.244	0.133	0.042	0.033
	z	0.330	0.284	0.218	0.187	0.154
-100% x -30% y	x	0.303	0.245	0.147	0.057	0.043
	y	0.286	0.244	0.133	0.042	0.033
	z	0.330	0.284	0.218	0.187	0.154
-100% x +30% y	x	0.303	0.245	0.147	0.057	0.043
	y	0.286	0.244	0.133	0.042	0.033
	z	0.330	0.284	0.218	0.187	0.154
+100% x +30% y	x	0.303	0.245	0.147	0.057	0.043
	y	0.286	0.244	0.133	0.042	0.033
	z	0.330	0.284	0.218	0.187	0.154
-30% x +100% y	x	0.336	0.266	0.150	0.058	0.043
	y	0.360	0.306	0.154	0.051	0.042
	z	0.330	0.290	0.225	0.189	0.156
-30% x -100% y	x	0.336	0.266	0.150	0.058	0.043
	y	0.360	0.306	0.154	0.051	0.042
	z	0.330	0.290	0.225	0.189	0.156
+30% x -100% y	x	0.336	0.266	0.150	0.058	0.043
	y	0.360	0.306	0.154	0.051	0.042
	z	0.330	0.290	0.225	0.189	0.156
+30% x +100% y	x	0.336	0.266	0.150	0.058	0.043
	y	0.360	0.306	0.154	0.051	0.042
	z	0.330	0.290	0.225	0.189	0.156

**Tabla 34. Desplazamientos principales por sismo (cm)**

Combinación	Dirección	Punto 6	Punto 7	Punto 8	Punto 9
+100% x -30% y	x	0.048	0.044	0.039	0.044
	y	0.040	0.032	0.141	0.038
	z	0.197	0.231	0.127	0.230
-100% x -30% y	x	0.048	0.044	0.039	0.044
	y	0.040	0.032	0.141	0.038
	z	0.197	0.231	0.127	0.230
-100% x +30% y	x	0.048	0.044	0.039	0.044
	y	0.040	0.032	0.141	0.038
	z	0.197	0.231	0.127	0.230
+100% x +30% y	x	0.048	0.044	0.039	0.044
	y	0.040	0.032	0.141	0.038
	z	0.197	0.231	0.127	0.230
-30% x +100% y	x	0.023	0.018	0.030	0.019
	y	0.057	0.085	0.184	0.114
	z	0.197	0.231	0.128	0.230
-30% x -100% y	x	0.023	0.018	0.030	0.019
	y	0.057	0.085	0.184	0.114
	z	0.197	0.231	0.128	0.230
+30% x -100% y	x	0.023	0.018	0.030	0.019
	y	0.057	0.085	0.184	0.114
	z	0.197	0.231	0.128	0.230
+30% x +100% y	x	0.023	0.018	0.030	0.019
	y	0.057	0.085	0.184	0.114
	z	0.197	0.231	0.128	0.230

**Tabla 35. Desplazamientos principales por sismo (cm)**

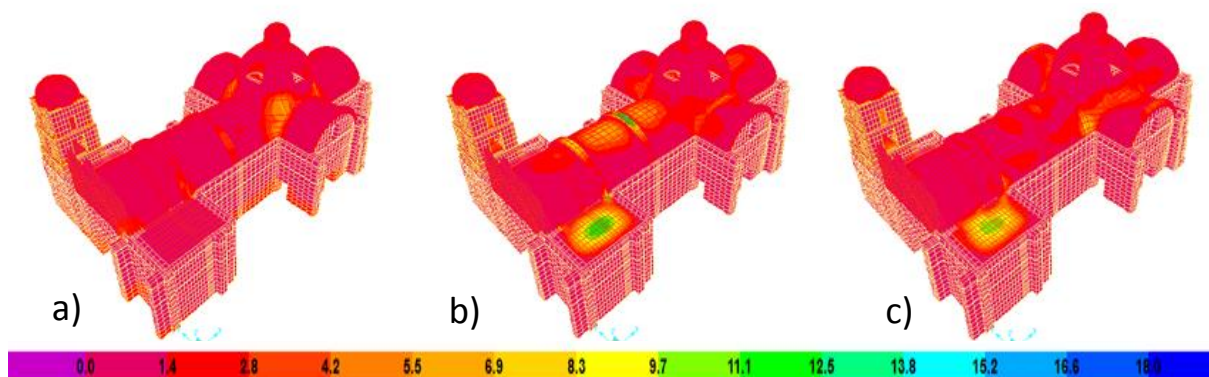
Combinación	Dirección	Punto 10	Punto 11	Punto 12	Punto 13
+100% x -30% y	x	0.044	0.050	0.049	0.055
	y	0.041	0.055	0.034	0.024
	z	0.226	0.168	0.169	0.140
-100% x -30% y	x	0.044	0.050	0.049	0.055
	y	0.041	0.055	0.034	0.024
	z	0.226	0.168	0.169	0.140
-100% x +30% y	x	0.044	0.050	0.049	0.055
	y	0.041	0.055	0.034	0.024
	z	0.226	0.168	0.169	0.140
+100% x +30% y	x	0.044	0.050	0.049	0.055
	y	0.041	0.055	0.034	0.024
	z	0.226	0.168	0.169	0.140
-30% x +100% y	x	0.024	0.031	0.030	0.026
	y	0.102	0.126	0.106	0.059
	z	0.226	0.167	0.169	0.139
-30% x -100% y	x	0.024	0.031	0.030	0.026
	y	0.102	0.126	0.106	0.059
	z	0.226	0.167	0.169	0.139
+30% x -100% y	x	0.024	0.031	0.030	0.026
	y	0.102	0.126	0.106	0.059
	z	0.226	0.167	0.169	0.139
+30% x +100% y	x	0.024	0.031	0.030	0.026
	y	0.102	0.126	0.106	0.059
	z	0.226	0.167	0.169	0.139

La tabla 36 muestra el cortante basal que se obtuvo para cada combinación de carga y la aceleración del suelo que corresponde a cada uno de los cortantes.

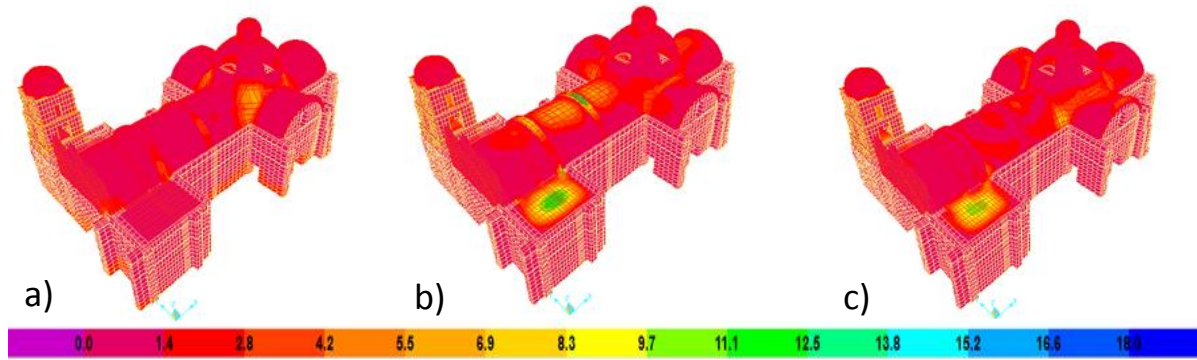
<b>Tabla 36. Cortantes basales y aceleraciones del suelo producidas por el espectro de diseño</b>				
<b>Dirección</b>	<b>Cortante basal (kg)</b>		<b>Aceleración del suelo (m/s<sup>2</sup>)</b>	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
100% x 30% y	61,687.74	21,419.7	0.39	0.14
100% y 30% x	19,826.08	67,352.43	0.13	0.43

Las figuras 59 y 60 muestran los mapas de esfuerzos producidos por la acción de una fuerza axial y por la fuerza cortante cuando el análisis modal espectral se produce tanto en el plano longitudinal como en el transversal. Los esfuerzos axiales que se producen en el edificio son mayores cuando la carga se aplica en dirección longitudinal que en dirección transversal, para ambos casos las concentraciones de esfuerzos se presentan en las pechinas por la carga vertical de la cúpula, para la carga axial hay una mayor demanda en los arranques de las costillas en la parte central de la nave, esto también se debe a la carga axial.

Los esfuerzos cortantes son mayores en la clave de las costillas y bóvedas, esto es por el comportamiento típico de un arco, es decir los esfuerzos de compresión se concentran en la parte exterior de la clave del arco mientras que las tensiones se concentran en el interior, los esfuerzos de esta zona son de 11.1 a 15.5kg/cm<sup>2</sup>, estos valores son elevados si fueran de mampostería. Las losas también presentan una concentración de esfuerzos en el centro por los esfuerzos cortantes, que son entre 2.8 y 11.1kg/cm<sup>2</sup>, pero hay que recordar que estas losas son de concreto por lo que su resistencia a tensión es de 24kg/cm<sup>2</sup> conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-C, 2004).



**Figura 59 Diagrama de esfuerzos debido a un análisis modal espectral, 100% en dirección longitudinal y 30% en dirección transversal: a) esfuerzos axiales verticales, b) esfuerzos cortantes en el plano transversal, c) esfuerzos cortantes en el plano longitudinal**



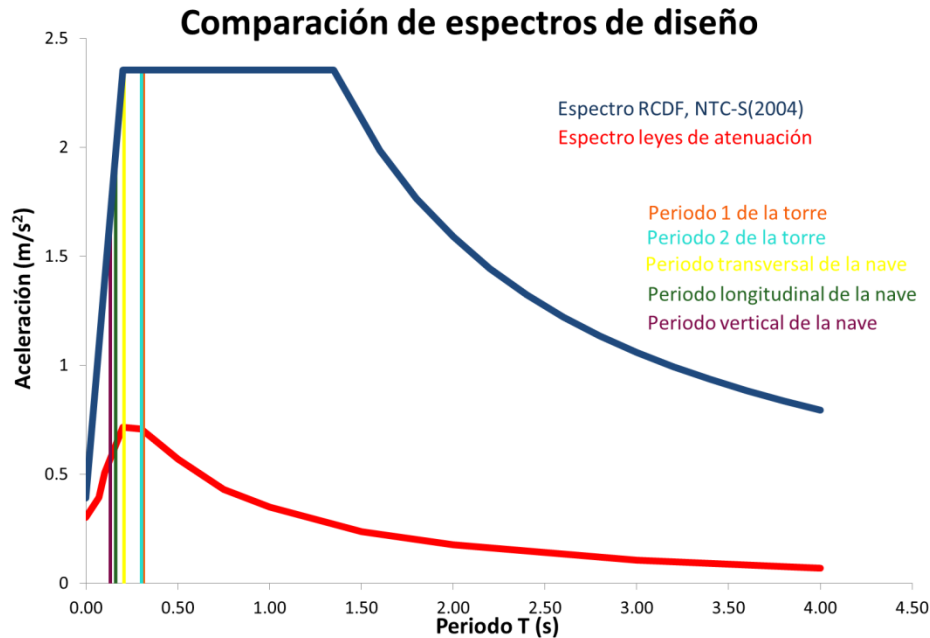
**Figura 60 Diagrama de esfuerzos debido a un análisis modal espectral, 100% en dirección transversal y 30% en dirección longitudinal: a) esfuerzos axiales verticales, b) esfuerzos cortantes en el plano transversal, c) esfuerzos cortantes en el plano longitudinal**

### 5.5 Análisis comparativo de los resultados obtenidos

La figura 61 muestra la comparación de los espectros utilizados para el análisis sísmico del templo de San Bartolomé Apóstol, la curva del espectro de diseño elaborado con leyes de atenuación es muy pequeña con respecto a la curva de las NTC-S, esto se debe a que el periodo de retorno que manejan las tablas es de 250 años, esto reduce la probabilidad de que un sismo con estas características llegase a ocurrir en ese intervalo de tiempo. Además, el sismo que se consideró para las leyes de atenuación tiene una magnitud de 6.9° Richter, el cual es equivalente al ocurrido en Acambay, mientras que las NTC-S, fueron modificadas debido al sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1° de escala Richter y los espectros se diseñan con base en dichas modificaciones.

Otros factores que influyen en la creación del espectro de las NTC-S es la importancia de la estructura y la forma en la que está construida, ya que al ser del grupo A incrementa el valor del coeficiente sísmico al 50% ocasionando que la aceleración sea más grande cuando es igual al coeficiente sísmico y al ser de mampostería no confinada sin ningún tipo de refuerzo no se puede hacer ninguna reducción del espectro. También, se debe recordar que el espectro de diseño de las NTC-S es la envolvente probabilística de varios espectros de respuesta y el espectro realizado con las leyes de atenuación se ve involucrada la distancia y la magnitud de un solo evento.

A pesar de ello, las leyes de atenuación para el municipio de Naucalpan son un proyecto importante que lleva pocos años de estudio y aun no



**Figura 61 Comparación de los espectros de diseño**

La tabla 37 muestra la comparación de los resultados obtenidos a través de los diferentes métodos de análisis. Para el caso de la evaluación sísmica por el método simplificado se obtuvieron valores que no cumplieran con la seguridad del templo por lo que se hizo el análisis modal espectral para diferentes espectros, el análisis modal espectral de las NTC-S indica que la seguridad sísmica es aceptable, pero en dirección transversal, la estructura del templo es más vulnerable, mientras que el obtenido con leyes de atenuación muestra factores de seguridad muy amplios esto se debe a que la meseta del espectro es muy baja, por lo que no es comparable con el de las NTC-S.

El empuje de cubiertas por el método simplificado es de 3.510t y a este valor le corresponde una aceleración del suelo de  $0.300\text{m/s}^2$ , mientras que la aceleración que se presenta para el espectro de las NTC-S es de  $1.400\text{m/s}^2$  y para el espectro de las leyes de atenuación es de  $0.426\text{m/s}^2$ , por lo que el valor del método simplificado es bajo comparado cualquiera de los resultados obtenidos mediante el análisis modal espectral, es importante tomar en cuenta que la primera aceleración es considerando solo un muro de la estructura y las otras consideran la estructura completa. Pero en el muro que se considero se agregó un contrafuerte al centro, por lo que pudo presentar daños en algún momento.

Los esfuerzos que se producen en la cúpula por peso propio aumentan considerablemente comparados con los obtenidos mediante el método simplificado, esto quiere decir que los huecos de las ventanas existentes en la cúpula afectan a este elemento y producen concentraciones de esfuerzos elevadas, principalmente a tensión que llegan a ser de  $2\text{kg/cm}^2$ , el cual supera la resistencia de la mampostería y genera daños en la estructura, esto se ve

reflejado en la estructura original con agrietamientos, pero es importante tomar en cuenta que el análisis es elástico lineal y tiende a sobrestimar los esfuerzos.

<b>Tabla 37. Resumen comparativo de los análisis</b>			
<b>Análisis</b>	<b>Simplificado</b>	<b>Modal espectral NTC-S</b>	<b>Modal espectral Leyes de atenuación</b>
Evaluación sísmica	$F_{sx} = 0.899$ $F_{sy} = 0.749$	$F_{sx} = 1.705$ $F_{sy} = 1.233$	$F_{sx} = 5.292$ $F_{sy} = 4.053$
Aceleración del suelo	Aceleración del suelo = $0.3 \text{ m/s}^2$	Aceleración del suelo = $1.40 \text{ m/s}^2$	Aceleración del suelo = $0.42 \text{ m/s}^2$
Esfuerzos actuantes en la cúpula por peso propio	Fuerza meridional $T = 5 \text{ kg/cm}^2$  Fuerza anular $H_0 = 0.30 \text{ kg/cm}^2$	Fuerza meridional $T = 3.20 \text{ kg/cm}^2$  Fuerza anular $H_0 = 0.31 \text{ kg/cm}^2$	Fuerza meridional $T = 3.20 \text{ kg/cm}^2$  Fuerza anular $H_0 = 0.31 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzos actuantes en la cúpula considerando sismo	---	Fuerza meridional $T = 3.77 \text{ kg/cm}^2$  Fuerza anular $H_0 = 0.46 \text{ kg/cm}^2$	Fuerza meridional $T = 3.77 \text{ kg/cm}^2$  Fuerza anular $H_0 = 0.46 \text{ kg/cm}^2$

## CONCLUSIONES

En general la seguridad del templo de San Bartolomé Apóstol es aceptable, esto se debe al mantenimiento constante que ha recibido en los últimos años y a que los refuerzos que se han agregado como son elementos de concreto en el sistema de cubiertas y contrafuertes de mampostería en los muros, han resuelto de buena forma los problemas presentes en el templo. Sin embargo es necesario hacer un estudio más detallado del comportamiento de la estructura con un análisis no lineal, ya que una de las limitantes del análisis elástico lineal es que sobrestima las fuerzas y subestima los desplazamientos.

La calibración del modelo es de gran importancia, de este modo es posible conocer las propiedades mecánicas de la estructura y determinar la rigidez, de esto depende el periodo. Los periodos del templo se mantienen dentro de un rango pero estas dependen directamente de las propiedades mecánicas del material.

No obstante, los resultados obtenidos en la calibración de este templo pueden ser considerados como valores característicos y así estudiar otros templos que se encuentren dentro de la zona, ya que por la cercanía es muy probable que los materiales de los otros templos fueran construidos con el mismo tipo de materiales.

De las propiedades dinámicas se puede observar que la estructura sigue un mismo patrón en sus formas modales principales aunque se cambien las propiedades mecánicas de los materiales, esto se debe a la geometría de la estructura, por lo que estos resultados pueden ser extrapolados a estructuras con geometría similar.

Los resultados obtenidos mediante el método simplificado fueron de gran ayuda para hacer las revisiones del templo y así conocer la vulnerabilidad de los elementos, estos resultados se compararon con el análisis modal espectral mostrando que aunque el método tiene ciertas limitantes es una buena base para tener un dictamen preliminar.

A pesar de la diferencia que existe entre los espectros ambos presentan concentraciones de esfuerzos en las mismas zonas, del campanario y la cúpula, que con base en los estudios históricos se sabe que estos elementos son los que han presentado problemas, por lo que sería bueno hacer una análisis más detallado de estos, incluso podría hacerse un análisis de macro elementos para identificar el problema de ambos pero de una forma independiente al del resto de la estructura.



## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Nacional Autónoma de México por los conocimientos que en ella he adquirido y por las experiencias vividas en sus aulas que me han hecho madurar y crecer como persona.

Al Dr. Fernando Peña Mondragón, por las recomendaciones, observaciones, ideas y revisiones para llevar este trabajo a su fin, pero principalmente gracias por su amistad y a la confianza que puso en mí.

A la Unidad de Investigación Multidisciplinaria de la FES Acatlán por permitirme colaborar en el proyecto de conservación de monumentos históricos, así como por la participación de los integrantes en las actividades realizadas para este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo técnico y económico para la realización de este trabajo, por medio del proyecto “Caracterización dinámica de iglesias coloniales”.

A la Fototeca Constantino Reyes – Valerio de la CNMH – CONACULTA – INAH – México, por las fotografías antiguas mostradas en este trabajo.

Al Ing. Carlos Arce León por ser siempre un guía y consejero, así como por el apoyo para la realización de este trabajo y su colaboración en la realización de las pruebas de vibración ambiental.

A la Dra. Rebeca López por las imágenes y la información histórica brindada para la realización de este proyecto.

Al Monseñor Alejandro Tinoco, Párroco de la Parroquia de San Bartolomé Apóstol, por las facilidades ofrecidas durante las pruebas no destructivas, los levantamientos realizados y el préstamo de los planos del templo.

## REFERENCIAS

Astorga, C y Rodríguez, JL (2009), “Historia de la Arquitectura en México: Época Virreinal”, Ed. UNAM, p. 27.

Douglas, BM Y Reid, WH (1982). Dynamic Test and System Identification of Bridges, Journal Struct. Div., ASCE, 108, 2295-2312.

Fototeca Constantino Reyes – Valerio de la CNMH – CONACULTA – INAH – MÉXICO  
“Templo de San Bartolomé Apóstol, Naucalpan Estado de México”

García, V y Suárez, G (1996) “Los sismos en la historia de México”. Tomo I. Ed. Fondo de Cultura Económica, México, D.F. 718 páginas.

Gómez, R, (1979). “Diseño estructural simplificado”. Universidad de Guadalajara.

ICOMOS (1964), “Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico”, ICOMOS. Disponible en: <http://www.icomos.org>

Langridge, R.M., Weldon, R. J, Moya, J.C, Suárez, G, (2000). “Paleoseismology of the 1912 Acambay earthquake and the Acambay - Tixmadeje fault, Trans – Mexican Volcanic Belt”, journal of geophysical research, solid earth, 105(B2): 3019-3037

Lombillo, I, Villegas, L, Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria (2007). “Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio construido”. Santander: Servicio de publicaciones de la universidad de Cantabria, ISBN 978-84.690-5269-3.

López, R y Córdoba, L (2011), “Parroquia de San Bartolomé Apóstol El Corazón de Naucalpan” arquidiócesis de Tlalnepantla; Estado de México.

Lourenço, PB (2006), “Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of masonry chimney”, Construction and Buildings Materials, Vol. 20, pp. 239-251.

Meli, R (1998), “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”, Fundación ICA, México D.F. p.p. 29-38.

Meli, R y Sánchez, R. (1993), “Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México. Aspectos estructurales”, Informe realizado por la SEDESOL, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Mendez (2004), “Análise Estructural do Minarete Qutub Minar”, tesis de licenciatura, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Guimarães Portugal, pp. 22-30.

Murià, D. (2010), “Experiencia mexicana en instrumentación sísmica y su importancia”, *Ingeniería Civil*, 491, 32-36.

Murià, D, Pérez JH, Zapata A, Cruz CA y Camargo J (2006). “Programa para calcular la correlación de línea base, transformada rápida de Fourier, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia entre dos señales”. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

NTC – M (2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal”, Departamento del Distrito Federal.

NTC – C (2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcción del Distrito Federal”, Departamento del Distrito Federal.

NTC – S (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal”. Departamento del Distrito Federal.

Peña, F (1995), “Comportamiento estructural de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México ante hundimientos diferenciales”. Tesis de licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Peña, F (2010). “Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 83, p. 43-63.

Persaud, M, Zúñiga, F.R, Aguirre-Díaz, G, Villamor, P, Langridge, R, (2006). “First steps towards the paleoseismological history of the Pastores and Venta de Bravo faults, Acambay graben, Trans-Mexican Volcanic Belt, Central Mexico”, *EOS, Transactions, American Geophysical Union*, N° 87.

Prado, R (2000). “Procedimientos de restauración y materiales”, Trillas.

RCDF (2004), *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Departamento del Distrito Federal.

Rivera, D, Arce, C, y Martínez, D, (2011). “Leyes de atenuación para estimar la intensidad sísmica del municipio de Naucalpan”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Artículo 2-22.

Rivera, D, Arce, y C, Belli, C, (2012). “Criterio simplificado para evaluar la seguridad estructural de construcciones históricas”. *Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero*. Artículo 11-05.

Rodríguez, G. (1997). “Estudios sobre el comportamiento estructural del Sagrario Metropolitano”. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Wilson, E (2000). “Series of computer Programs for finite Element Analysis of Structures”. User Manual, SAP NL 2000.

Zúñiga, F (2012). “El otro riesgo sísmico: Los sismos en el centro de México”. Revista Ingeniería Civil CICM, N° 515, pp.14-18.

[www.kinematics.com](http://www.kinematics.com) (22 de abril de 2012, 18:00)

## **FUENTES BIBLIOGRÁFICAS**

Deméneghi, A (2009), “Método del elemento finito. Análisis lineal”, Ed. UNAM, Facultad de Ingeniería, México D.F. p. 2.

Escobar, L (2009), “Conceptos Básicos de procesamiento digital de señales”

Facultad de Ingeniería, Ed. UNAM, México D.F. 195 páginas

González, LA (2013) “Medición de las propiedades dinámicas del edificio de la Unidad de Investigación Multidisciplinaria”, Tesis de licenciatura, FES Acatlán, UNAM,

México, Naucalpan de Juárez.

Castellanos, H (2004). “Efecto del agrietamiento en la respuesta sísmica de un templo colonial típico”. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Medina, RC, (2010), “Evaluación del comportamiento sísmico de torres de mampostería”, Tesis de licenciatura, FES Aragón, UNAM, México, San Juan Aragón.

[www.wordreference.com](http://www.wordreference.com) (15 de marzo de 2012, 13:00)

[www.googleearth.com](http://www.googleearth.com) (28 de enero de 2012, 9:00)

[www.secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/sismo85](http://www.secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Sismo85/sismo85) (9 de noviembre de 2012, 9:30 a.m.)