



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

POSGRADO DE INGENIERÍA

**COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL
PROTOTIPO DE UN TEMPLO COLONIAL CONTRA SU
MODELO A ESCALA 1:8**

T E S I S

QUE PARA OPTAR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS
P R E S E N T A :
HUGO CESAR GÓMEZ ARENAS

TUTOR:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA

**UN/M
POSGRADO**

2006



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: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Secretario: Dr. David Muriá Vila

Vocal: Dr. Roberto Meli Piralla

1er. Suplente: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

2do. Suplente: M. en I. Octavio García Domínguez

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería

TUTOR DE TESIS:

Dr. Roberto Meli Piralla

FIRMA

*A mis padres,
Luz María Arenas y Magdaleno Gómez,
por el ejemplo, la atención y todo el amor
que me han brindado sin esperar algo a cambio*

*A mi tía,
Gabriela Arenas,
por su apoyo moral y sus
consejos siempre oportunos*

*A mi hermana,
Luz de Fátima Gómez,
por la compañía y la amistad
que me ha ofrecido en todo momento*

*A Valeria, por su apoyo incondicional,
su comprensión y su cariño*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco sinceramente a todas las personas e instituciones que permitieron llevar este trabajo a buen término.

De manera especial, agradezco al Dr. Roberto Meli por su paciencia y valiosa asesoría durante el desarrollo de esta investigación.

A aquellos que siempre están dispuestos a resolver nuestras dudas, en cualquier lugar y en cualquier momento, gracias queridos libros.

A todos los profesores del Posgrado de Ingeniería de la UNAM por impartirme sus valiosos conocimientos y enseñarme a cumplir cabalmente con mis obligaciones.

Agradezco a la Dra. Sonia Ruiz, al Dr. David Muriá, al Dr. Eduardo Reinoso y al M. en I. Octavio García por sus comentarios y sugerencias acerca de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por brindarme su apoyo y todas las facilidades para poder realizar este trabajo.

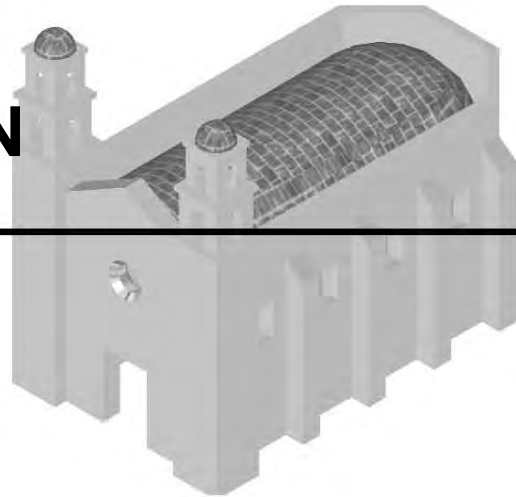
Agradezco especialmente a mis compañeros de la Coordinación de Estructuras del Instituto de Ingeniería, a Marcos Chávez, a Bernardo Orozco, al Dr. Fernando Peña y a Zuni Celestino porque sin sus consejos; esta tesis no hubiera llegado a buen término.

Finalmente, agradezco al Consejo Nacional de la Ciencia y la Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que me brindo durante dos largos años.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	V
ÍNDICE	VII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ASPECTOS GENERALES DEL PROBLEMA	2
1.1.1 <i>Antecedentes</i>	3
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ALCANCES	4
2. TEORÍA DE LA MODELACIÓN Y LEYES DE SIMILITUD ESTRUCTURAL	5
2.1 MODELOS ESTRUCTURALES	5
2.1.1 <i>Análisis Dimensional</i>	6
2.2 LEYES DE SIMILITUD.....	7
2.2.1 <i>Alternativas para definir las características del modelo</i>	8
2.2.1.1 Alternativa 1	8
2.2.1.2 Alternativa 2	9
2.2.1.3 Alternativa 3	9
2.2.2 <i>Limitaciones de la modelación seleccionada</i>	10
2.2.2.1 Masa adicional sobre el modelo a escala requerida para cumplir los requerimientos de las Leyes de Similitud.....	11
2.2.2.2 Factores de escala requeridos para modelar las acciones sísmicas a través de registros de aceleración.....	13
3. ELECCIÓN DEL PROTOTIPO DE UN TEMPLO COLONIAL Y CARACTERÍSTICAS DEL MODELO ANALIZADO	15
3.1 DESCRIPCIÓN DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO DEL CENTRO DE MÉXICO	16
3.2 ELECCIÓN DEL PROTOTIPO ANALIZADO	16
3.2.1 <i>Dimensiones del prototipo</i>	17
3.3 MÉTODO DE ANÁLISIS	20
3.3.1 <i>Propiedades de los materiales utilizados en los modelos matemáticos</i>	20
3.3.2 <i>El modelo de elementos finitos</i>	21
3.3.2.1 Modelo de elementos sólidos.....	22
3.4 ACELEROGRAMAS UTILIZADOS EN LA EVALUACIÓN DEL MODELO DEL TEMPLO PROTOTIPO	24
3.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO	25
3.5.1 <i>Acelerogramas modificados</i>	26
3.5.2 <i>Efectos del peso propio</i>	29
3.5.3 <i>Distribución de la masa adicional aplicada sobre el modelo a escala</i>	32

1. INTRODUCCIÓN



En este trabajo se presenta el análisis de la respuesta sísmica de un templo colonial prototipo así como la comparación de ésta contra la respuesta sísmica de un modelo a escala que representa el mismo prototipo, reducido ocho veces en dimensiones. En el análisis de los resultados obtenidos se hace énfasis en tres parámetros importantes para poder evaluar el comportamiento sísmico de este tipo de edificios; a saber, las aceleraciones y los desplazamientos de diversos puntos de la estructura y el estado de esfuerzos que presentan los elementos que conforman la estructura del templo cuando se somete a las acciones sísmicas mencionadas.

Para obtener los parámetros que dan forma a la presentación de los resultados se construyó un modelo matemático con ayuda de *software* especializado, basado en el Método del Elemento Finito. El modelo matemático se utilizó para representar el comportamiento de la estructura del templo en el intervalo elástico de los materiales y no considera los efectos de agrietamiento inicial que afecta a este tipo de edificios. El análisis se realizó tanto para un templo prototipo como para un modelo a escala 1:8 del mismo prototipo y posteriormente se compararon los resultados.

La presente tesis consta de cuatro capítulos que describen gradualmente el proceso de análisis de un templo colonial típico, además de una breve descripción de los estudios previos que se han realizado en el país respecto al comportamiento sísmico de las estructuras de edificios históricos. A continuación se presenta un esbozo del contenido de este documento:

En el Capítulo 1 se presentan los antecedentes que se tienen en el análisis del comportamiento sísmico de estructuras históricas. También se describen los objetivos y alcances de esta tesis así como una breve descripción de las herramientas de análisis utilizadas para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras históricas.

En el Capítulo 2 se definen las Leyes de Similitud a las que se trata de apegar el modelo a escala construido para evaluar el comportamiento sísmico del templo colonial prototipo que se eligió.

El Capítulo 3 se enfoca a la descripción de las características que dieron forma al templo colonial prototipo que se eligió para representar a los templos históricos de la República Mexicana. Asimismo se describen las características del modelo a escala que representa al prototipo, haciendo énfasis en los materiales utilizados y en las consideraciones hechas para que los resultados obtenidos con el modelo puedan tomarse como referencia para predecir el comportamiento del prototipo.

Finalmente, el objeto de estudio del capítulo 4 son los parámetros con los que se analiza el comportamiento sísmico tanto del modelo como del prototipo. Estos parámetros son las aceleraciones, los desplazamientos y los esfuerzos producidos por la aplicación de una señal sísmica a la estructura del templo.

Es preciso aclarar que los resultados mostrados en esta tesis requieren de una valoración mayor y el apoyo de estudios más profundos para poder ser la base de la validación de los modelos matemáticos hechos con *software* especializado como una herramienta veraz que represente el comportamiento sísmico de la estructura de un templo histórico. Estos estudios deberán tener fundamento en resultados reales como pueden ser aquellos obtenidos en un ensaye en mesa vibratoria.

1.1 ASPECTOS GENERALES DEL PROBLEMA

A través de los años, numerosos inmuebles históricos de la época colonial han sufrido diversos tipos de daños y éstos han sido de diferentes magnitudes. Como resultado de esto, se han requerido de múltiples labores para su rehabilitación estructural.

Cabe señalar que la vulnerabilidad de estas construcciones ante las acciones sísmicas radica en que su sistema estructural de conjunto fue concebido como “de gravedad”, el cual transmite las acciones externas como esfuerzos de compresión excéntricos a los elementos verticales, y los materiales son incapaces de resistir esfuerzos de tensión y de cortante significativos. El material del que están construidas estas obras es la mampostería simple unida con mortero de cal; las secciones de los elementos son de grandes espesores constituidas por piedras naturales con ladrillo. Así, la mampostería, por su consistencia heterogénea, tiene propiedades mecánicas con alto grado de dispersión.

Otro factor que interviene en la vulnerabilidad estructural de las edificaciones históricas es el intemperismo al que están expuestos los materiales y por lo cual degradan su estado físico. También el daño acumulado en los elementos estructurales se hace presente en estos edificios debido a las acciones recurrentes de los sismos que han perturbado su estabilidad.

Las magnitudes de los daños en estas estructuras van desde ligeros agrietamientos en la mampostería hasta colapsos parciales (colapso de cúpulas o torres). La intervención para mejorar el comportamiento estructural de monumentos históricos en México ha sido constante y se han aplicado técnicas de vanguardia que contemplan el uso de nuevos materiales así como materiales similares a los originalmente empleados en épocas antiguas.

1.1.1 Antecedentes

En el contexto de preservar los templos históricos nacionales, los trabajos realizados por el Instituto de Ingeniería (II) de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) han contribuido notablemente a comprender el comportamiento estructural de los monumentos históricos y las acciones que afectan su estabilidad y funcionalidad como los hundimientos del subsuelo, el intemperismo y los sismos. En el II de la UNAM se han realizado trabajos de investigación (tesis¹) en los que se describe el comportamiento de templos religiosos y se tratan de establecer los criterios adecuados para su análisis y posterior rehabilitación estructural.

Los análisis que se realizan como parte de estas investigaciones son basados en modelos matemáticos que tratan de reflejar el comportamiento real de las estructuras. Con estos modelos se ha estudiado el comportamiento dinámico de estas construcciones, el comportamiento local de las mismas, la distribución de esfuerzos y el agrietamiento que sufren las paredes, las bóvedas y los arcos; también se ha estudiado el comportamiento de estas estructuras cuando algunas partes de sus elementos presentan comportamiento inelástico debido al agrietamiento y a la poca capacidad a tensión y cortante que tiene la mampostería de la que están hechas.

El II de la UNAM cuenta con un laboratorio equipado para realizar ensayos de modelos a escala de estructuras reales o prototipos idealizados. En este laboratorio se cuenta con una mesa vibratoria cuadrada de 4.0m de lado; esta herramienta ha contribuido a la investigación del comportamiento sísmico de dichos modelos y prototipos. Actualmente se pretende llevar a cabo el ensayo de un modelo a escala 1:8 de un templo colonial prototipo del centro de México.

Este trabajo sirve de apoyo para el diseño e interpretación de los ensayos del modelo a escala del templo colonial típico. Aquí se presenta un análisis utilizando el Método del Elemento Finito (MEF) y con ayuda del *software* especializado SAP2000, sin embargo, se debe tener presente que existen limitaciones al aplicarse estos métodos de análisis a estructuras de mampostería por el comportamiento no lineal y la anisotropía de la misma.

1.2 OBJETIVOS

El principal objetivo de este trabajo es comparar el comportamiento sísmico de un templo colonial prototipo del centro de México que engloba las características principales de las estructuras de este tipo de edificios contra el comportamiento sísmico de su modelo a escala 1:8.

El segundo objetivo es validar los resultados obtenidos en el análisis del modelo matemático a escala para poder predecir el comportamiento de un templo real.

¹ Ver Referencias de este trabajo

1.3 ALCANCES

El análisis sísmico de los modelos matemáticos se limita al comportamiento elástico de los materiales y al de un modelo prototipo que engloba las características más notorias de algunas iglesias del centro de la República Mexicana. Cabe señalar que en estudios anteriores realizados en el II de la UNAM se ha analizado la respuesta sísmica de este tipo de templos utilizando las mismas herramientas que se emplearan en este trabajo. En uno de estos estudios se analizó por separado el comportamiento de macroelementos que conforman la estructura de un templo² y se comparó contra el comportamiento observado para el templo completo.

En esta tesis se evaluará la validez de el comportamiento sísmico del templo prototipo a través de un modelo a escala, con base en los requisitos que establecen las Leyes de Similitud Estructural, y tomando en cuenta las limitaciones naturales como la imposibilidad de crear materiales con propiedades inusuales.

Posteriormente se analizará la respuesta de la estructura del templo ante acciones sísmicas obtenidas de registros del sismo ocurrido en el municipio de Acapulco Gro. en el año de 1989. Este análisis toma en cuenta la influencia del componente vertical del sismo en la respuesta sísmica; respecto a este fenómeno en el II de la UNAM también se realizó un trabajo en el que se evalúa la influencia del componente vertical del sismo en la respuesta de la estructura³.

También se interpretarán los resultados más representativos del comportamiento sísmico tanto para el modelo matemático que representa el modelo a escala 1:8 como para el modelo matemático del prototipo y se comentarán las similitudes y discrepancias de los resultados de los dos modelos matemáticos.

2 Morales Miranda Hector. "ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO EN CRUZ LATINA", Tesis de Maestría, UNAM. 2004.

3 Castellanos Rosado Hugo. "EFECTO DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO", Tesis de Maestría, UNAM. 2004.



2. TEORÍA DE LA MODELACIÓN Y LEYES DE SIMILITUD ESTRUCTURAL

En este capítulo se explican las Leyes de Similitud que deben respetarse para que un modelo a escala represente correctamente el comportamiento dinámico de su prototipo y para que se establezcan los respectivos factores de escala que establecen la correspondencia entre las variables físicas del prototipo y el modelo que se analizan en esta tesis. A continuación se describe brevemente la teoría de la modelación y las Leyes de Similitud utilizadas en el estudio del templo histórico analizado.

2.1 MODELOS ESTRUCTURALES

Durante el estudio de sistemas estructurales el empleo de modelos físicos permite verificar los resultados de procedimientos analíticos usados durante el proceso del análisis estructural, en especial, en aquellas situaciones donde los ingenieros se enfrentan con demasiadas incertidumbres sobre el comportamiento de un sistema o componente en particular⁴. De esta manera los modelos físicos de un sistema estructural permiten tomar en consideración características del comportamiento que en un análisis matemático no son representados fielmente. Tal es el caso de las estructuras de mampostería entre las que se encuentran los templos históricos analizados en este documento. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la aplicación errónea de la teoría de la modelación, como puede ser el empleo de un material inadecuado en el modelo, puede llevar a resultados menos confiables que los obtenidos en un proceso de análisis matemático.

⁴ Arias Acosta Juan. "ENSAYOS EN MESA VIBRADORA DE UN MODELO A ESCALA 1:2 DE EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE TRES NIVELES", Tesis de Maestría, UNAM. 2005.

Desde el punto de vista de la Ingeniería Estructural un modelo estructural es la representación física de una estructura o parte de ella que ha sido especialmente diseñado y construido para estudiar su respuesta bajo el efecto de diversas acciones que se determinan con base en estudios previos. Según Harris y Sabnis (1999), los modelos estructurales se definen y clasifican según la función o aplicación que se intenta con ellos, esto es, qué es lo que se espera o se quiere investigar con el experimento. De esta forma, los modelos pueden ser estáticos o dinámicos según sea la forma en que se apliquen las cargas; elásticos o de resistencia última de acuerdo con el material utilizado y el nivel de carga alcanzado; directo o indirecto, si existe o no relación directa con los materiales y cargas del prototipo; y de similitud simple o completa según sea la relación esfuerzo-deformación entre modelo y prototipo (Arias 2005).

2.1.1 *Análisis Dimensional*

Según Tomazevic M. y Velechovsky⁵ (1992) la similitud entre el comportamiento del sistema estructural del modelo y el prototipo está dada por la relación entre un parámetro del modelo q_M y un parámetro que se refiere al prototipo q_P que se determina multiplicando el primero por un factor de escala S_q . Esto se define por la Ecuación 2-1.

$$q_P = q_M S_q$$

Ecuación 2-1

El análisis dimensional es utilizado para determinar el factor de escala de diferentes cantidades físicas como las dimensiones, las aceleraciones a las que se somete la base de la estructura y otros. Puede comprobarse que las relaciones entre los parámetros del modelo y los del prototipo dependen en gran medida de los materiales con los que se construya el modelo (Tomazevic y Velechovsky, 1992).

⁵ Para consultar más sobre el tema de modelos de similitud se puede consultar la siguiente referencia: Tomazevic M, Velechovsky T, "SOME ASPECTS OF TESTING SMALL-SCALE MASONRY BUILDING MODELS ON SIMPLE EARTHQUAKE SIMULATORS", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21 Institute for Testing and Research in Materials and Structures, (1992).

2.2 LEYES DE SIMILITUD

Las leyes de similitud son la base de la teoría de la modelación estructural, a través de éstas se definen los requerimientos necesarios para establecer una relación entre los parámetros del comportamiento estructural del modelo q_M con aquellos que lo hacen para el prototipo q_P .

Estas funciones obedecen al teorema de Pi de Buckingham que establece que cualquier ecuación dimensionalmente homogénea que involucre n cantidades físicas puede ser reducida a una ecuación equivalente con m cantidades que involucra una serie completa de productos adimensionales⁶.

Para la modelación de edificaciones de mampostería se han establecido una serie de relaciones dimensionales que deben cumplirse (Hernandez O *et al* 1981), estas relaciones se establecen en la Ecuación 2-2, Ecuación 2-3, Ecuación 2-4 y Ecuación 2-5; ésta última se establece para cumplir con la similitud bajo condiciones estáticas.

$$\frac{\sigma_m T_m^2 L_m}{M_m} = \frac{\sigma_P T_P^2 L_P}{M_P}$$

Ecuación 2-2

$$\frac{A_m T_m^2}{L_m} = \frac{A_P T_P^2}{M_P}$$

Ecuación 2-3

$$\frac{\rho_m L_m^3}{M_m} = \frac{\rho_P L_P^3}{M_P} = 1$$

Ecuación 2-4

$$\frac{\sigma_{vm} L_m}{\rho_m} = \frac{\sigma_{vP} L_P}{\rho_P}$$

Ecuación 2-5

Como lo establece la Ecuación 2-1 estas relaciones pueden ser expresadas de tal forma que se formule un factor de escala para cada uno de los parámetros presentados. Así, se puede llegar a las siguientes expresiones:

De Ecuación 2-2	De Ecuación 2-3	De Ecuación 2-4	De Ecuación 2-5
$S_T = \sqrt{\frac{S_M}{S_\sigma S_L}}$	$S_A = \frac{S_L}{S_T^2}$	$S_M = S_L^3 S_\rho$	$S_{\sigma V} = S_L S_\rho$
Ecuación 2-6	Ecuación 2-7	Ecuación 2-8	Ecuación 2-9

Donde:

A Aceleración

L Longitud

M Masa

T Tiempo

ρ Densidad de masa

γ Peso volumétrico $S_\gamma = S_\rho$

σ Esfuerzos dinámicos

σ_v Esfuerzos inducidos en condición estática

m Relativo al modelo

p Relativo al prototipo

S Factor de escala

$S = \frac{\text{Parámetro Prototipo}}{\text{Parámetro Modelo}}$

⁶ Langhaar H. L. (1951), "Dimensional analysis and theory of models", John Wiley, New York.

2.2.1 Alternativas para definir las características del modelo

Existen dos formas de cumplir de manera rigurosa con las Leyes de Similitud Estructural, éstas se describen a continuación como alternativas para cumplir tales condiciones.

2.2.1.1 Alternativa 1

Una primera alternativa se basa en pretender que los esfuerzos en el modelo tanto dinámicos como estáticos sean iguales a los que se presentarían en el prototipo. Para ello se plantean las siguientes ecuaciones:

$$\text{Fijando } S_{\sigma} = 1 \text{ y } S_{\gamma} = \frac{1}{S_L}$$

De Ecuación 2-8	De Ecuación 2-7	De Ecuación 2-6	De Ecuación 2-9
$S_M = S_L^2$	$S_A = \frac{S_L}{S_L} = 1$	$S_T = \sqrt{\frac{S_L^2}{S_L}} = \sqrt{S_L}$	$S_{\sigma v} = S_L \frac{1}{S_L} = 1$

Bajo estas condiciones se tiene que para que el modelo cumpla con los requisitos necesarios para establecer una relación directa entre el comportamiento dinámico del modelo y el del prototipo, el material para la construcción del modelo debe tener una densidad, peso volumétrico, superior en una vez el factor de escala de dimensiones y que los esfuerzos por cargas verticales sean los mismos.

Una forma indirecta de cumplir con los requisitos consiste en colocar masa externa para simular un peso propio de la estructura mayor. En el II de la UNAM se han realizado varios estudios al respecto pero estos casos particulares corresponden a estudios realizados sobre edificios modernos cuyo sistema estructural es de marcos rígidos con elementos de concreto o a base de muros rígidos de mampostería⁷ en los que la mayor parte de la masa está situada sobre las losas. En las estructuras en estudio la masa está distribuida sobre todos los elementos estructurales, y no es posible añadir masas sobre cada parte de la construcción.

⁷ Arias Juan. "ENSAYOS EN MESA VIBRADORA DE UN MODELO A ESCALA 1:2 DE EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE TRES NIVELES", Tesis de Maestría, UNAM. 2005.

2.2.1.2 Alternativa 2

En la segunda opción los pesos volumétricos son iguales lo que conduce a que los esfuerzos producidos por carga vertical sean menores en el modelo en una vez el factor de escala de dimensiones. En esta alternativa se formula lo siguiente:

Fijando $S_\sigma = S_L$ y $S_\gamma = 1$

De Ecuación 2-8	De Ecuación 2-7	De Ecuación 2-6	De Ecuación 2-9
$S_M = S_L^3$	$S_A = \frac{S_L}{S_L^{3/2}} = \sqrt{S_L}$	$S_T = \sqrt{\frac{S_L^3}{S_L^2}} = S_L^{3/4}$	$S_{\sigma V} = S_L = S_\sigma$

Esta alternativa parece factible, sin embargo, debido a que los esfuerzos por cargas verticales son menores en el modelo se requiere que la resistencia del material de éste sea menor para todos los modos de falla posibles, de lo contrario resultaría erróneo el comportamiento de material en el modelo. En general, el solo hecho de cambiar el material modifica el comportamiento, por este motivo esta opción no es viable en ningún caso.

Debido a estas limitaciones se procedió a estudiar una tercera opción en la que la resistencia del material y el peso volumétrico fueran iguales tanto para el modelo como para el prototipo.

2.2.1.3 Alternativa 3

Si no se modifican ni la densidad del material ni las resistencias se puede, aun así, reproducir exactamente el comportamiento y esfuerzos dinámicos en el modelo (Hernandez O *et al* 1981). Para poder establecer que el peso volumétrico de los materiales y los esfuerzos dinámicos sean los mismos tanto para el modelo como para el prototipo se plantea lo siguiente:

Fijando $S_\sigma = 1$ y $S_\gamma = 1$

De Ecuación 2-8	De Ecuación 2-7	De Ecuación 2-6	De Ecuación 2-9
$S_M = S_L^3$	$S_A = \frac{1}{S_L}$	$S_T = \sqrt{\frac{S_L^3}{S_L}} = S_L$	$S_{\sigma V} = S_L \neq S_\sigma$

Así, ésta alternativa sólo cumple con los requerimientos de similitud del comportamiento dinámico más no del estático ya que no se cumplen los requisitos por peso propio. Esto se puede solucionar aplicando esfuerzos externos que reproduzcan el valor deseado de los efectos gravitacionales, por ejemplo con tirantes postensados sobre los muros. En el capítulo 3 se trata el procedimiento que se utilizó para cubrir parcialmente la falta de esfuerzo debido al peso propio.

Se puede observar que el escalar las aceleraciones y el tiempo no resulta complejo, pero lo más notable es que no resulta nada sencillo elaborar materiales con las características que piden las dos primeras alternativas de análisis dimensional. Así, en vista de la imposibilidad práctica de apegarse de manera estricta a las leyes de similitud para poder representar de manera directa el comportamiento del prototipo a través del comportamiento del modelo el grupo de monumentos históricos del II de la UNAM decidió utilizar la alternativa 3 y un factor de escala $S_L=8$ por las dimensiones de la mesa vibratoria.

2.2.2 Limitaciones de la modelación seleccionada

Según Tomazevic y Velechovsky (1992) los principales requerimientos para modelar el comportamiento dinámico y el mecanismo de falla de una estructura de mampostería son:

- El requerimiento de similitud de la masa y rigidez en el modelo.
- La similitud del mecanismo de falla, el cual en el caso de estructuras de mampostería depende principalmente de la relación de esfuerzos en los muros y la resistencia a la compresión de la mampostería (Vázquez A, 2005).

En el modelo del templo del prototipo estudiado, los esfuerzos por cargas verticales en los muros deben tener el mismo valor que los esfuerzos en los muros del prototipo por cargas verticales. De acuerdo a la alternativa 3 se tiene que este requerimiento no se cumple, por tal motivo lo ideal es añadir un estado artificial de esfuerzos a los muros del modelo. Esto puede lograrse si se aumenta la masa del modelo en la proporción necesaria, sin embargo esto en ocasiones resulta muy complicado ya que la distribución de la masa debe ser lo más uniforme posible en todo el cuerpo de la estructura, ya que agregando masa de manera no uniforme se altera la similitud de respuesta dinámica y se pierde control sobre los factores de escala. Por tal motivo la modelación seleccionada está limitada al no cumplir los requerimientos de los esfuerzos por cargas verticales. Para aliviar un poco esta situación se agregará cierta masa al modelo aunque no se llegarán a cumplir adecuadamente como se explica en los capítulos posteriores de esta tesis.

Cabe señalar que otra posibilidad de cumplir con el requerimiento de esfuerzos debidos al peso propio es de colocar tensores de tal manera que compriman a los muros del templo, sin embargo, ésta posibilidad no resulta práctica al atender contra la integridad de la mampostería ya que existiría la posibilidad de que los sujetadores generaran grietas en la mampostería y por lo tanto la respuesta estructural fuera otra muy diferente a cuando el modelo está completamente sano

En el capítulo 4 se comprueba que el hecho de agregar masa adicional altera el valor de las frecuencias de los modos de vibrar en el modelo y por lo tanto, el factor de escala de frecuencias entre modelo y prototipo se modifica.

2.2.2.1 Masa adicional sobre el modelo a escala requerida para cumplir los requerimientos de las Leyes de Similitud

Según la alternativa elegida (alternativa 3) el factor de escala de la masa es el factor de dimensiones elevado a la tercera potencia; esto puede comprobarse fácilmente a partir de la segunda ley de Newton y utilizando los factores de escala de fuerza y aceleración como se muestra en la Ecuación 2-10.

$$S_M = \frac{S_F}{S_a} = \frac{S_L^2}{S_L^{-1}} = S_L^3 = 512$$

Ecuación 2-10

En los elementos estructurales del templo, como son muros, contrafuertes, bóveda, fachada y torres, la ley de similitud para la masa se satisface al escalar las tres dimensiones longitudinales y al utilizar en el modelo el mismo peso volumétrico de los materiales del prototipo. Sin embargo, como se vio en la alternativa 3, esto no basta para cumplir con los requerimientos adicionales de los esfuerzos por peso propio.

Se tiene que para cumplir con los requerimientos de esfuerzos por peso propio se debe cumplir que $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$, sin embargo, para el modelo físico del templo se

tiene que esta relación de esfuerzos resulta $\sigma_{vm} = \frac{\sigma_{vp}}{8}$. Para calcular la cantidad de masa que se necesita en un modelo a escala construido con los mismos materiales que el prototipo se puede hacer el siguiente análisis.

Por un lado se tiene que por simple geometría la masa del prototipo se reduce en una vez el factor de escala de longitud elevado al cubo, esto es:

$$M_m = \frac{M_p}{S_L^3}$$

Ecuación 2-11

Por otro lado, por análisis de esfuerzos se tiene que:

$$W_m = \sigma_{vm} A_m$$

$$W_p = \sigma_{vp} A_p$$

por geometría

$$A_p = S_L^2 A_m$$

entonces

$$\frac{W_m}{A_m} = \frac{W_p}{A_p} \Rightarrow W_p = W_m S_L^2$$

Y por segunda Ley de Newton

$$M_p g = M_m g S_L^2$$

y finalmente

$$M_m = \frac{M_p}{S_L^2}$$

Ecuación 2-12

Así pues, la cantidad que se tiene por geometría (Ecuación 2-11) es menor a la que se pide para cumplir con el requerimiento de esfuerzos (Ecuación 2-12), por lo tanto, la cantidad de masa que falta se puede calcular como sigue:

Estableciendo que $\frac{M_p}{S_L^3} + x = \frac{M_p}{S_L^2}$ donde x es la cantidad de masa que falta para cumplir con los requerimientos de esfuerzos debidos al peso propio entonces, $x = \frac{M_p}{S_L^2} - \frac{M_p}{S_L^3}$ por lo que para calcular la cantidad de masa que hace falta en un modelo a escala construido con los mismos materiales que el prototipo se puede emplear la expresión

$$x = M_p \left(\frac{S_L - 1}{S_L^3} \right)$$

Ecuación 2-13

Para cumplir con el requerimiento de los esfuerzos debidos a cargas verticales el grupo de monumentos históricos decidió agregar masa adicional al modelo con un valor similar a la masa de la cubierta tipo bóveda del mismo modelo. En esta tesis el modelo matemático utilizado para analizar el comportamiento del modelo a escala toma en cuenta este incremento de la masa como se explica más adelante en el capítulo 3 en donde también se explica la manera en como será colocado en las pruebas realizadas en mesa vibratoria. Así pues, puede decirse que el modelo a ensayar por el grupo de monumentos históricos y el modelo matemático aquí analizado cumplen con los requerimientos de la alternativa 3 que tiene la limitante de que la relación entre esfuerzos por cargas verticales del prototipo y del modelo no se cumple.

Ya que el modelo analizado es una miniaturización del prototipo utilizando los mismos materiales, la extrapolación de los parámetros del comportamiento sísmico del modelo para predecir los del prototipo es poco rigurosa al no cumplir cabalmente con las leyes de similitud.

2.2.2.2 Factores de escala requeridos para modelar las acciones sísmicas a través de registros de aceleración

Otro aspecto a considerar es el escalamiento de los registros de aceleración en el modelo. El procedimiento utilizado para escalar los registros a los que se someterá el modelo es explicado también en el capítulo 3. De acuerdo a las leyes de similitud el

factor de escala para la aceleración resulta ser $S_A = \frac{1}{S_L} = \frac{1}{8}$, es decir, las

aceleraciones en el registro evaluado en el prototipo son menores en una vez el factor de escala de dimensiones. Por otro lado, de acuerdo con el factor de escala para el tiempo $S_T = S_L = 8$, los registros de aceleración aplicados al modelo se reducen en duración respecto a los empleados en el prototipo en una vez el factor de escala de dimensiones.

3. ELECCIÓN DEL PROTOTIPO DE UN TEMPLO COLONIAL Y CARACTERÍSTICAS DEL MODELO ANALIZADO

Para un mejor entendimiento del comportamiento sísmico de un templo histórico típico, el grupo de monumentos históricos del Instituto de Ingeniería de la UNAM decidió llevar a cabo el estudio de tales construcciones a través de la evaluación de un modelo ensayado en mesa vibratoria. Para ello, se eligió un prototipo que engloba las características de los templos virreinales en México, a partir del cual se ha construido un modelo a escala con todas sus características pero con las limitantes que imponen las Leyes de Similitud como se observó en el capítulo 2.

En el presente capítulo se describen los aspectos que definen la geometría y las características de los materiales de los modelos matemáticos analizados tanto para el modelo a escala como para el prototipo. También se describe la manera en que se construyeron los modelos matemáticos con la ayuda de *software* especializado y se describe de manera breve el método de análisis empleado por el programa de computadora con el que se evaluó el comportamiento sísmico de la estructura. Asimismo, se describe la manera en que se añadió masa al modelo matemático para acercarse al cumplimiento de los requerimientos de las Leyes de Similitud y se utiliza una franja transversal de la nave central para definir la manera en que afecta la masa adicional a la respuesta dinámica.

Finalmente, se definen los acelerogramas que se utilizarán en el análisis dinámico de cada uno de los modelos matemáticos.

3.1 DESCRIPCIÓN DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO DEL CENTRO DE MÉXICO

Los templos virreinales construidos en el centro y sur de México están formados básicamente por una “nave” principal, rectangular vista en planta, y pueden tener una o dos torres en la fachada principal. El sistema de cubierta es abovedado con cúpulas que generalmente se desplantan sobre un tambor.

En el sentido longitudinal la nave se divide en crujías o tramos limitados por arcos, columnas y pilastras de mampostería. Los elementos de soporte en el edificio son los arcos torales, columnas, muros y contrafuertes. Los campanarios están compuestos por un basamento de muros de piedra y una torre de uno, dos o tres niveles constituida por pilastras y coronada por una pequeña bóveda de mampostería que sirve de base para el desplante de una cruz de madera, piedra o metal.

3.2 ELECCIÓN DEL PROTOTIPO ANALIZADO

En este estudio se trata de representar un templo cuya nave central tiene forma rectangular en planta y con un sistema de bóveda actuando como cubierta, asimismo cuenta con dos torres que conectan a la fachada con los muros laterales en la parte frontal. Los contrafuertes se separan de tal forma que la nave principal se divide en cinco crujías, sin embargo por las dimensiones de la mesa el modelo obligó a que el prototipo analizado en esta tesis solo cuente con cuatro crujías. En la parte posterior los muros laterales y la bóveda rematan en un ábside cuya cubierta es de forma esférica; el prototipo elegido originalmente cuenta con una cúpula que para efectos prácticos se reemplazó por una semicúpula que forma parte de la bóveda (Chávez M. 2005).

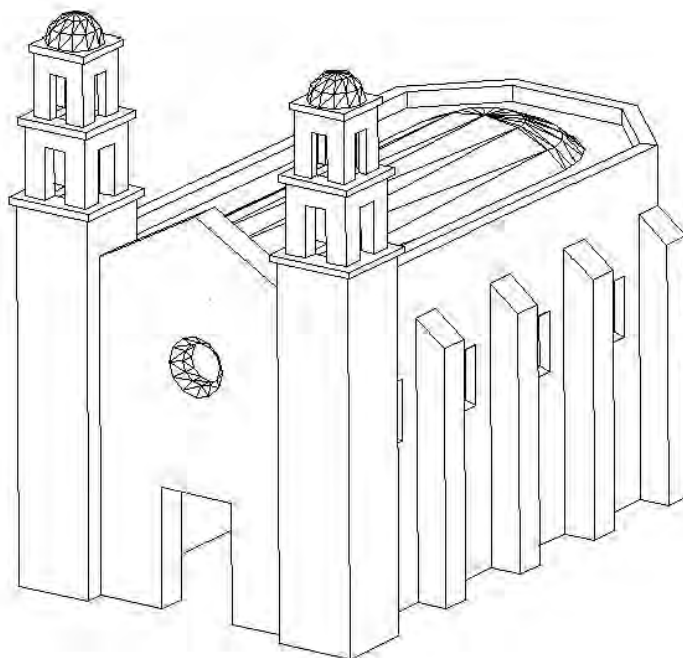


Figura 3-1. Estructura del Templo Colonial Prototipo de cuatro crujías empleado en el análisis presentado en esta tesis y con un remate de la bóveda en forma de semicúpula.

El prototipo consta de una nave central que conforma la mayor parte del cuerpo principal, una fachada principal, dos muros laterales y uno posterior, contrafuertes a lo largo de los muros laterales, un ábside y dos torres frontales como se muestra en la Figura 3-1. La nave principal consta de una cubierta semicircular tipo bóveda que se desarrolla a lo largo del templo y que desplanta de los muros laterales. En la fachada principal se ubica la entrada al templo y en la que se presenta una roseta que rompe la continuidad del muro; ésta fachada remata en un frontón de forma triangular. En cada costado del templo se ubican cuatro contrafuertes que son utilizados para estabilizar la estructura del templo ante la presencia de acciones sísmicas. Finalmente, en la parte frontal, se ubican dos torres cuya sección transversal disminuye conforme aumenta la altura hasta rematar en una pequeña cúpula que forma parte del campanario.

3.2.1 Dimensiones del prototipo

Las dimensiones de la nave central son de 29.44m de largo por 14.80m de ancho en planta. La fachada tiene 10.8 m de ancho en su base; ésta es de forma rectangular hasta llegar a los 16.69m de altura; de allí arranca el frontón de forma triangular que tiene una altura de 3.00m por lo que la altura total de la fachada resulta ser de 19.69m. Las torres son de sección cuadrada, la base desplanta con una sección de 4m de lado hasta llegar a una altura de 18.97m en donde la sección se reduce a 3.44m de lado. A la altura de 18.96m se abre un ventanal en cada uno de los lados de las torres cuyas dimensiones son de 1.12m de ancho por 2.64m de alto. A la altura de 22.87m, la sección de las torres vuelve a reducir sus dimensiones a 2.80m de lado, a ésta misma altura se abre un ventanal de 88cm de ancho por 2.24m de alto en cada uno de los lados de las torres, finalmente a la altura de 26.43m la sección de forma cuadrada cambia y se convierte en una pequeña cúpula de 1.60m de altura y 2.80m de diámetro. Los muros laterales tienen una altura de 17.00m y se extienden en todo el perímetro de la nave central. A la altura de 12.40m los muros reducen su espesor para apoyar el arranque de la cubierta tipo bóveda que describe un arco con 11.59m de claro entre sus apoyos. En la parte posterior del templo se forma una especie de ábside en donde la cubierta toma una forma esférica (ver Figura 3-2).

Los muros laterales tienen un espesor de 1.60m en la base hasta una altura de 12.40m en donde se reduce a 80cm de espesor debido a que a esta altura arranca la bóveda cuyo espesor es de 80cm en toda su longitud hasta la parte posterior donde remata en un semicúpula. Los muros laterales están restringidos a los lados por una serie de contrafuertes que tienen una altura total de 14.00m y son de sección cuadrada con 1.60m de lado. Las torres son de espesor variable en el recorrido de su altura, la parte baja de la torre, desde su desplante hasta 18.97m de altura, tiene 1.04m de espesor, después se reduce a 72cm y finalmente a la altura de 22.87m el espesor de la torre es de 64cm. La pequeña cúpula que remata las torres tiene un espesor de 32cm.

El modelo empleado para simular el comportamiento y la respuesta de los templos históricos arriba mencionados sigue la geometría del templo prototipo. La escala empleada es de 1:8, esto debido a las dimensiones a las que restringe la mesa vibratoria que es cuadrada de 4.0m de lado. Las dimensiones del modelo se observan en la Figura 3-3.

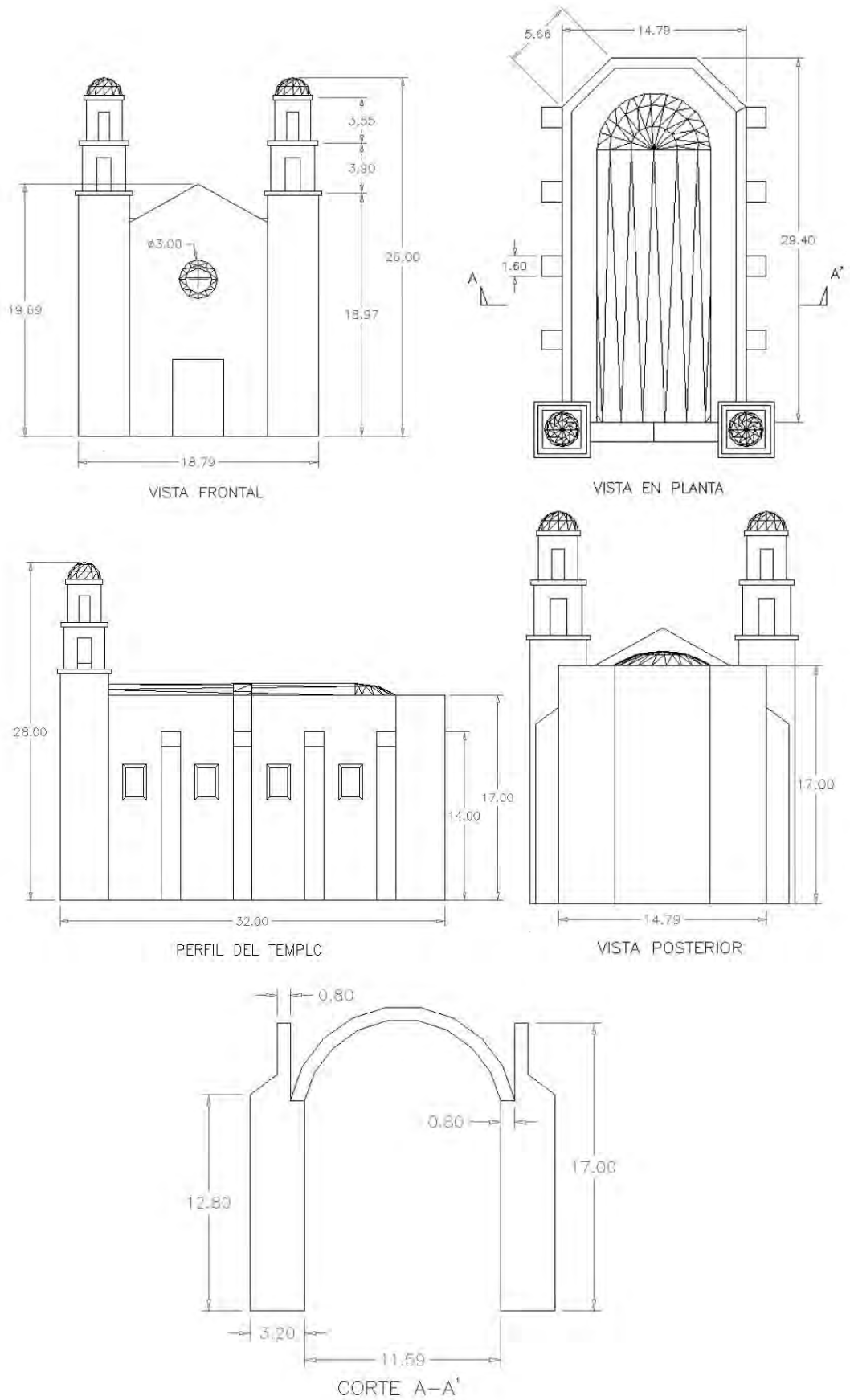


Figura 3-2. Dimensiones en metros del Templo Prototipo.

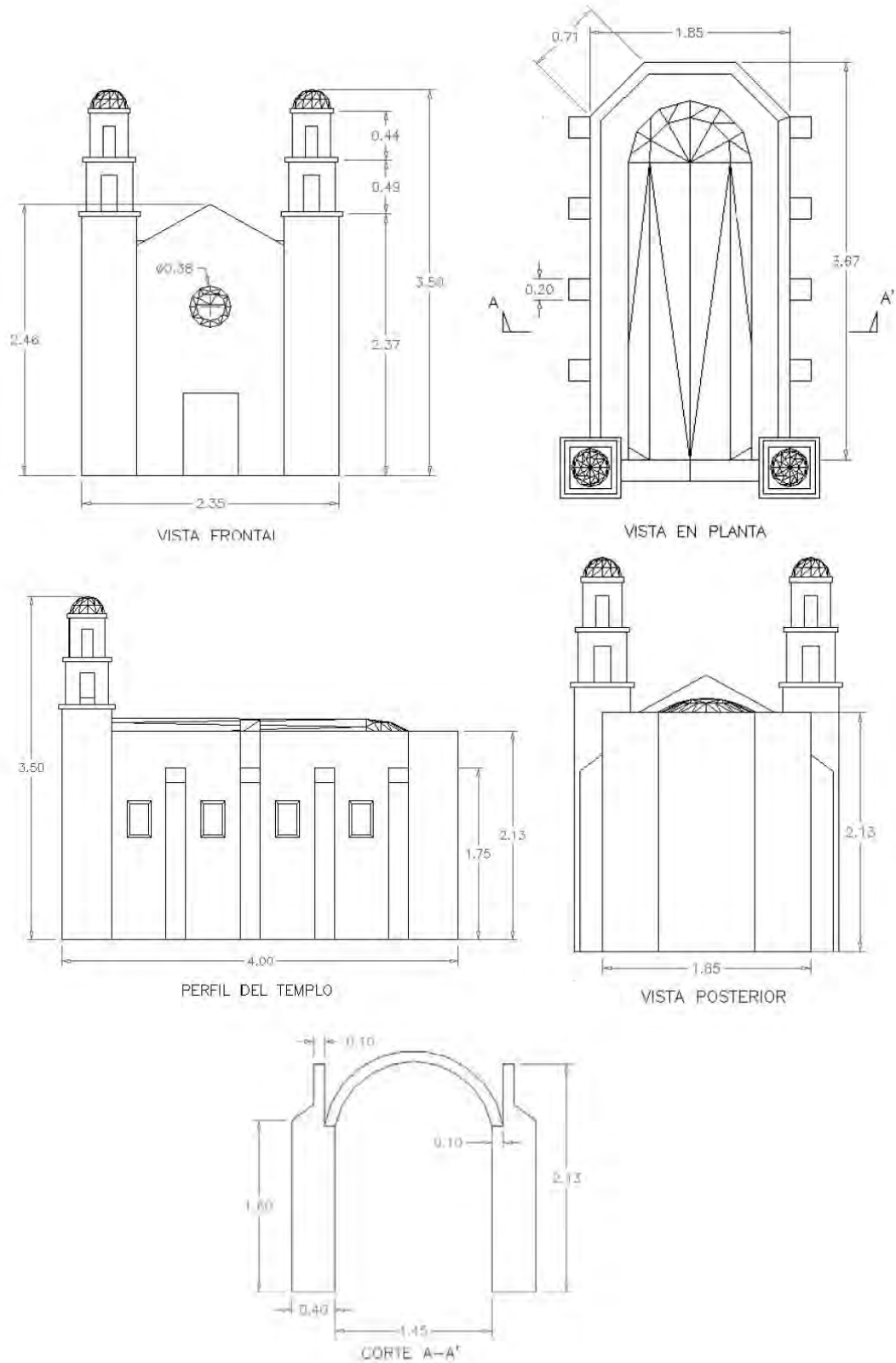


Figura 3-3. Dimensiones en metros del Modelo.

3.3 MÉTODO DE ANÁLISIS

El comportamiento sísmico de la estructura del templo tanto para el prototipo como para su modelo se analizó por medio de un modelo matemático utilizando el Método de Elementos Finitos (MEF) y *software* especializado en análisis y diseño estructural SAP2000. En los modelos matemáticos se evaluaron esfuerzos, desplazamientos y aceleraciones con los que se obtienen parámetros representativos del comportamiento de la estructura del templo como se verá en el capítulo 4.

3.3.1 Propiedades de los materiales utilizados en los modelos matemáticos

Los materiales empleados en la construcción del modelo físico tienen las mismas propiedades físicas que las de los materiales del prototipo. Cabe resaltar, que las dimensiones de cada uno de los elementos del prototipo fueron prácticamente escalados para la construcción del modelo físico. Así, se tiene que los ladrillos y la piedra se modificaron en tamaño para cumplir con los requerimientos de similitud geométrica.

Los materiales empleados en la construcción del modelo físico son ladrillo y piedra de cantera gris. Ambos materiales se unieron mediante mortero a base de cal. La mampostería de ladrillo es regular mientras que la mampostería de piedra es irregular. La bóveda se construyó de mampostería de ladrillo y el resto con mampostería de piedra como se ve en la Figura 3-4.

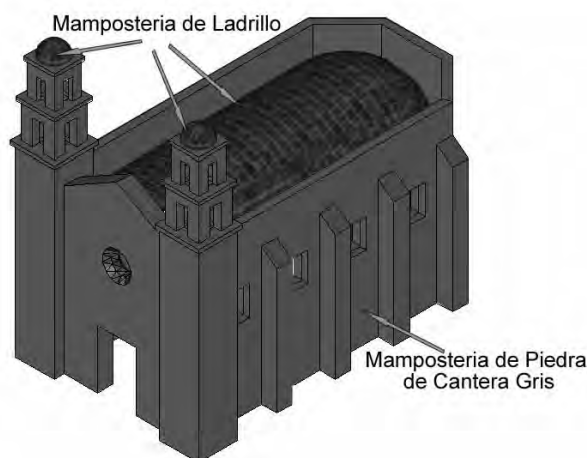


Figura 3-4. Materiales empleados en la construcción del Modelo del Templo Prototipo.

En la Tabla 3-1 se muestran las propiedades, obtenidas de pruebas de laboratorio, para cada material que se empleó para el análisis estructural de esta tesis.

Propiedad	Mampostería de Ladrillo	Mampostería de Piedra	Mortero
E [kg/cm ²]	5,000	4,000	1,518
ν	0.3	0.3	-
$\sigma_{adm\ comp}$ [kg/cm ²]	40	16.6	14
$\sigma_{adm\ ten}$ [kg/cm ²]	5	5	0.4
γ [kg/m ³]	1,520	1,765	-

Tabla 3-1. Propiedades Mecánicas obtenidas en laboratorio después del ensaye de 5 especímenes de mampostería de ladrillo y 5 especímenes de mampostería de piedra. Fuente: Chávez M. (2005).

3.3.2 El modelo de elementos finitos

El Modelo matemático que representa al templo es un modelo de elementos finitos que se construyó con elementos sólidos. Cabe señalar que existe la posibilidad de representar la estructura con elementos finitos tipo *cascajón*, sin embargo, el comportamiento de este tipo de elementos no tiene la suficiente información para representar el comportamiento de las estructuras de templos históricos.

La diferencia entre modelar la estructura del templo con elementos sólidos y modelar con elementos *cascajón* radica principalmente en que un elemento *cascajón* presenta esfuerzos solo en dos caras, mientras que un sólido lo hace en seis. Así, los esfuerzos que pueden ser representados en un sólido no pueden observarse en un elemento *cascajón*. Mientras que en el sólido los esfuerzos que se manejan son seis (S11, S22, S33, S12, S13, S23), en un elemento *cascajón* los esfuerzos son cinco (S11, S22, S12, S13, S23), esto por supuesto debido a la naturaleza de estos elementos (ver Figura 3-5 y Figura 3-7).

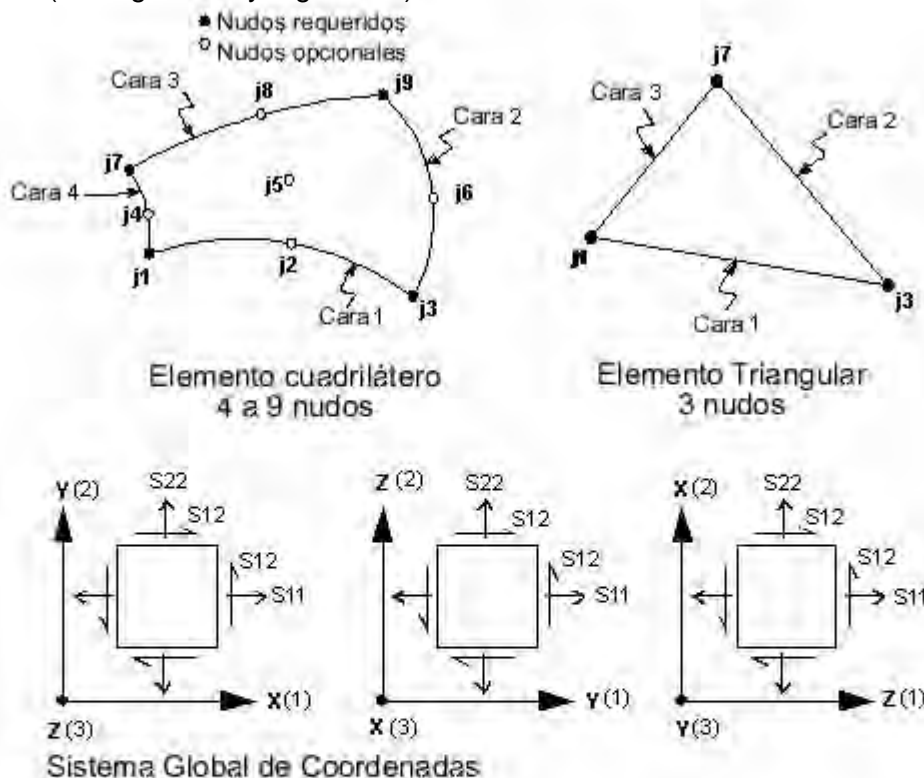


Figura 3-5. Elementos Sólidos con los que se forma el Modelo de Elemento Finito del Templo Prototipo Analizado en el rango de comportamiento no-lineal y esfuerzos que actúan sobre sus caras.

3.3.2.1 Modelo de elementos sólidos

El modelo de elementos finitos formado por pequeños cuerpos sólidos que en conjunto forman un dominio cuyo comportamiento está gobernado por ecuaciones y condiciones de frontera. Así, el modelo del templo estudiado está gobernado por la Ecuación 3-1.

$$[K]\{u\} = \{F\}$$

Ecuación 3-1

Siendo la matriz de rigidez $[K]$ una propiedad del material con el que está construido el templo. El vector de desplazamientos $\{u\}$ representa el comportamiento del sistema y el vector de fuerzas $\{F\}$ es la serie de perturbaciones que sufre la estructura del templo.

Sin embargo, el resolver esta ecuación para una estructura tan compleja como lo es la de los monumentos históricos es demasiado complicado, por tal motivo se divide en un número finito de elementos para los cuales esta ecuación es fácil de resolver y cuando se acoplan las soluciones se obtiene la de la estructura como un solo cuerpo (ver Figura 3-6).

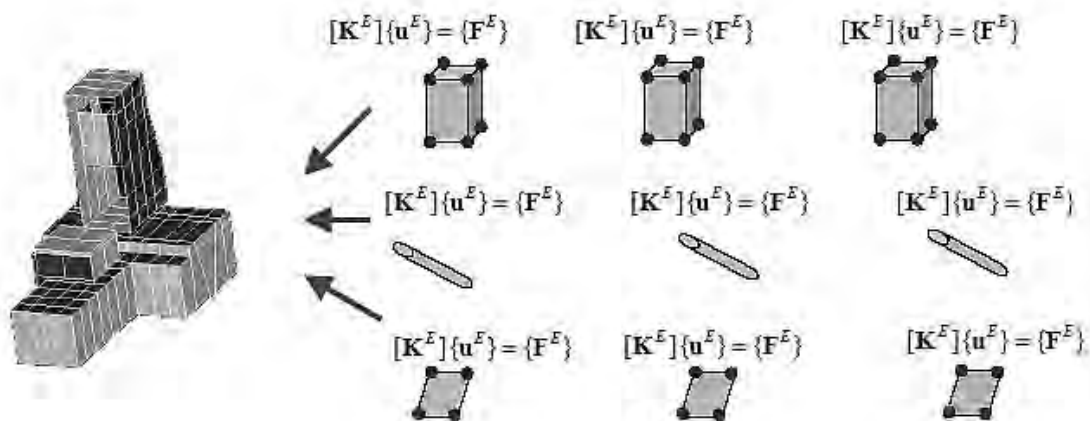


Figura 3-6. Ecuaciones que gobiernan el comportamiento de un modelo de elemento finito. Fuente: Engineering Design and Rapid Prototyping, Massachusetts Institute Technology MIT. 2004.

La geometría de los elementos sólidos describe un prisma de seis caras y ocho nodos mediante los cuáles se conectan entre sí para transmitir los esfuerzos que en ellos se generan. En el modelo cada sólido debe tener una conexión exacta con el sólido adyacente, por lo que en ocasiones resulta muy complicado permanecer con la forma tradicional de un elemento sólido y en consecuencia se generan sólidos de solo cinco caras y seis nudos los cuáles no son deseables debido a que se complica el algoritmo empleado por el MEF. También es muy común que se presenten sólidos de geometría bastante irregular en las conexiones de los macroelementos que forman el templo por la complejidad que implica el conectar cada uno de los elementos sólidos (ver Figura 3-7).

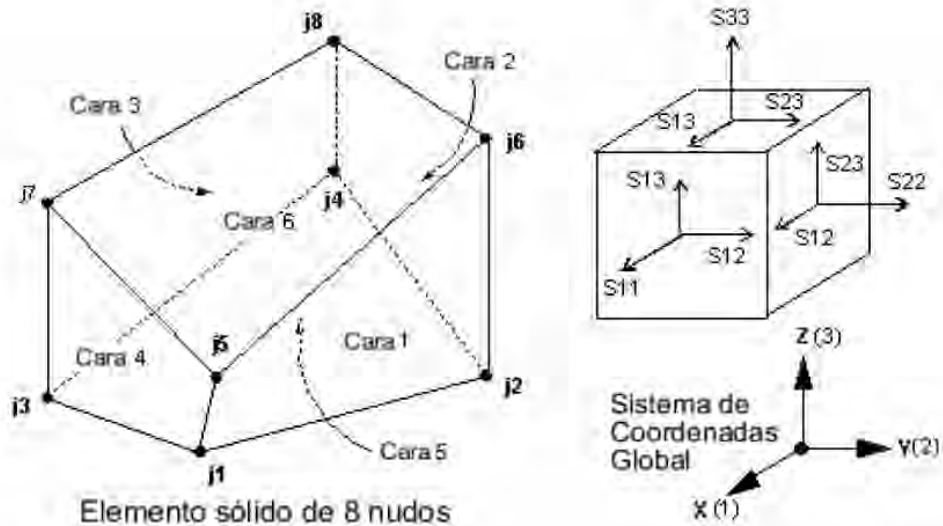


Figura 3-7. Elementos Sólidos con los que se forma el Modelo de Elemento Finito del Templo Prototipo Analizado en el rango de comportamiento lineal y esfuerzos que actúan sobre sus caras.

El modelo matemático construido a base de elementos sólidos fue empleado para representar el comportamiento elástico del templo prototipo ante acciones sísmicas que perturban su condición de estabilidad. Éste modelo cuenta con 23,049 sólidos unidos mediante 30,807 nudos (ver Figura 3-8). Los nudos de la base fueron restringidos en todas direcciones generando 6 grados de libertad por nudo lo que resulta en un total de 184,842 grados de libertad.

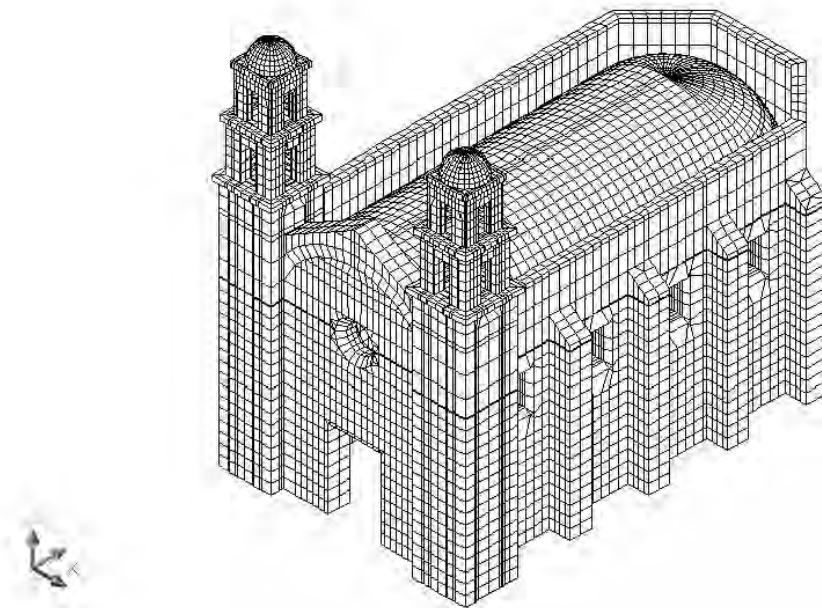


Figura 3-8. Modelo de Elementos Finitos formado por 23,049 cuerpos sólidos.

3.4 ACELEROGRAMAS UTILIZADOS EN LA EVALUACIÓN DEL MODELO DEL TEMPLO PROTOTIPO

Las acciones sísmicas que se utilizaron en el análisis de los modelos se eligieron de los registros del sismo ocurrido en las costas de Acapulco Gro, el 25 de abril de 1989, estos registros se obtuvieron en la estación “La Unión” en Cierra de Piedra, Guerrero; en un suelo rocoso a 30.92km. Este sismo fue elegido debido a que se observó que los componentes Norte-Sur (NS) y Vertical (V) tienen valores máximos de aceleración muy parecidos (ver Figura 3-9). Se buscó que el componente vertical tuviera un efecto importante sobre la respuesta del templo prototipo debido a que se presume que cuando dicho componente tiene valores de aceleración significativos afecta el comportamiento de la cubierta tipo bóveda, generando en ésta agrietamientos por cierre o apertura de sus apoyos (los apoyos son los muros laterales). Los datos del registro original son los siguientes:

Aceleración máxima [m/s^2]:	-0.97486 en el componente NS 0.91991 en el componente V
Fecha del Sismo:	25 de abril de 1989
Hora Epicentro [GMT]:	14:29:00.4
Magnitud [Ms]:	6.9
Coordenadas del Epicentro:	16.603 Lat N, 99.400 Long W
Profundidad Focal [Km]:	19

Fuente: Castellanos H. (2004)

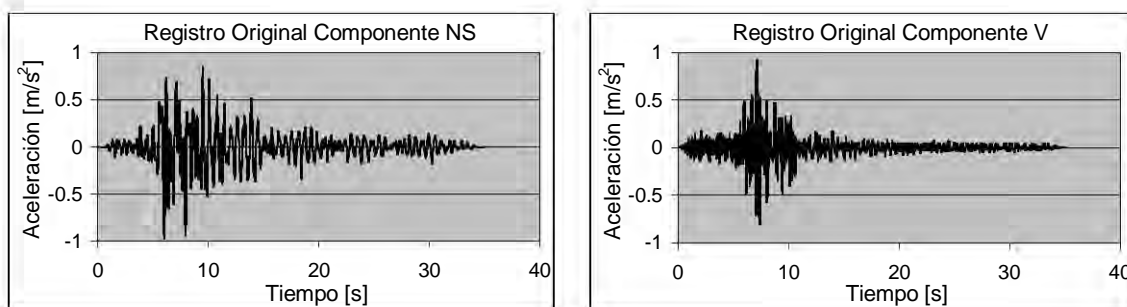


Figura 3-9. Acelerogramas registrados durante el sismo ocurrido en las costas de Acapulco de 1989

Para un primer análisis del modelo matemático del prototipo se utilizaron los acelerogramas originales sin modificación alguna. El análisis de dicho modelo matemático también se hizo para un acelerograma modificado; esto debido a que el modelo físico será ensayado con acelerogramas obtenidos al modificar el registro original del sismo de Acapulco; por consiguiente, para cumplir con las leyes de similitud; el acelerograma modificado, para que sea aplicado al prototipo, se debe escalar de manera inversa, es decir, las aceleraciones para el prototipo deben ser más pequeñas que las del modelo en una vez el factor de escala de dimensiones y la duración debe ser mayor en una vez dicho factor de escala.

En un primer análisis del modelo matemático del modelo físico, el registro original fue modificado de acuerdo con la escala de dimensiones y apegándose a los requerimientos por similitud; una vez escalado el acelerograma se modificó en varias ocasiones para buscar un efecto significativo en la estructura del modelo físico del templo, las modificaciones se hicieron para obtener los desplazamientos más grandes posibles. Se recortó el acelerograma utilizando un número y secuencia de ciclos del acelerograma de manera que su gráfica tuviera la misma forma que el registro original del sismo de Acapulco de 1989. Se buscó que el espectro de respuesta no se modificara significativamente y siguiera más o menos la forma que se observa en la Figura 3-11.

En un primer análisis los valores de aceleración fueron escalados por un factor de 8, y la escala del tiempo se dividió entre 8 con lo que se cumple estrictamente con los requerimientos de similitud.

Para estimar de alguna forma si los acelerogramas modificados causarían daños significativos en el modelo físico del templo, se verificó que el período fundamental del templo se ubicara cerca del valor máximo del espectro de respuesta para cada componente. Así, se prosiguió a realizar un pre-análisis para conocer los modos de vibrar que tuvieran la mayor influencia en el comportamiento del templo. Para ello se empleó un análisis modal con el método de eigenvalores tomando un máximo de 100 modos de vibrar con lo que se obtuvo un porcentaje cercano al 99% de la masa en el comportamiento del la estructura como se describe a continuación.

3.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO

Con la finalidad de que el modelo físico del templo ensayado en mesa vibratoria tenga un daño significativo en su estructura, se buscó que los acelerogramas fueran tales que los valores máximos de su espectro se acercaran a los períodos que más influyen en la respuesta del templo. Por consiguiente, se realizó un análisis modal previo al análisis dinámico del templo para verificar que esto sucediera y así poder obtener desplazamientos mayores y con ello una respuesta más notoria de la estructura del modelo físico. Cabe señalar que para este análisis previo se utilizó el modelo matemático en el que se consideran las masas adicionales del relleno y la sobrecarga que se colocarán sobre la bóveda del modelo físico que será ensayado en mesa vibratoria.

Con el análisis modal se obtuvieron los modos más influyentes en la respuesta de acuerdo a sus factores de participación y al porcentaje de masa que mueve cada uno de estos. En la Tabla 3-2 se aprecian los modos que más influyen sobre cada movimiento (horizontal o vertical); así, tenemos que los modos de vibrar 1, 5 y 8 son los que más influencia tienen sobre los desplazamientos horizontales del templo, mientras que los modos 6, 14 y 37 son los que más influyen en el desplazamiento vertical.

Modos que influyen notablemente en el desplazamiento horizontal (U1)			Modos que influyen notablemente en el desplazamiento vertical (U3)		
MODO	T [s]	F.P.	MODO	T [s]	F.P.
1	0.132	0.37	6	0.085	0.144
5	0.102	0.3	14	0.038	0.048
8	0.056	0.05	37	0.023	0.076

Tabla 3-2. Modos de Vibrar de la estructura del modelo físico según el modelo matemático y sus factores de participación según el movimiento que más influyen.

Con la información obtenida del análisis modal se procedió a buscar los acelerogramas que más convienen a la prueba. Los valores máximos de aceleración del sismo escalado 8 veces resultaron de 7.80m/s^2 en el componente NS y de 7.36m/s^2 en el componente V (ver Figura 3-10). Sin embargo se observó que la respuesta sería muy pequeña, los espectros evidenciaron que los modos de vibrar que afectan el movimiento horizontal de la estructura y la apertura y cierre de los apoyos de la bóveda se encuentran lejos del pico de cada espectro (ver Figura 3-11); lo anterior obligó a que se buscara un sismo cuyos espectros dieran valores de mayor magnitud en el eje de las ordenadas.

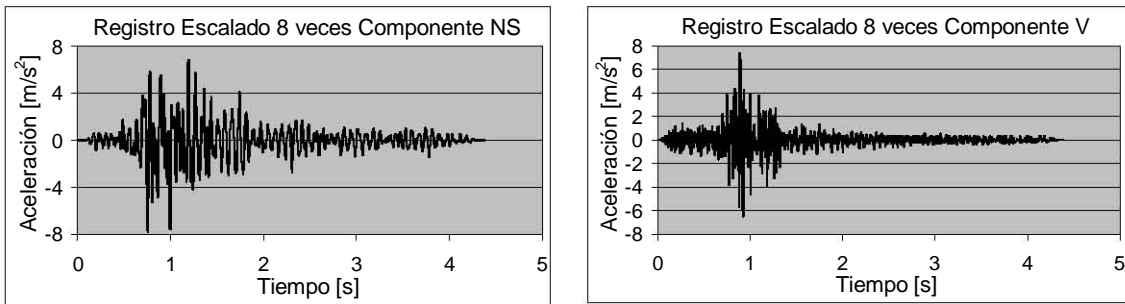


Figura 3-10. Acelerogramas modificados. Nótense que el eje de las ordenadas se multiplica por un factor de 8 y el eje de las abscisas se dividió por el mismo factor.

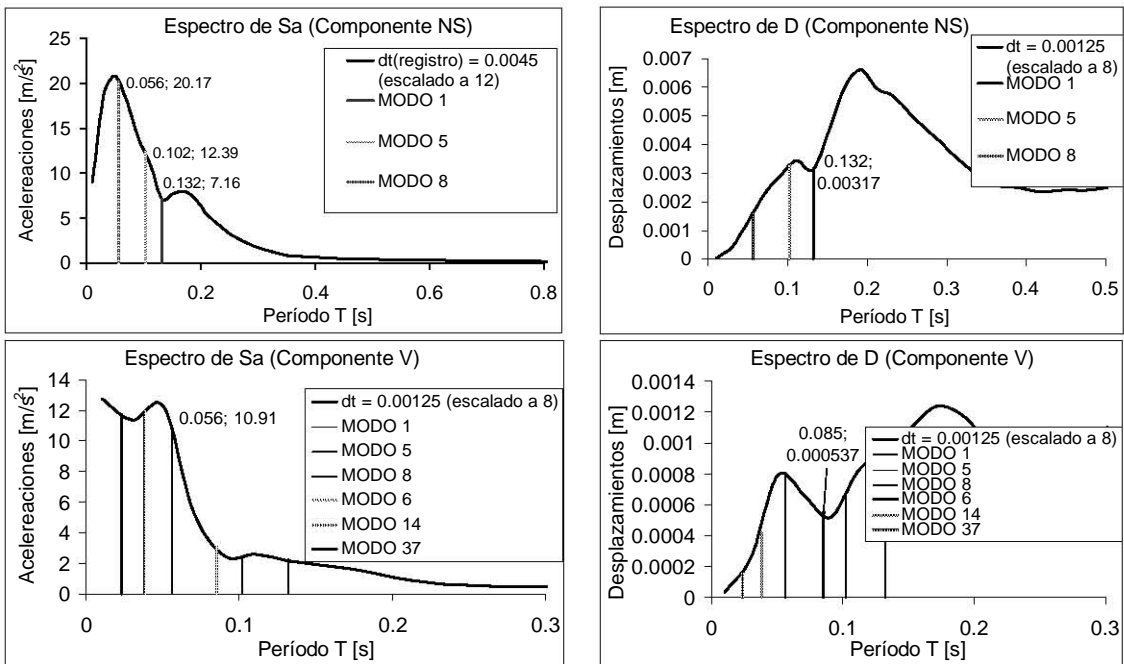


Figura 3-11. Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados por un factor de 8. Nótense que los valores de desplazamiento resultan muy pequeños.

3.5.1 Acelerogramas modificados

Para lograr tener acelerogramas que pudieran generar mayores daños al modelo del templo se decidió incrementar la escala de aceleraciones y la escala del tiempo. Así, se obtuvieron espectros de respuesta cuyos picos se acercan más a los valores de los períodos fundamentales de la estructura. Sin embargo, el ubicar el pico del espectro cercano a los períodos fundamentales de la estructura y el hecho de manipular sin distinción el valor del incremento del tiempo trajo como consecuencia

que las duraciones de los acelerogramas para el componente N-S y para el componente V fueran diferentes. Así pues, los incrementos en la escala del tiempo tuvieron valores diferentes para cada componente, el incremento en el componente NS quedó de 0.0045s, mientras que en el componente V el valor del incremento fue de 0.0085s. Por lo tanto, la duración del sismo en el componente NS quedó de 15.75s, pero el del componente vertical quedó de 29.75s (ver Figura 3-12). Para hacer coincidir la duración de ambos componentes fue necesario recortar el acelerograma del componente V (ver Figura 3-13). Al recortar la duración del acelerograma del componente V se verificó que el espectro así obtenido fuera esencialmente el mismo que antes de recortar el acelerograma. La parte que se suprimió del acelerograma fue en las partes de menor amplitud (ver Figura 3-14).

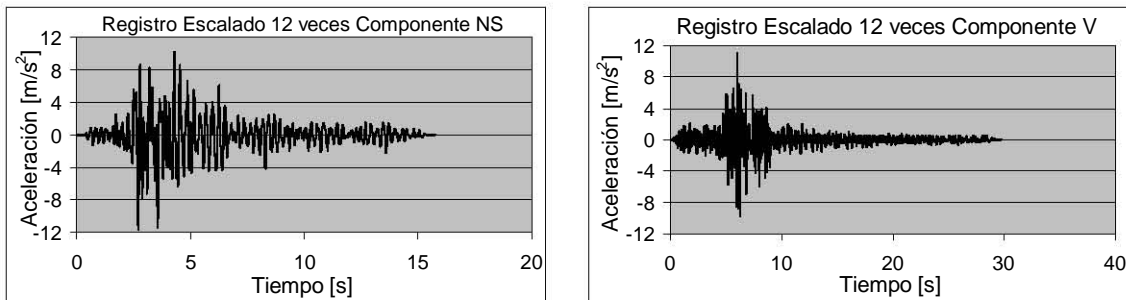


Figura 3-12. Acelerogramas modificados. Nótese que el eje de las ordenadas se multiplica por un factor de 12 y que la duración del componente vertical es mayor.

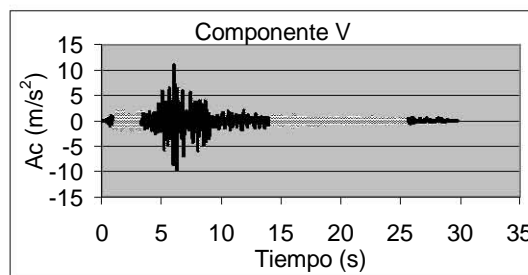


Figura 3-13. Acelerograma recortado del componente V. Nótese que la parte de tono más tenue fue suprimida para lograr que la duración de éste componente fuera la misma que la del componente NS.

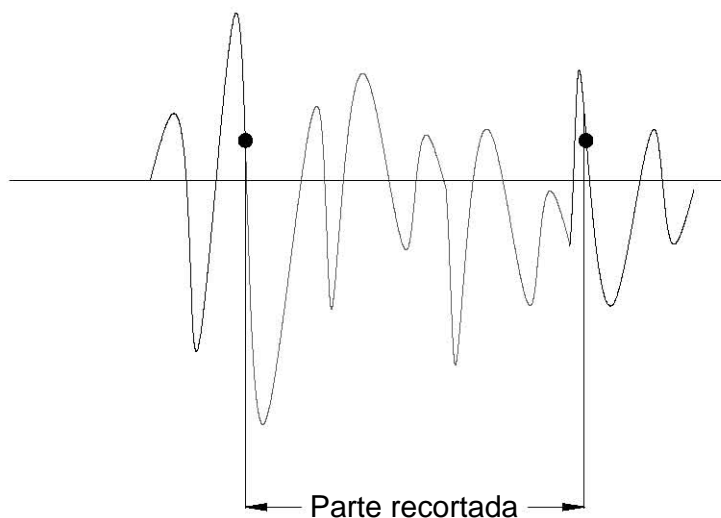


Figura 3-14. El acelerograma modificado del componente vertical se recortó para poder tener la misma duración que el componente N-S, los puntos negros especifican como se recortó el acelerograma.

En cuanto al valor de las aceleraciones, para poder obtener mayores daños a la estructura, se utilizó un factor de escala de 12 con lo que los valores máximos de aceleración se incrementaron a 11.70m/s^2 en el componente horizontal y de 11.04m/s^2 en el componente vertical (ver Figura 3-15). También se manipulo la escala del tiempo para buscar que los valores máximos en los espectros de respuesta quedaran próximos a los períodos fundamentales de la estructura.

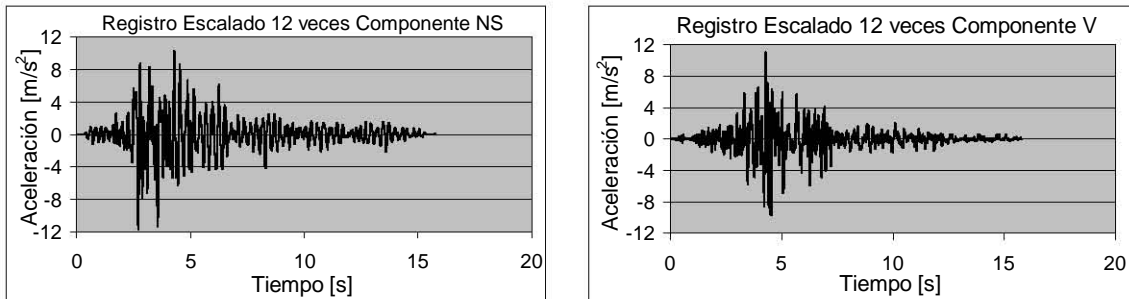


Figura 3-15. Acelerogramas aplicados al modelo. Ambos componentes fueron escaladas en sus valores del eje de las ordenadas por un factor de 12 y se manipuló la escala del tiempo.

Después de lograr que el componente V tuviera la misma duración que la NS se hizo una interpolación lineal entre sus puntos para lograr que los incrementos de tiempo fueran los mismos; para que esto fuera válido se checó que el espectro del componente V fuera el mismo antes y después de recortar el registro y de interpolar sus puntos; así, se tiene que la duración del nuevo sismo aplicado al modelo físico tendrá una duración de 15.75s con un incremento de 0.0045s, mismos que el componente N-S.

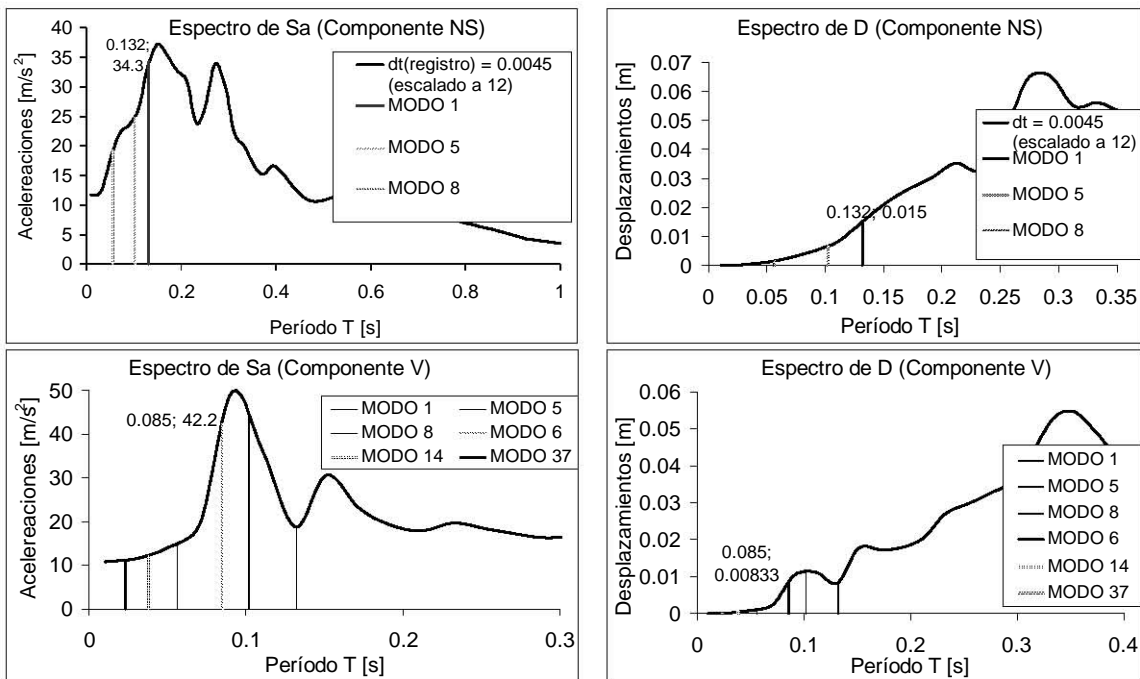


Figura 3-16. Espectros de respuesta de los acelerogramas escalados por un factor de 12. Nótese que los valores de desplazamiento resultan mayores que los de los acelerogramas escalados por un factor de 8.

Así, se puede observar que los valores de desplazamiento resultan mayores con los acelerogramas modificados al ubicar el valor de los períodos fundamentales de la estructura sobre los espectros de respuesta. Finalmente, se puede observar que los períodos fundamentales de la estructura quedan antes del pico de los espectros por lo

que se espera que el sismo afecte significativamente a la estructura una vez que ésta entre en el rango de comportamiento no-lineal (ver Figura 3-16). El comportamiento no-lineal de la estructura no es objeto de esta tesis, sin embargo, en la prueba de mesa vibratoria este fenómeno se observará y analizará con detenimiento.

3.5.2 Efectos del peso propio

Como se mencionó en párrafos anteriores de este capítulo, el efecto del peso propio en los esfuerzos de los elementos estructurales de un templo colonial tiene mucha importancia, ya que las cargas aplicadas se transmiten a través de esfuerzos de compresión y las estructuras de estos templos son llamadas sistemas de gravedad. Esto implica que al evaluar los efectos de una acción sísmica no se puede despreciar la contribución del peso propio.

Debido a las limitaciones del programa utilizado en el análisis del templo se tiene que los esfuerzos ocasionados por la fuerza de gravedad se calculan por medio de un análisis estático mientras que los esfuerzos ocasionados por un movimiento sísmico se calculan por medio de un análisis dinámico paso a paso. Esto lleva a que los esfuerzos por peso propio no puedan combinarse en el análisis hecho con el programa de computadora para poder sobreponerlos en un análisis paso a paso.

Lo anterior obligó a que el efecto del peso propio se calculara de manera dinámica. Esto se hizo al generar un acelerograma con una aceleración inicial de 0m/s^2 y una pendiente tal que en un determinado instante los valores fueran constantes con valor de $10\text{m/s}^2 \approx 9.81\text{m/s}^2$ que representa el efecto de la fuerza gravitacional. La razón de la pendiente inicial de la gráfica fue la de evitar que el peso propio se dé como un impacto al arrancar el análisis con una aceleración de 9.81m/s^2 .

Con esto, se tiene que los acelerogramas que representan el sismo se tuvieron que acoplar con el acelerograma que representa el efecto de la gravedad para poder obtener el efecto del peso propio en un análisis paso a paso. Lo anterior trae como consecuencia que los acelerogramas incrementen su duración (ver Figura 3-17). Sin embargo, esto no afecta en la interpretación de los resultados ya que cuando se evalúe el comportamiento de la estructura los tiempos de los acelerogramas coincidirán y el tiempo real se obtendrá restando el intervalo de tiempo inicial en el que se desarrolla la pendiente de la gráfica de la función que representa la gravedad.

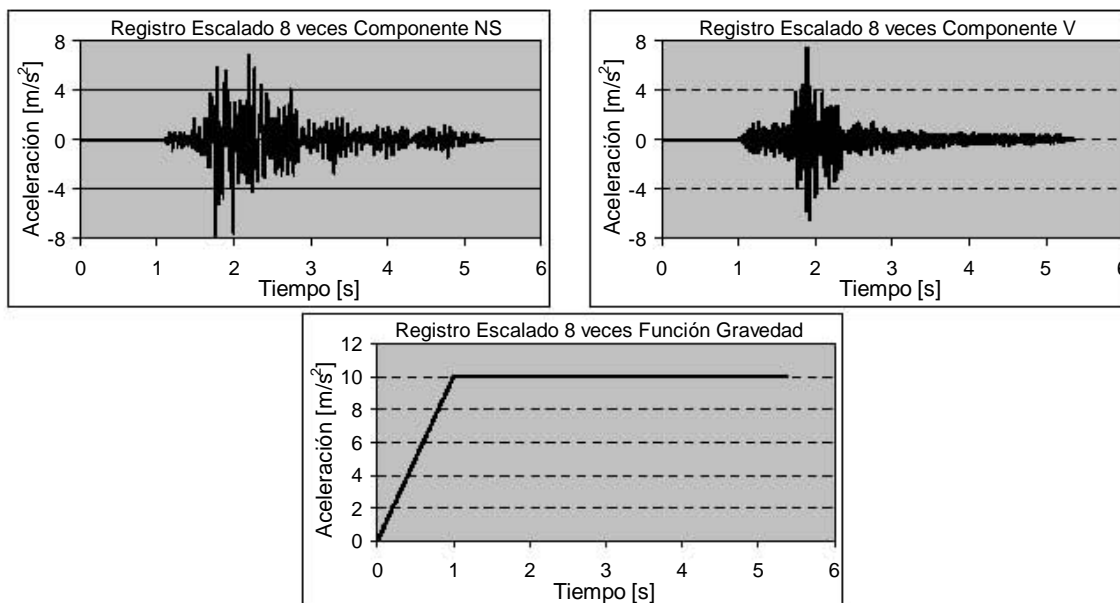


Figura 3-17. Acelerogramas modificados para incluir el efecto de la fuerza de gravedad, obsérvese que la gráfica que representa la fuerza de gravedad comienza con una pendiente para evitar que el programa tome la aplicación de esta fuerza como un impacto.

Para tener la certeza de que la suposición anterior tiene validez se analizó una porción de la nave central del modelo (ver Figura 3-18).



Figura 3-18. Modelo matemático de la porción de nave central utilizada para validar el efecto del peso propio a través de una función que representa la fuerza de gravedad.

Para este pequeño modelo matemático se obtuvieron esfuerzos en un punto debidos al peso propio; primero se obtuvieron a través de un análisis estático, después se obtuvieron mediante un análisis dinámico utilizando la gráfica mostrada con anterioridad. El punto evaluado fue en el extremo del muro (ver Figura 3-19). Los resultados se consignan en la Tabla 3-3; obsérvese que la diferencia es insignificante por lo que es válido tomar el efecto del peso propio a través de una función que represente la aceleración de la gravedad.



Figura 3-19. Punto en el que se evaluaron esfuerzos debidos al peso propio para verificar que la función de la fuerza de gravedad represente adecuadamente los esfuerzos.

En la Tabla 3-3 se presentan los valores de los esfuerzos obtenidos en los tiempos en los que la función de la gravedad tiene un valor constante de 10m/s^2 .

Punto Evaluado	Caso de Análisis	Tiempo [s]	σ [kg/cm ²]
1190	Estático	-	-0.001407
1190	Dinámico	2	-0.001444
1190	Dinámico	3	-0.001444
1190	Dinámico	4	-0.001444
1190	Dinámico	5	-0.001444

Tabla 3-3. Esfuerzos obtenidos en el análisis de la porción de nave central del templo. Para el caso del análisis dinámico se especifican los valores de esfuerzos en el tramo en el que la gráfica de la función gravedad es constante.

En la Figura 3-20 se observa en escala cromática la distribución de esfuerzos en la cara frontal de la porción de la nave central debida al efecto del peso propio analizado de manera dinámica.

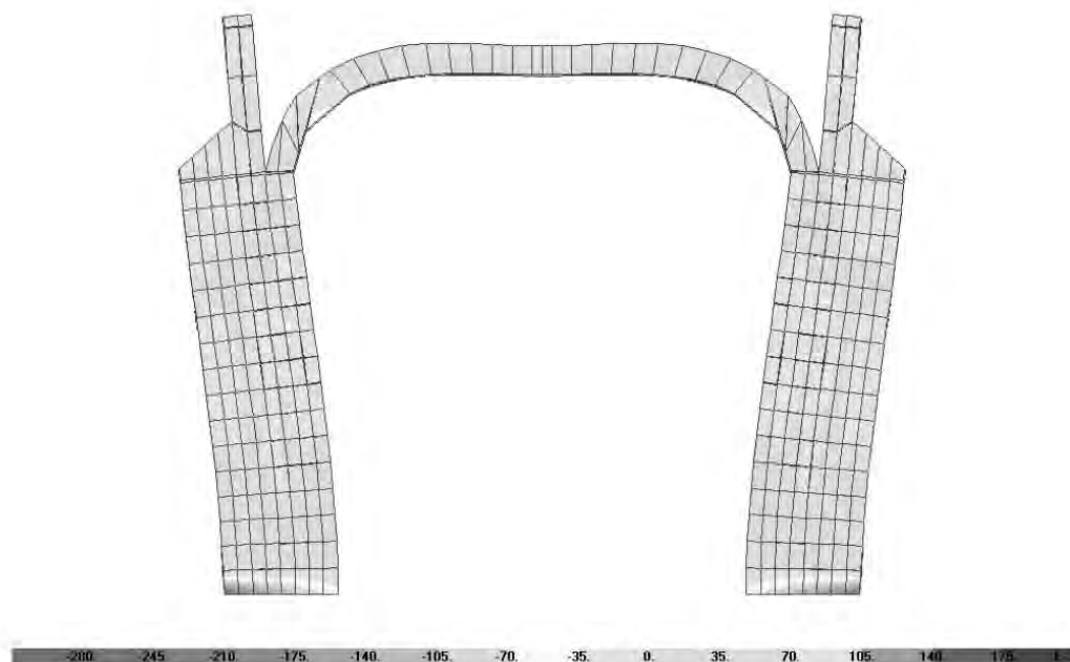


Figura 3-20. Distribución de esfuerzos debidos al peso propio y calculados mediante un análisis dinámico a través de la función de la gravedad. Unidades en $[\text{kg/cm}^2] \times 10^{-3}$.

3.5.3 Distribución de la masa adicional aplicada sobre el modelo a escala

En el ensaye del modelo a escala, el grupo de monumentos históricos encargado de su realización decidió agregar masa adicional a lo largo de la bóveda. La manera de agregar masa al modelo está restringida por las condiciones de la mesa vibratoria y por la naturaleza de la prueba. El añadir masa distribuida de manera uniforme sobre todo el templo es prácticamente imposible, ya que se tendrían que colocar pesos adicionales en muros, fachada, bóveda, ábside y torres sujetados con elementos que perforarían la mampostería, y esto afectaría su resistencia y por lo tanto el comportamiento estructural no correspondería al que se tiene previsto. En este caso, otra restricción para colocar masa adicional al modelo es la capacidad de la mesa vibratoria, ya que tiene un límite para el peso de los modelos que se pueden montar en ella.

Así pues, en el modelo matemático del modelo físico que se estudia en esta tesis se agregó la masa adicional únicamente en la parte superior de la cubierta tipo bóveda y solo un porcentaje de la masa necesaria para cumplir las condiciones de similitud dadas por las expresiones mostradas en el capítulo 2. Para el modelo matemático del templo prototipo no se contempla ninguna masa adicional.

Como las leyes de similitud no se cumplirán cabalmente, la relación entre los parámetros que establecen la respuesta estructural del templo prototipo con aquellos que lo hacen para el modelo no se da a través de un factor de escala único ya que no se cumplen las relaciones de los parámetros de respuesta dinámica.

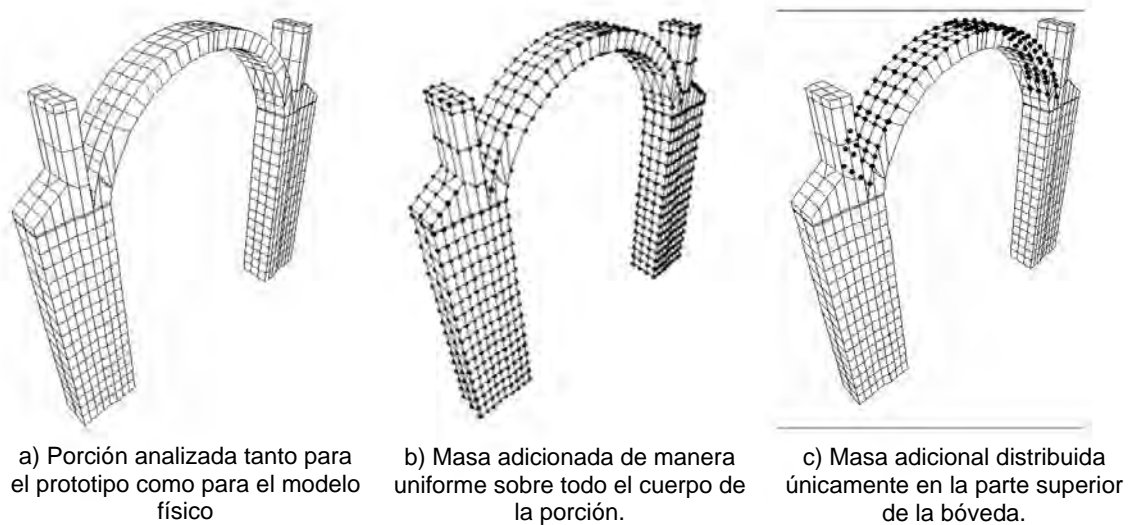


Figura 3-21. Porción de Nave Central analizado para evaluar el efecto de colocar masa adicional distribuida de maneras diferentes.

Aunque los requerimientos de esfuerzos debidos a peso propio se cumplen en cierta medida, los factores de escala para los períodos de los modos de vibrar de la estructura se alteran notablemente, como se podrá ver en el capítulo 4.

3.6 ACELEROGRAMAS MODIFICADOS PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PROTOTIPO.

A continuación se presentan los acelerogramas empleados para el análisis del modelo matemático del prototipo. Obsérvese que los valores en la escala del tiempo se obtienen al multiplicar los correspondientes a los acelerogramas empleados en el análisis del modelo matemático del modelo y las amplitudes corresponden a las de los acelerogramas empleados para el análisis del modelo, sólo que reducidas en una vez el factor de dimensiones geométricas (ver Figura 3-22).

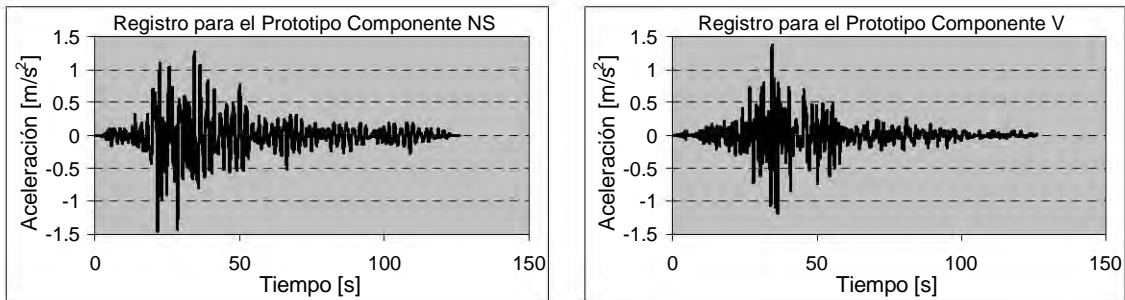


Figura 3-22. Acelerogramas empleados en el análisis estructural del modelo matemático para el prototipo.

Asimismo, el efecto del peso propio para evaluar los esfuerzos en el prototipo fue tomado en cuenta de la misma manera a como se tomó para el análisis del modelo. En la Figura 3-23 puede observarse que la gráfica de la función gravedad tiene una pendiente más pronunciada que la que se empleó para el modelo físico. Esto se debe a que la escala del tiempo está afectada por el factor de escala de dimensiones para poder comparar de alguna manera la respuesta del prototipo contra la del modelo físico.

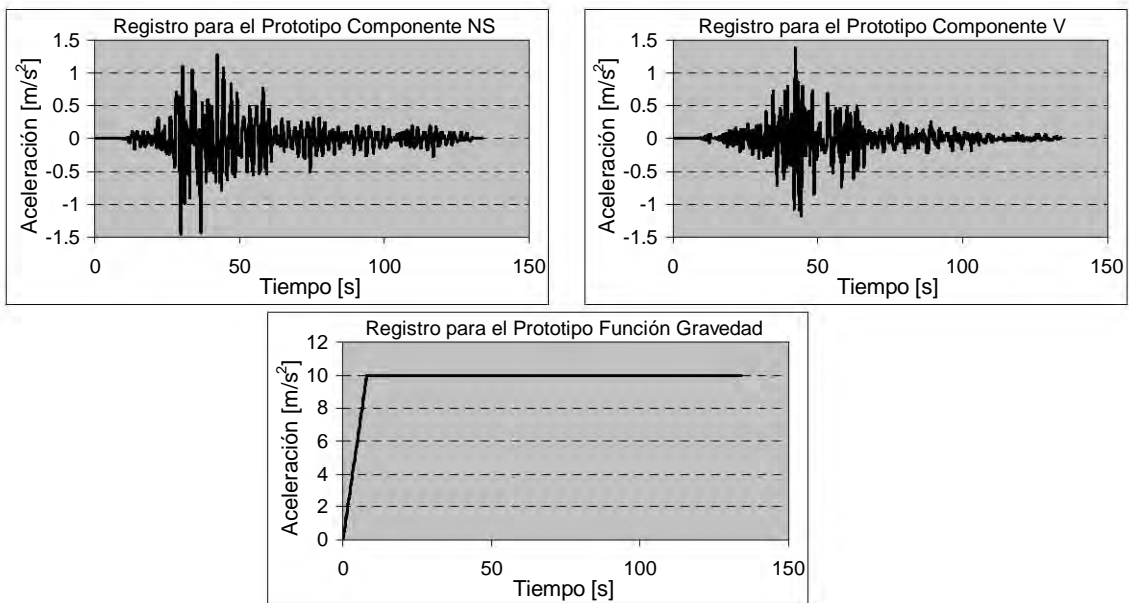


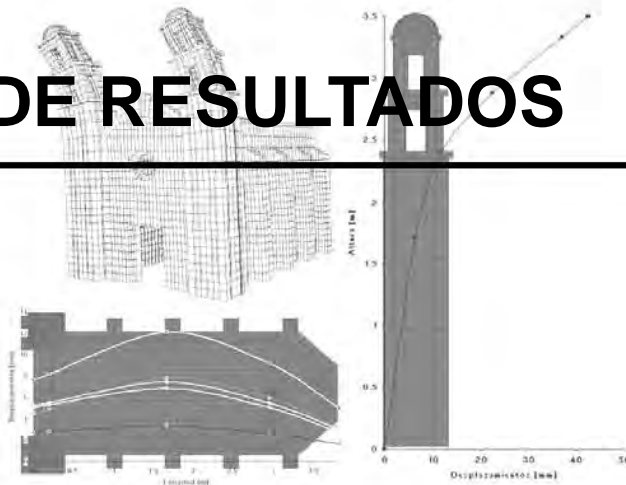
Figura 3-23. Gráficas modificadas para tomar en cuenta el peso propio de la estructura en la evaluación de esfuerzos en un análisis paso a paso del Templo Prototipo.

Así pues, se procederá a evaluar los resultados obtenidos mediante un análisis paso a paso. En todos los casos se comparan los parámetros evaluados en el modelo

físico contra aquellos obtenidos en el prototipo con el propósito de encontrar alguna relación entre sus respuestas; pero debe tenerse presente que no existe una relación con la que se puedan extrapolar los resultados del modelo al prototipo ya que los requerimientos de similitud no se cumplen cabalmente. Puede decirse que el modelo queda solo como un “prototipo miniatura” y su comportamiento sísmico no se extrapola directamente al prototipo.

En el siguiente capítulo se discuten los resultados obtenidos al analizar los modelos matemáticos del templo completo tanto para el prototipo como para el modelo físico.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS



Se realizó un análisis estructural del modelo de elementos finitos para conocer el comportamiento del prototipo y del modelo físico ante acciones sísmicas. Los resultados fueron obtenidos para un acelerograma modificado tal y como se vio en el capítulo 3 en el caso del modelo físico; la modificación que se hizo al acelerograma fue debida a que se observó que el sismo escalado directamente del registro original no tendría mucho impacto en la respuesta sísmica del modelo.

Como se mencionó en el capítulo 3 también se tomó en cuenta el requerimiento para los esfuerzos debidos a cargas gravitacionales. Así que todos los resultados obtenidos para el modelo no se pueden extrapolar directamente al prototipo aplicando un factor de escala como lo establecen las leyes de similitud.

Para conocer la respuesta sísmica del edificio con mayor precisión en este tipo de estructuras es necesario tomar en consideración un alto porcentaje de la masa actuante ya que la distribución de rigidez y masas es muy irregular (Castellanos H. 2004). Esto implica que la participación de modos de vibrar que no son los fundamentales, tenga una importancia significativa en comparación a como sucede en estructuras de edificios modernos y de geometría regular en los que la respuesta puede asemejarse a la de un péndulo invertido con un solo grado de libertad.

En el presente capítulo se estudia la respuesta en el intervalo elástico de la estructura del templo. Para esto se realizó un análisis dinámico basado en un análisis modal con modos de tipo eigenvalores. Se tomaron en cuenta 100 modos de vibrar de la estructura para obtener la participación de un porcentaje de masa actuante de casi 99% y con ello conseguir una respuesta más precisa. También se analizó la respuesta de la estructura cuando se toma en consideración únicamente el componente horizontal en sentido Norte-Sur (NS), es decir, cuando el componente vertical (V) del sismo no existe. Los resultados así obtenidos se compararon contra los obtenidos cuando se incluye el componente V del sismo. Así, pudo observarse como se altera la respuesta del templo cuando se toma en consideración el componente V del sismo.

4.1 PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL INTERVALO ELÁSTICO DE LOS MATERIALES

Las propiedades dinámicas obtenidas se obtuvieron para ambos modelos matemáticos.

Se obtuvieron los modos de vibrar del edificio; con esto se pudieron detectar los modos que tienen mayor influencia en la respuesta de la estructura. Se puso especial interés en las formas modales que influyen en la apertura y cierre de la bóveda, ya que este fenómeno se presenta con frecuencia en templos históricos sometidos a acciones sísmicas y debido a esto se presentan grietas a lo largo de la bóveda (Heyman 1968). Para el estudio de los parámetros más significativos del comportamiento dinámico de la estructura, el templo se orientó como se ve en la Figura 4-1; en el modelo matemático todos los elementos están orientados en el mismo sentido de los ejes globales, así los desplazamientos y aceleraciones en sentido del eje X se identifican con el vector U1, en sentido del eje Y con el vector U2 y en el sentido del eje Z con el vector U3.

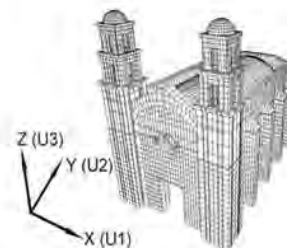


Figura 4-1. Orientación de la estructura del modelo del templo prototipo.

4.1.1 Períodos de la estructura

A continuación se presentan los períodos de la estructura para cada modo de vibrar; también se presentan los factores de participación y los porcentajes de masa que se mueven en cada una de las formas modales (ver Tabla 4-1 y Tabla 4-2). Los valores de los períodos de los modos de vibrar para el modelo se presentan tanto para el caso en que no se tomaron en cuenta masas adicionales como para el caso en el que se colocó masa adicional sobre la bóveda, esto para ilustrar el efecto de la masa adicional sobre los factores de escala que relaciona las propiedades dinámicas del prototipo con los del modelo a escala tal y como se mencionó en el capítulo 3.

Las formas modales que más influyen en la respuesta son aquellas con mayor porcentaje de masa; más adelante se presentan las gráficas de las formas modales con mayor participación en la respuesta de la estructura tanto para el prototipo como para el modelo. La participación de los modos de vibrar se tomó en cuenta para elegir los acelerogramas que se analizarían en esta tesis y que probablemente se ensayen en mesa vibratoria como se explicó en el capítulo 3.

En la Tabla 4-2 se aprecia que para el modelo matemático del prototipo las formas modales que influyen de manera importante en los desplazamientos laterales con dirección U1 son los modos 1, 6 y 13 y para la dirección U3 son los modos 24, 33 y 40. En cuanto al modelo los modos con mayor aportación a la respuesta en dirección U1 son el 1, 5 y 8 mientras que los modos 6, 14 y 37 hacen lo propio en la dirección U3.

Modo	Período T		Factor Multiplicativo	Período T		Factor Multiplicativo
	[s]	[s]		[s]	[s]	
	Prototipo	Modelo Escala 1:8 sin masa adicional		Prototipo	Modelo Escala 1:8 con masa adicional	
1	0.67	0.08	8.00	0.67	0.13	5.10
2	0.52	0.07	8.00	0.52	0.12	4.32
3	0.51	0.06	8.00	0.51	0.12	4.26
4	0.49	0.06	8.00	0.49	0.12	4.24
5	0.47	0.06	8.00	0.47	0.10	4.63
6	0.47	0.06	8.00	0.47	0.09	5.51
7	0.35	0.04	8.00	0.35	0.06	5.64
8	0.34	0.04	8.00	0.34	0.06	6.04
9	0.30	0.04	8.00	0.30	0.06	5.51
10	0.30	0.04	8.00	0.30	0.05	6.41
11	0.27	0.03	8.00	0.27	0.04	6.45
12	0.25	0.03	8.00	0.25	0.04	6.41
13	0.25	0.03	8.00	0.25	0.04	6.41
14	0.24	0.03	8.00	0.24	0.04	6.29
15	0.23	0.03	8.00	0.23	0.04	6.12
16	0.22	0.03	8.00	0.22	0.03	6.59
17	0.22	0.03	8.01	0.22	0.03	6.50
18	0.20	0.03	8.00	0.20	0.03	6.24
19	0.20	0.03	8.00	0.20	0.03	6.50
20	0.20	0.02	8.00	0.20	0.03	6.41
21	0.20	0.02	8.00	0.20	0.03	6.53
22	0.19	0.02	8.00	0.19	0.03	6.43
23	0.19	0.02	8.00	0.19	0.03	6.52
24	0.18	0.02	8.00	0.18	0.03	6.22
25	0.17	0.02	8.00	0.17	0.03	6.43
26	0.17	0.02	8.00	0.17	0.03	6.42
27	0.17	0.02	8.00	0.17	0.03	6.51
28	0.17	0.02	8.00	0.17	0.03	6.60
29	0.16	0.02	8.00	0.16	0.03	6.38
30	0.16	0.02	8.00	0.16	0.03	6.33
31	0.16	0.02	8.00	0.16	0.02	6.37
32	0.15	0.02	8.00	0.15	0.02	6.24
33	0.15	0.02	8.00	0.15	0.02	6.24
34	0.15	0.02	8.00	0.15	0.02	6.14
35	0.14	0.02	8.00	0.14	0.02	6.15
36	0.14	0.02	8.00	0.14	0.02	6.10
37	0.14	0.02	8.00	0.14	0.02	6.13
38	0.14	0.02	8.00	0.14	0.02	6.23
39	0.14	0.02	8.00	0.14	0.02	6.23
40	0.14	0.02	8.00	0.14	0.02	6.15

Tabla 4-1. Valor de los primeros cuarenta períodos de la estructura para el prototipo y el modelo a escala 1:8 sin y con masa adicional.

Modo	Porcentaje de Masa								
	Prototipo			Modelo Escala 1:8 sin masa adicional			Modelo Escala 1:8 con masa adicional		
	UX [x100%]	UY [x100%]	UZ [x100%]	UX [x100%]	UY [x100%]	UZ [x100%]	UX [x100%]	UY [x100%]	UZ [x100%]
1	0.58	0.00	0.00	0.58	0.00	0.00	0.37	0.00	0.00
2	0.00	0.11	0.00	0.00	0.11	0.00	0.00	0.08	0.00
3	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
6	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14
7	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.66	0.00
8	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56	0.00	0.05	0.00	0.00
9	0.04	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00
13	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
14	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.05
15	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00
16	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
20	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
22	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.04	0.01	0.00	0.00
24	0.00	0.02	0.22	0.00	0.02	0.22	0.00	0.01	0.00
25	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03
26	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.02	0.00	0.00
27	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
29	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.08
30	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
31	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03
32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00
33	0.00	0.01	0.06	0.00	0.01	0.06	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08
38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.01
39	0.00	0.01	0.05	0.00	0.01	0.05	0.00	0.00	0.00
40	0.00	0.01	0.08	0.00	0.01	0.08	0.01	0.00	0.00

Tabla 4-2. Porcentaje de masa que se mueve por cada forma modal de la estructura para el prototipo y el modelo a escala 1:8 sin y con masa adicional.

4.1.2 Amortiguamiento empleado en el análisis

El amortiguamiento empleado en este análisis fue del 5%, constante en toda la estructura; este valor es conservador según varios estudios que se han realizado en estructuras históricas. En estructuras de este tipo los valores de amortiguamiento por lo general rebasan el 5% debido al agrietamiento que se presenta en sus elementos y que en muchas ocasiones se debe a la longevidad de éstos. Se ha encontrado que el valor del amortiguamiento en estructuras históricas de mampostería oscila entre el 5 y 10%; a mayor número de grietas en el templo mayor es el valor del amortiguamiento encontrado (Rivera, 2000). Por motivos de simplicidad, y debido a que se trata de un análisis en el rango elástico, en donde el templo no ha sufrido ningún daño y mantiene todos sus elementos estructurales íntegros y sin agrietamiento, el amortiguamiento se tomará igual al 5%.

4.1.3 Formas modales de la estructura

A continuación se presentan los resultados obtenidos del análisis modal, los períodos, el porcentaje de masa actuante en cada uno de los modos de vibrar y cómo éstos influyen en la respuesta del edificio. Cabe señalar que el número de grados de libertad encontrados en el modelo de elementos finitos es de 89,433 lo cual lleva a concluir que este tipo de análisis es prácticamente imposible realizarlo sin la ayuda de un ordenador. Por cuestiones de simplicidad sólo se describen aquellas formas modales que influyen en el desplazamiento lateral de la nave, asimismo se describen los modos que influyen en la apertura y cierre de la cubierta.

Se hace énfasis en la contribución que tienen los modos en la respuesta total de la estructura, especialmente en los desplazamientos horizontales y en la apertura y cierre de los apoyos de la bóveda. Se hablara de desplazamientos horizontales en el sentido del eje X que es el que se desarrolla a lo ancho del templo, también se relacionan los desplazamientos en sentido vertical o del eje Z con la apertura y cierre de la cubierta. Finalmente se describe como los porcentajes de masa actuante para cada modo influyen cierto tipo de comportamiento de la estructura.

4.1.3.1 Formas modales con mayor influencia en la respuesta del templo

Al obtener los resultados del análisis modal tanto del prototipo como del modelo se observaron las formas modales que tienen mayor influencia en su respuesta sísmica. A continuación se describen de manera breve cuales son las características de estos modos de vibrar y se hace diferencia entre aquellos que influyen el desplazamiento lateral de aquellos que influyen el desplazamiento vertical y que generan apertura y cierre de la bóveda. También se relacionan las formas modales de mayor influencia en el comportamiento sísmico del prototipo con aquellos que hacen lo propio para el modelo a escala.

- Modos con mayor influencia en los desplazamientos laterales (sentido del eje X)

Tanto para el prototipo como para el modelo el primer modo tiene una notable influencia en los desplazamientos laterales del templo; los períodos de esta forma modal son de 0.67 segundos para el prototipo y 0.132 segundos en el modelo. Este modo está ligado a la flexión del cuerpo de la nave alrededor del eje Z (vertical). En la Figura 4-3 puede observarse que los desplazamientos horizontales, es decir a lo ancho de la nave (eje X), serán mayores si se aplica un acelerograma cuyo valor máximo del espectro de aceleraciones coincide con el valor de este primer modo. También las torres presentan flexión alrededor del eje Y; esto se debe a que las torres se comportan como un apéndice a partir de cierta altura en donde pierden conexión con el resto de la estructura; esto último se aprecia con mayor claridad en el primer modo de vibrar del modelo. La participación de la masa total para este período corresponde al 58% en la dirección horizontal para el prototipo (eje X, a lo ancho del templo) y al 37% en dirección horizontal para el modelo y un insignificante porcentaje en las otras dos direcciones para ambos casos. Puede notarse que la flexión se da a lo largo del templo debido a su mayor longitud respecto del ancho, por tal motivo puede considerarse que el cuerpo de la cubierta de la nave actúa como una viga simplemente apoyada en sus extremos cuando se somete a acciones sísmicas.

La siguiente forma modal que tiene notable influencia en los desplazamientos laterales del modelo es el modo de vibrar número 5 que tiene un período de 0.102 segundos; para el prototipo este modo corresponde al número 13 con un período de 0.25 segundos (ver Figura 4-3). La participación de estas formas modales en la dirección horizontal (sentido del eje X) es del 30.4% y del 8% respectivamente. Se puede apreciar que la participación del modo 5 para el modelo es mayor que la que tiene el modo 6 para el prototipo.

En orden de influencia, el modo número 8 para el modelo y el número 6 para el prototipo son los siguientes en intervenir de manera notable en los desplazamientos laterales. Para estos modos de vibrar los períodos son de 0.057 segundos y de 0.47 segundos respectivamente. Las participaciones de estas formas modales en la dirección horizontal son del 5.2% y del 6% respectivamente, al igual que los modos mencionados anteriormente en este punto, las formas modales 8 y 6 están ligadas a la flexión del cuerpo de la nave alrededor del eje Z (eje vertical) y es obvio que los desplazamientos horizontales del templo serán mayores si se aplica un acelerograma en la base del templo cuyo período relacionado al valor máximo de su espectro coincida con el valor de los períodos de las formas modales descritas arriba.

- *Modos con mayor influencia en los desplazamientos verticales (sentido del eje Z y apertura y cierre de la bóveda)*

Las formas modales con mayor influencia en el desplazamiento vertical de los puntos del modelo matemático del templo prototipo y del modelo matemático del modelo a escala son la número 6 y la número 24 respectivamente. La forma modal número 6 para el modelo a escala presenta un período de 0.085 segundos y describe una notoria apertura de la bóveda; por su parte el modo número 24 para el prototipo tiene un período de 0.18 segundos. Ambas formas modales presentan desplazamientos laterales de los muros en sentidos opuestos lo que contribuye a la apertura y cierre de la bóveda como se aprecia en la Figura 4-3. La participación del modo 6 para el modelo es del 14.4% en dirección vertical (eje Z) y para el modo 24 del prototipo es del 22% en la misma dirección.

Los modos número 14 para el modelo a escala y el número 33 para el prototipo también influyen notablemente en los desplazamientos verticales de los puntos del modelo matemático del templo. Los períodos de estas formas modales son de 0.038 segundos y de 0.15 segundos respectivamente y sus factores de participación son del 4.82% para el modo 14 del modelo y del 6% para el modo 33 del prototipo.

Finalmente, los modos siguientes que tienen influencia notoria en los desplazamientos verticales son el correspondiente a la forma modal número 37 para el modelo cuyo período es de 0.023 segundos y su participación es del 7.6% en dirección vertical (eje Z) y el correspondiente a la forma modal número 40 para el prototipo, el período de este modo es de 0.14 segundos y su participación es del 8%.

Todos los modos anteriores presentan movimientos laterales de sus muros en sentidos opuestos y debido al porcentaje de masa que participa en el movimiento generado por estos modos se deduce que son los de mayor influencia en los desplazamientos verticales de la bóveda y por lo tanto influyen en el fenómeno de apertura y cierre de bóveda como lo hace notar la doble curvatura que presentan los muros al ocurrir estos modos de vibrar de la estructura.

4.1.3.2 Influencia de la masa adicional colocada en el modelo sobre el factor de escala de los valores de los períodos o frecuencias

En la Tabla 4-1 se puede observar que el factor de escala que relaciona los valores de los períodos de los modos de vibrar del prototipo con aquellas del modelo es constante e igual al factor de escala de dimensiones cuando no hay masas externas en el modelo. Esto no ocurre cuando se agrega masa al modelo, se puede apreciar que cuando existen masas adicionales en el modelo; el factor de escala que relaciona los valores de los períodos o frecuencias de los modos del prototipo y modelo es diferente para cada valor de frecuencia.

En la Figura 4-2 se puede apreciar que tanto para el prototipo como para el modelo la relación de los modos superiores con el primer modo de vibrar es la misma cuando no se agrega masa al modelo. Pero al agregar masa, ésta relación ya no es la misma para modelo y prototipo, se puede observar que en el modelo, al agregar masa, los valores de los períodos son considerablemente mayores respecto de la primera forma modal en comparación con lo que ocurre en el prototipo.

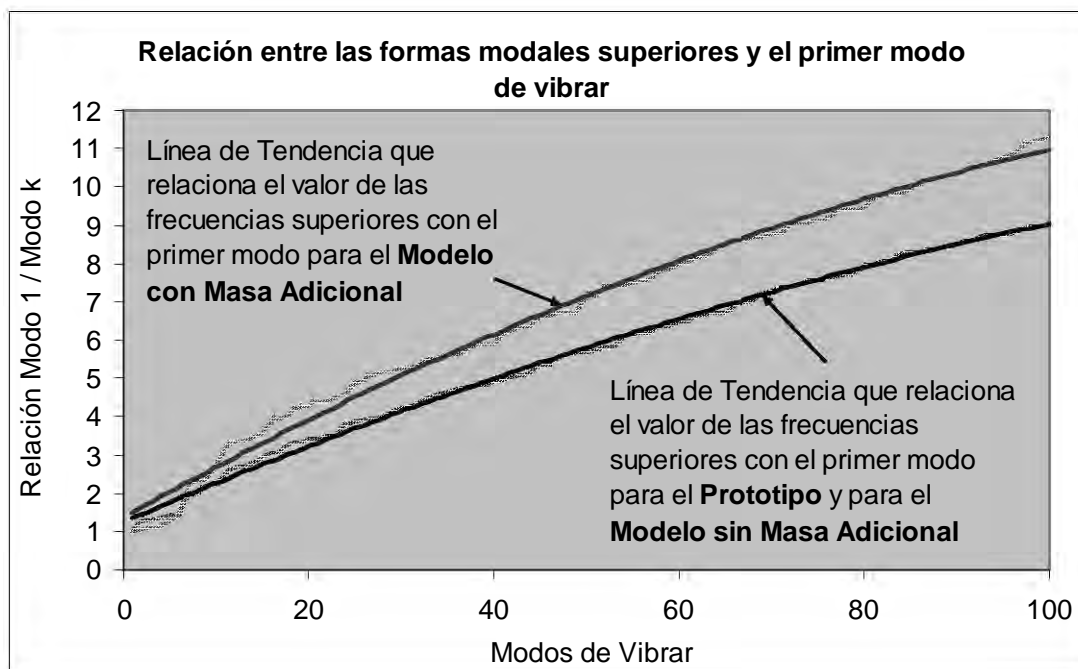


Figura 4-2. Relación entre las formas modales superiores y el primer modo de vibrar para el prototipo y para el modelo a escala tomando en consideración y no; la masa añadida sobre la bóveda.

4.1.4 Comparación entre las formas modales del modelo y las del prototipo

La descripción de las formas modales anteriores nos da un esbozo de lo que puede ser el comportamiento de la estructura del templo al someterse a acciones sísmicas. Si el sismo actuante tiene contenido de frecuencias que coincidan con los períodos fundamentales de la estructura entonces los daños causados en ésta serán de mayores consideraciones que en un caso en que no ocurriera de esta forma.

En la Figura 4-3 se aprecian las diferencias que existe entre las formas modales del modelo y las del prototipo, es evidente que las formas modales del modelo no representan fielmente las del prototipo ya que, como se vio en el capítulo 3, los períodos y modos de vibrar se ven modificados al acumular masa adicional en algunas zonas del templo. Por este motivo, se aprecia que los períodos que influyen en el comportamiento sísmico de la estructura del modelo no corresponden fielmente a los que influyen en el comportamiento sísmico del prototipo.

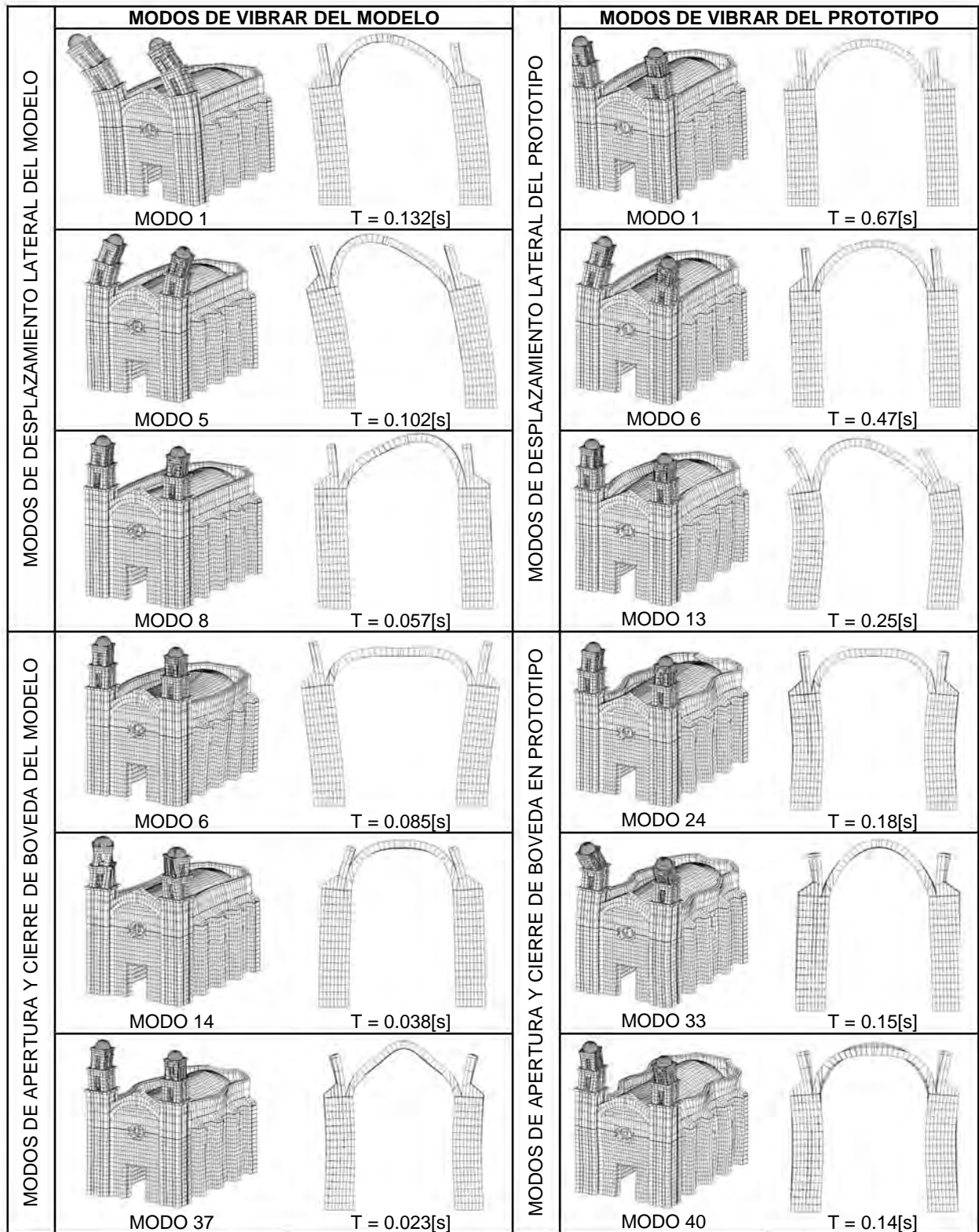


Figura 4-3. Comparación entre los modos de vibrar que más influyen en el comportamiento sísmico del modelo y aquellos que influyen en el comportamiento sísmico del prototipo.

4.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL DEL TEMPLO EN EL INTERVALO DE COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

Enseguida se presentan los parámetros más significativos de la respuesta estructural del templo, a saber, historias de aceleraciones, cocientes espectrales entre dos puntos del edificio, historias de desplazamientos, distribución de esfuerzos y desplazamiento general de la nave.

Para poder valorar el efecto del componente vertical del sismo en la respuesta de la estructura se compararan los resultados obtenidos tomando únicamente el componente Norte-Sur del sismo contra los resultados obtenidos tomando en consideración dicho componente más la acción del componente Vertical.

Cabe señalar que en el estudio del comportamiento sísmico del templo se enfatizó en detectar las zonas donde los esfuerzos de tensión rebasan la resistencia del material; interesó particularmente estudiar cuando existe una apertura o cierre de la cubierta lo que induce esfuerzos de tensión en la clave y los riñones de la bóveda. Así, surge otro punto de comparación entre tener un componente vertical donde las aceleraciones tengan valores similares a los del componente horizontal y en tener un componente vertical con valores de aceleración despreciables.

También se estudia con peculiar atención la sección central de la nave, así se espera entender el efecto que el sismo tiene sobre los muros laterales actuando en conjunto con la bóveda.

4.2.1 Ubicación de puntos de interés en los modelos matemáticos

Para poder estudiar con un mayor entendimiento el comportamiento sísmico del templo se tomaron puntos de referencia en los que se evaluaron los parámetros de respuesta tanto en el modelo como en el prototipo. (ver Figura 4-4). El criterio para elegir el número de puntos y su ubicación se basa en el comportamiento que se quiere estudiar. Se eligió un punto en la base del templo para poder medir las amplificaciones de puntos más elevados, se eligieron 4 puntos sobre lo largo del templo y sobre la clave para poder medir desplazamientos longitudinales, se eligieron 2 puntos sobre los muros y el arranque de la bóveda, uno a la derecha y otro a la izquierda de la clave para poder apreciar el fenómeno de apertura y cierre de la bóveda al centro del templo, por último se eligieron 2 puntos en la torre para medir desplazamientos y la amplificación de aceleraciones de la misma, uno a media altura y otro en la cúspide.

Se definieron 8 puntos sobre la estructura del modelo matemático tanto para el modelo como para el prototipo. El primer punto (Punto 1) se ubicó en la parte posterior del templo a una altura de 2.13m para el modelo y a 17m para el prototipo; en este punto se medirá el desplazamiento que sufra la fachada posterior y se tomará como referencia estudiar los esfuerzos en la zona del ábside. El segundo punto (Punto 2) se ubicó a 2.25m de altura en el modelo y a 18m en el prototipo, se ubica en el cambio de forma de la bóveda; justo donde la bóveda toma una forma de semicúpula; en este punto se medirá los desplazamientos que sufra la clave de la bóveda al cambiar de sección. El tercer punto (Punto 3) se ubica a una altura de 2.25m en el modelo y a 18m en el prototipo, se ubica justo al centro de la nave, en este punto se miden los desplazamientos que sufre el templo aproximadamente a la mitad de su longitud. A una altura de 1.55m en el modelo y a 12.4m en el prototipo se ubica el cuarto punto

(Punto 4) en uno de los extremos de la bóveda; a la misma altura pero del lado opuesto se ubica el quinto punto (Punto 5), con los puntos 4 y 5 se buscó estudiar el fenómeno de apertura y cierre de la bóveda. El sexto punto (Punto 6) se ubica a una altura de 2.25m en el modelo y 18m en el prototipo; está posicionado sobre el borde exterior de la fachada frontal; éste punto se usa para estudiar el desplazamiento de la fachada. El séptimo punto (Punto 7) se ubica a una altura de 1.71m en el modelo y a 13.7m en el prototipo aproximadamente a la mitad de la altura de las torres; los desplazamientos se estudian en este punto como referencia para entender mejor el comportamiento de las torres. Finalmente se colocó un punto en la cúspide de una torre (Punto 8) a la altura de 3.5m en el modelo y a 28m en el prototipo para estudiar los desplazamientos en la parte más alta del templo.

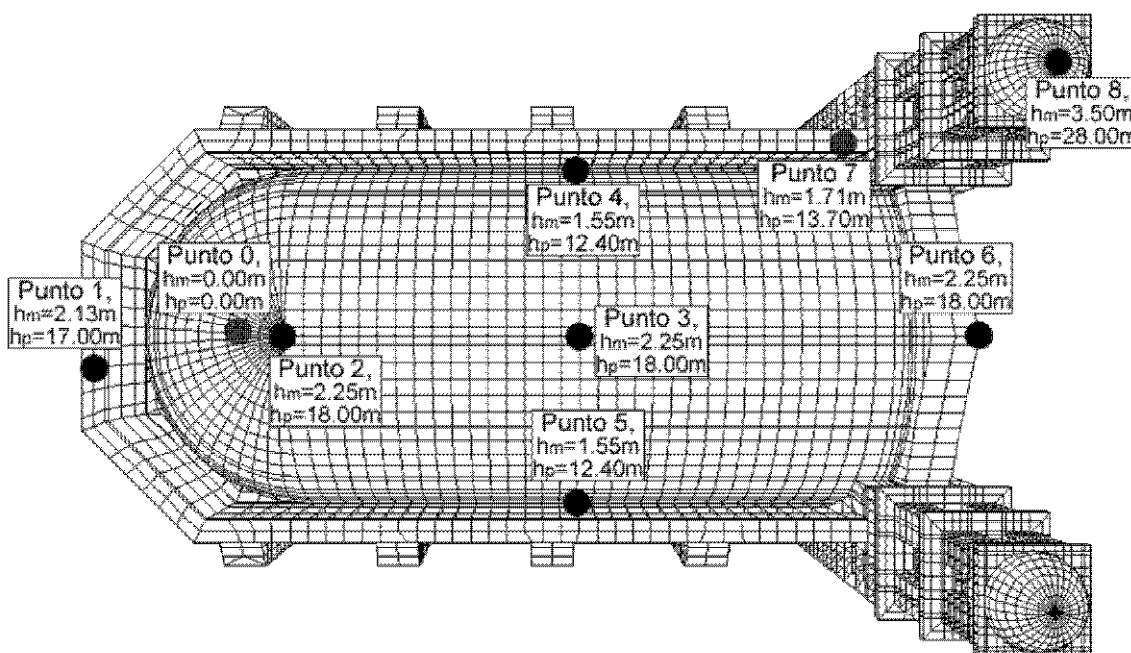


Figura 4-4. Puntos definidos sobre el modelo matemático de la estructura para estudiar el comportamiento de la misma ante la aplicación de un registro sísmico. h_m se refiere a la altura de los puntos en el modelo a escala y h_p se refiere a la altura de los puntos sobre el prototipo.

Cabe señalar que se obtuvieron historias de aceleraciones para un punto en la base (Punto 0) con lo que se verificó (de manera rápida) que el análisis estuviera correcto ya que estas historias de aceleración deben coincidir con el registro empleado en el análisis, lo anterior se verificó y corroboró.

4.2.2 Análisis del comportamiento sísmico del modelo

El análisis de señales da una idea más clara de cómo se comporta el edificio ante una perturbación sísmica, por tal motivo se calcularon cocientes espectrales o funciones de transferencia entre dos puntos, dividiendo los espectros de Fourier de las historias de aceleraciones que se obtuvieron para cada punto analizado. Así, puede estudiarse como se mueve un punto respecto a otro durante la aplicación de la excitación; además se puede inferir como podría responder la estructura ante sismos de diversas frecuencias dominantes, es decir, si el acelerograma aplicado tuviera un espectro de respuesta cuyo pico quedara cercano a cierta frecuencia modal, ese modo será el que presentará mayor amplificación.

4.2.2.1 Influencia del componente sísmico vertical en la respuesta mecánica de la estructura del templo

A continuación se presenta el análisis del efecto del componente vertical del sismo en el comportamiento de la estructura del templo analizado; este análisis solo se presenta para los puntos del modelo y se omite para el prototipo ya que se observó que el efecto es prácticamente el mismo que el que se presenta para el modelo a escala.

En el análisis dinámico del modelo se aplicó un acelerograma con una duración de 15.75s y un incremento de 0.0045s lo que implica que el registro tiene 3500 puntos. En una primera etapa se aplicó únicamente el componente horizontal (Norte-Sur) del sismo y se obtuvieron historias de aceleraciones y desplazamientos en los puntos estudiados. Se puso especial atención en los parámetros obtenidos en los puntos 4 y 5. Los valores de aceleración son muy parecidos cuando se observan las historias de respuesta (ver Figura 4-6), sin embargo al realizar los cocientes espectrales se nota una diferencia significativa al aplicar el componente vertical.

Al aplicar solo el componente NS se observó que las historias de respuesta tanto de aceleraciones como de desplazamientos resultan prácticamente iguales entre los puntos 4 y 5; esto se ve reflejado en el cociente espectral entre dichos puntos. El cociente es resultado de la división de los espectros de Fourier de las Historias de Aceleraciones en sentido del eje X. El valor del cociente espectral utilizando solo el componente NS entre estos dos puntos oscila alrededor de la unidad lo que implica que no hay ninguna frecuencia a la que los extremos de la bóveda se estén separando o acercando relativamente (ver Figura 4-5).

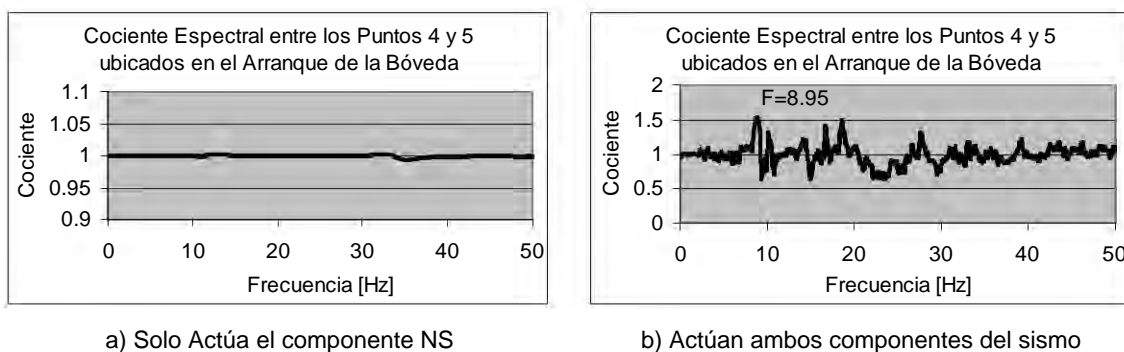


Figura 4-5. Cociente espectral entre los Puntos 4 y 5 (extremos de la bóveda al centro de la nave) cuando se incluye o no el componente vertical del sismo. El cociente es resultado de la división de los espectros de Fourier de las Historias de Aceleraciones en sentido del eje X (U1).

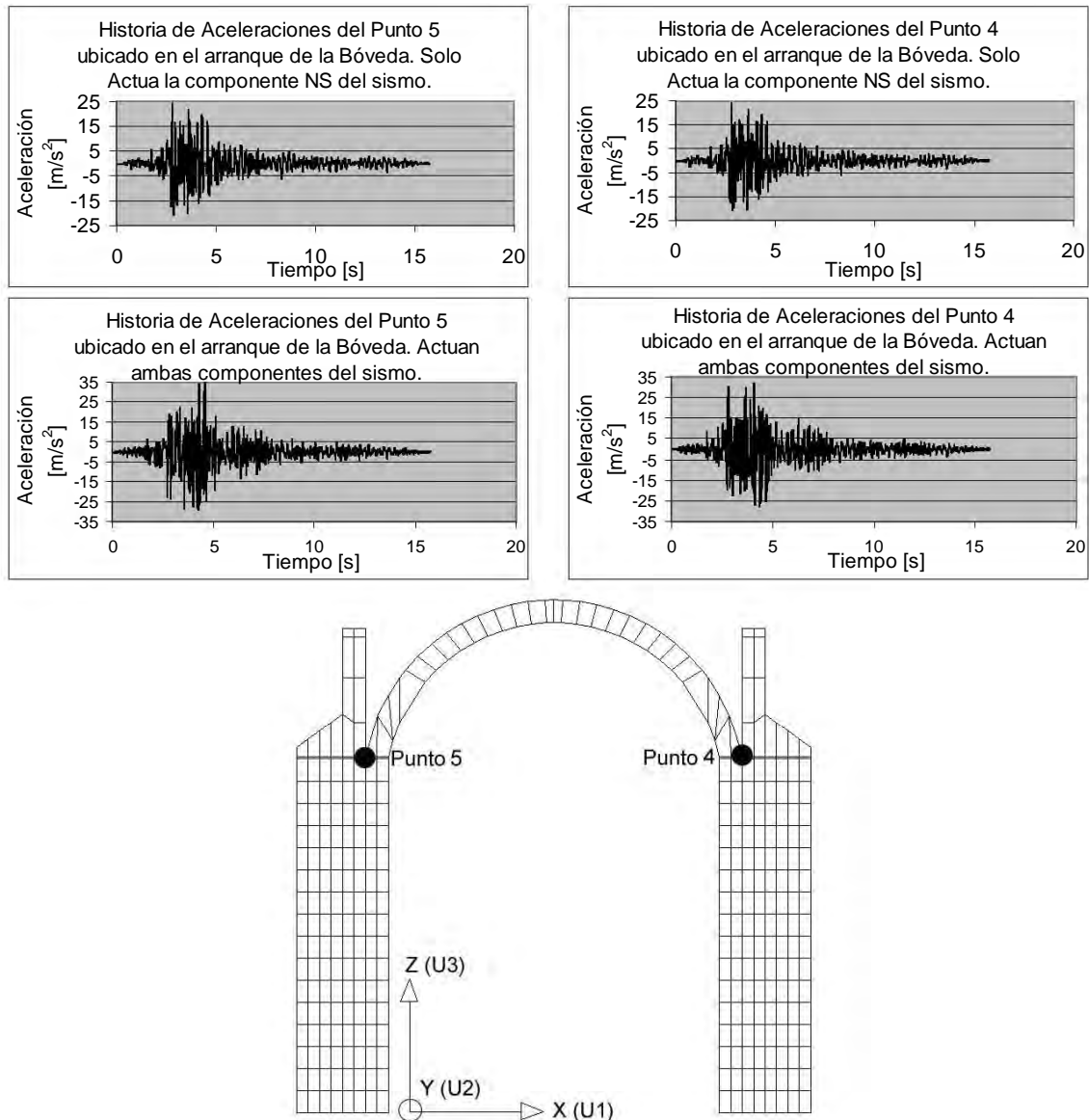


Figura 4-6. Historias de Aceleraciones de los Puntos 4 y 5 tras el efecto de un sismo. En una primera inspección de los resultados se analiza solo el efecto del componente NS y después se agrega el componente V para comparar los efectos sobre el comportamiento de la bóveda.

Al aplicar el componente vertical puede observarse que el cociente espectral presenta un pico notable a una frecuencia de 8.95Hz, esto implica que a un período de 0.112s la apertura y cierre de la bóveda se acentúa (ver Figura 4-5). Este período se aproxima al valor del período de la forma modal 4 ($T=0.117s$) que obedece precisamente a movimientos de apertura y cierre de la bóveda y que se aprecia en la Figura 4-7.

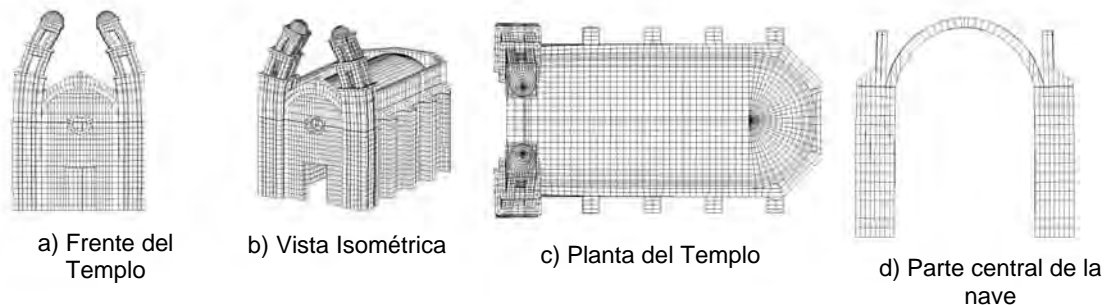


Figura 4-7. Forma modal número 4 del modelo. Aunque se aprecia que este modo de vibrar obedece a la apertura y cierre de torres, también existe aunque en menor medida, apertura y cierre de la bóveda.

También se obtuvieron las historias de desplazamiento para un punto ubicado en el extremo derecho de los muros. Las historias fueron calculadas tanto para el caso en el que solo se toma en consideración el componente NS como para el caso en el que se agrega el componente V. Es notable la diferencia en la historia de desplazamientos cuando se incluye el componente V ya que existe una diferencia máxima de casi 5mm entre los desplazamientos obtenidos de una y otra manera (ver Figura 4-8).

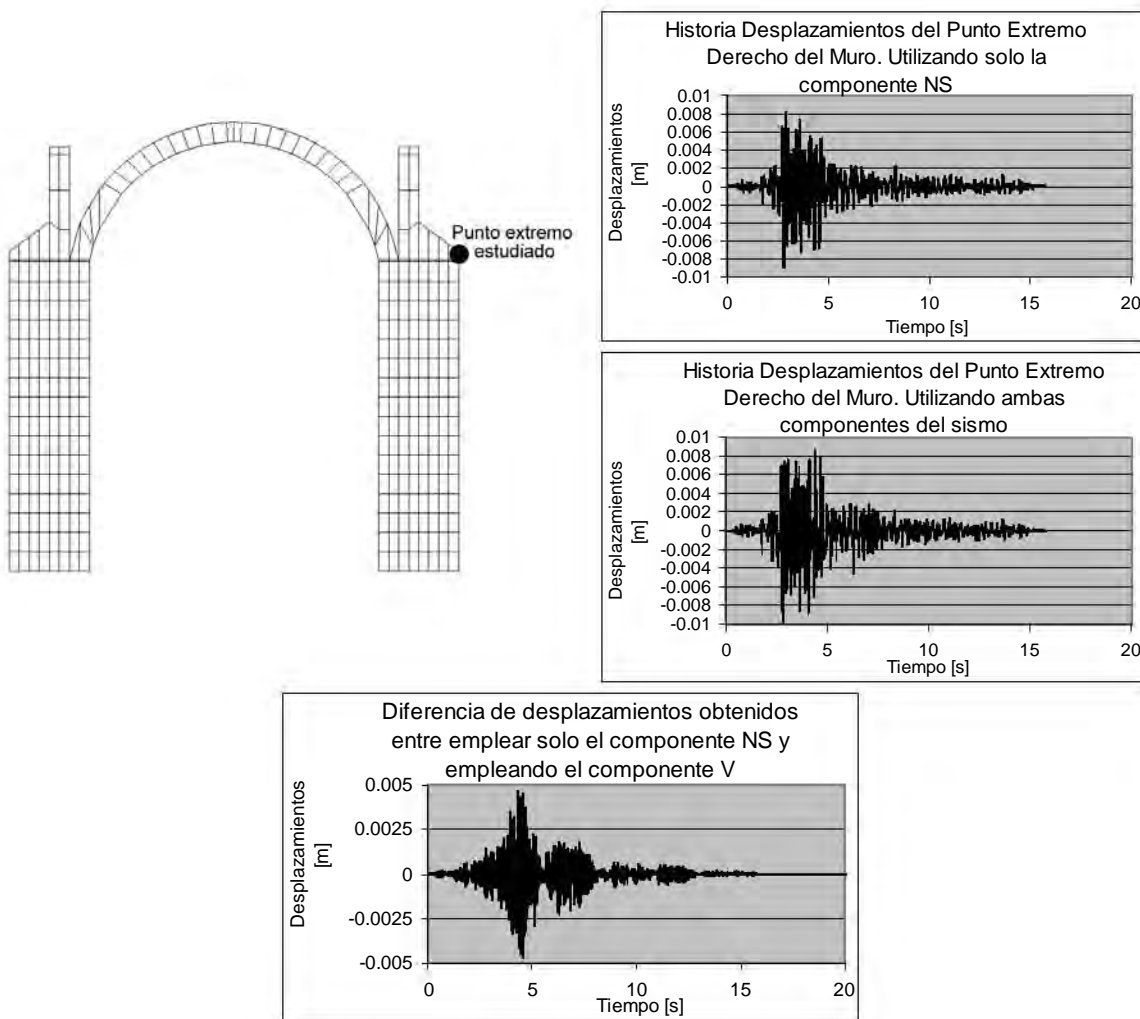


Figura 4-8. Comparación entre el aplicar solo el componente NS y el aplicar ambos componentes del sismo.

Por lo anterior, resulta evidente que si se toma en cuenta el componente vertical del sismo los efectos en el edificio se tornan más severos y causan un mayor daño en la estructura. Así, en lo sucesivo se analizarán los resultados tomando en cuenta ambos componentes del sismo.

4.2.2.2 Análisis del comportamiento del ábside en el templo

- Análisis del Punto 1

Se obtuvieron las aceleraciones del Punto 1 tanto en el sentido horizontal (U1) como en el vertical (U3), estas aceleraciones son debidas al efecto de ambos componentes del sismo. En la Figura 4-9 se muestran las aceleraciones obtenidas para el modelo a escala y en la Figura 4-10 se muestran aquellas obtenidas para el prototipo.

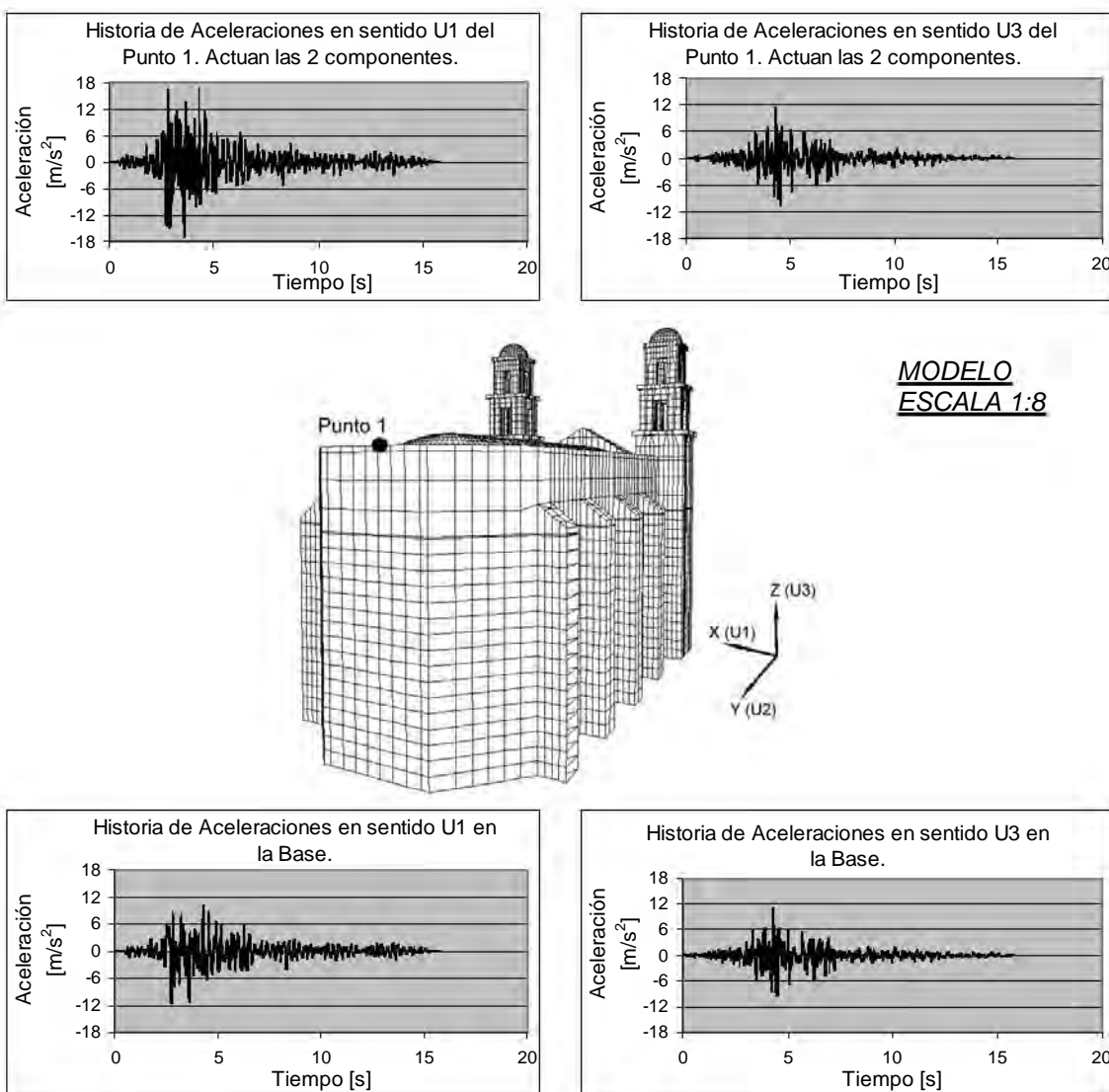


Figura 4-9. Historias de Aceleraciones en el Punto 1 del Modelo a escala. Nótese que cuando actúa el componente V los valores máximos crecen tanto en dirección horizontal (U1) como en dirección vertical (U3) aunque en esta última es poco perceptible.

Se puede observar que las aclaraciones en dirección U1 para el punto 1 del modelo se amplifican de 12m/s^2 a 18m/s^2 , en el caso del prototipo lo hacen de 1.3m/s^2 a 2m/s^2 , esto implica que el comportamiento es muy similar entre el modelo y el prototipo, en ambos casos la amplificación de las aceleraciones en este punto es del orden del 50%. En la dirección U3 las amplificaciones son poco notorias tanto en el modelo como en el prototipo.

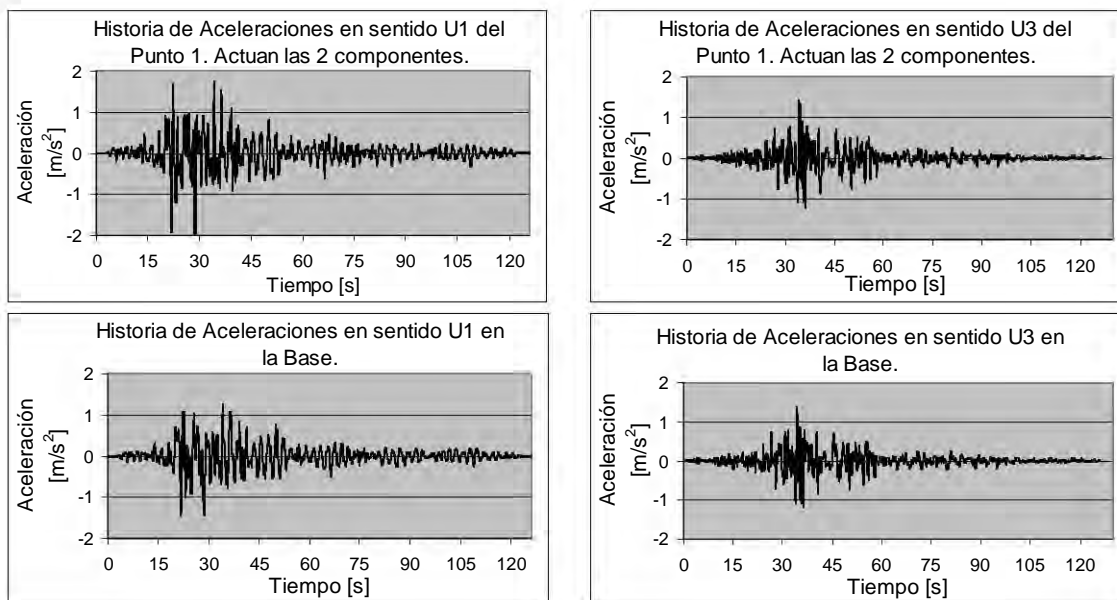
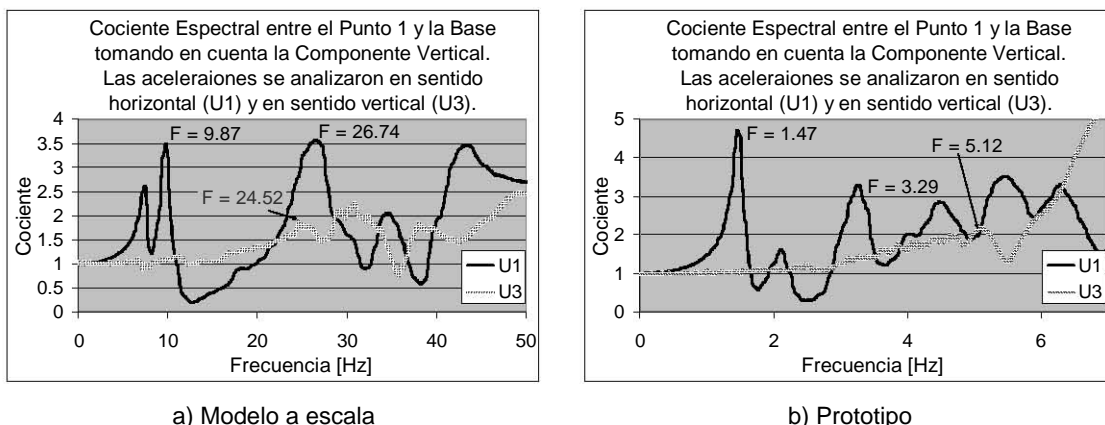


Figura 4-10. Amplificación de aceleraciones en el Punto 1 del Prototipo. Nótese como la amplificación es notoria en la dirección U1 mientras que en dirección U3 es casi imperceptible.

Al calcular el cociente espectral entre aceleraciones horizontales (U1) del punto 1 y un punto en la base se puede observar que existe una frecuencia a la cual los desplazamientos en la parte posterior del templo se amplifican (ver Figura 4-11); en el caso el modelo a escala, ésta frecuencia es de 9.87Hz que equivale a un período de 0.101s y marca un pico notable en la gráfica del cociente espectral. En el prototipo la frecuencia a la que se aprecia un pico en el cociente espectral tiene un valor de 1.47Hz o un período de 0.68s .

En el caso del modelo a escala el valor del período en el que se presenta el pico del cociente espectral se aproxima al valor del período para el modo de vibrar número 5 que corresponde precisamente a flexión de la nave por lo que los puntos del modelo tienden a desplazarse en este sentido (U1). Por otro lado, en el caso del prototipo la frecuencia a la que se presenta el pico en el cociente se relaciona con el modo de vibrar número 1 que es también movimiento de flexión en la nave.

Con respecto a los desplazamientos verticales se puede observar que éstos se amplifican en la fachada posterior a una frecuencia de 24.52Hz o bien a períodos cercanos a 0.04s en el caso del modelo, y hacen lo propio para una frecuencia de 5.12Hz o para un período de 0.19s en el caso del prototipo.



a) Modelo a escala
 b) Prototipo
 Figura 4-11. Cocientes espectrales entre las aceleraciones del Punto 1 y las del terreno.

En el caso del modelo a escala el valor del período en el que se presenta el pico del cociente espectral es aproximado al valor del período de la forma modal número 11 que corresponde a movimientos los muros laterales que generan curvatura doble y torsión de las torres, esto quiere decir que los modos que generan movimientos en torsión se ven reflejados en los picos del cociente espectral entre las aceleraciones verticales. Para el prototipo el valor del período al que se presenta un pico del cociente espectral en dirección U3 se relaciona con la forma modal número 21 que corresponde a torsión en las torres como se aprecia en la Figura 4-12.



c) Modo 21 (3D)
 d) Modo 21 (Planta)
 Figura 4-12. Modo de vibrar número 21 que influencia el comportamiento sísmico del ábside en el Prototipo.

- Análisis del Punto 2

Siguiendo con el análisis de la parte trasera del templo se obtuvieron las historias de aceleraciones del punto 2 nuevamente tomando ambos componentes del sismo. Puede observarse que existe una ampliación significativa en las aceleraciones en dirección horizontal respecto de la base. Las aceleraciones se aproximan a los 25m/s^2 mientras que en la base no rebasan los 12m/s^2 en el caso del modelo. Respecto a las aceleraciones verticales del modelo a escala la ampliación es menor, la máxima se aproxima a 20m/s^2 mientras que en la base son menores a 12m/s^2 (ver Figura 4-13). Para el prototipo, en este punto se observa que las aceleraciones máximas en dirección U1 se acercan a los 3m/s^2 contra 1.3m/s^2 en la base mientras que aquellas en dirección U3 se acercan a los 1.5m/s^2 contra 1.3m/s^2 en la base. Puede observarse que las ampliaciones de las aceleraciones en dirección U1 son notoriamente mayores que en dirección U3 (ver Figura 4-14), y tanto en el modelo a escala como en el prototipo la ampliación de las aceleraciones en dirección U1 del punto 2 respecto a la base es de aproximadamente el 200%.

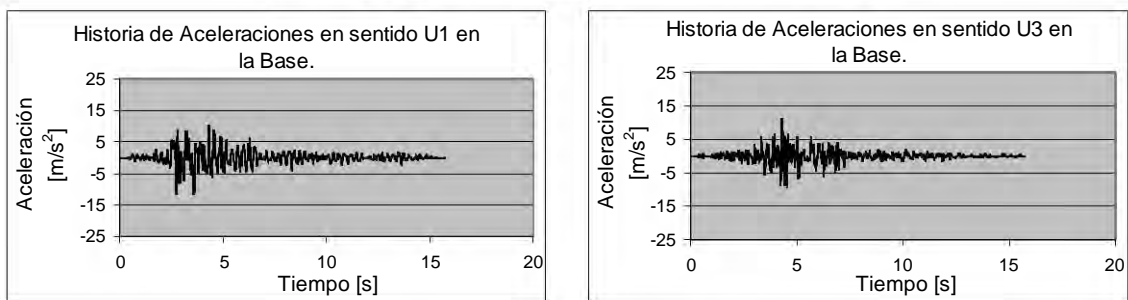
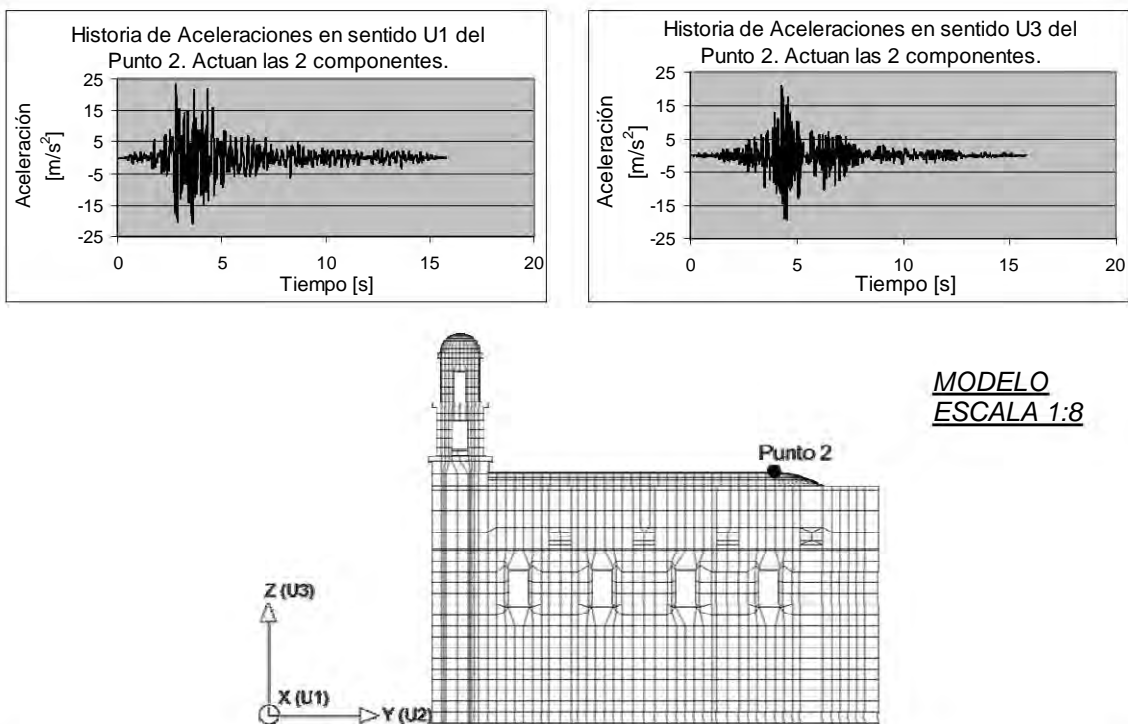


Figura 4-13 Historias de Aceleraciones en el Punto 2 del Modelo. Nótese que cuando actúa el componente V los valores máximos crecen tanto en dirección horizontal (U1) como en dirección vertical (U3).

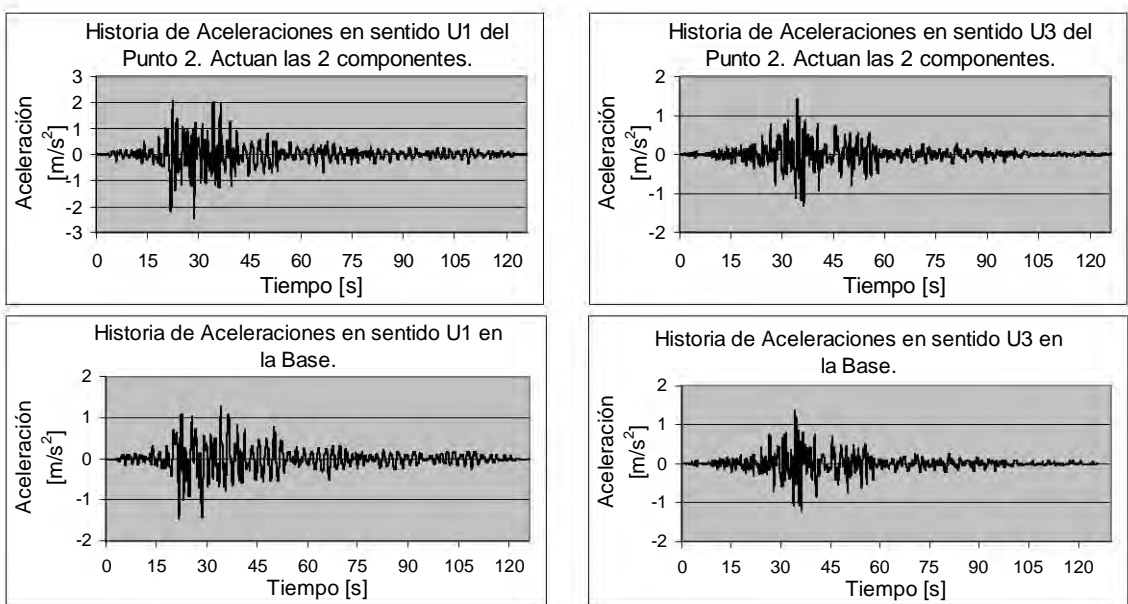


Figura 4-14. Amplificación de aceleraciones en el Punto 2 del Prototipo. Nótese como la amplificación es notoria en la dirección U1 mientras que en dirección U3 es casi imperceptible.

Se obtuvo el cociente espectral entre el punto 2 y la base. En la Figura 4-15 se aprecian los cocientes espectrales de este punto respecto a la base. En la gráfica del cociente espectral se puede observar que para las aceleraciones en dirección horizontal (U1) los movimientos se amplifican a una frecuencia de 9.92Hz o bien un período de 0.101s que se aproxima al modo 5 en el caso del modelo a escala. Por su parte, para el prototipo el cociente espectral presenta un pico a una frecuencia de 1.47Hz o un período de 0.68s que se relaciona con el modo de vibrar número 1 lo cuál ocurrió de la misma manera para el punto 1.

Así, podemos inferir que en los desplazamientos laterales de la parte del ábside se ven notablemente influenciados por el modo de vibrar número 5 en el caso del modelo a escala y por el modo número 1 en el caso del prototipo. Con respecto al modo 1 que es el fundamental y que obedece a movimientos de flexión de la nave se tiene que para ambos puntos analizados hasta este momento (el Punto 1 y Punto 2) el modo 1 se refleja en el primer pico del cociente en dirección horizontal a un valor de frecuencia de 7.54Hz en el caso del modelo a escala y de 1.47Hz en el caso del prototipo.

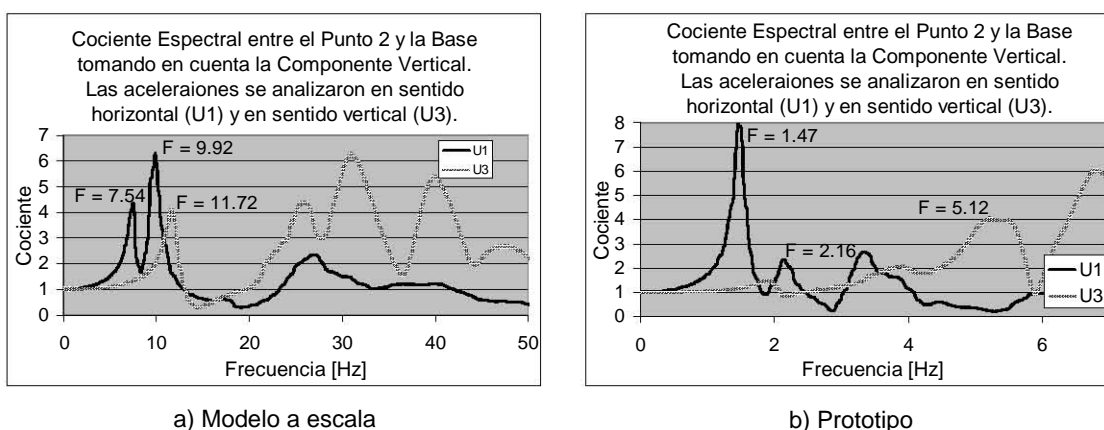


Figura 4-15. Cociente espectral entre las aceleraciones del Punto 2 y las del terreno.

4.2.2.3 Análisis de la parte central de la nave

La parte central de la nave corresponde a la porción de la nave en la que se la bóveda tiene sección constante. Para el análisis del comportamiento sísmico de esta parte del templo se eligieron 3 puntos, a saber, el punto 3, el 4 y el 5, éstos dos últimos ya fueron analizados.

- Análisis del Punto 3

El punto 3 se ubica justo en la parte central de la nave, en este punto se observa que la aceleración máxima en dirección U1 se acerca a los 30m/s^2 mientras que aquella en dirección U3 se acerca a los 35m/s^2 en el caso del modelo a escala. Para el prototipo la aceleración máxima en dirección U1 es del orden de 3m/s^2 mientras que en dirección U3 es se acerca a los 2m/s^2 . En este punto las aceleraciones en dirección vertical son mayores en el caso del modelo como se observa en la Figura 4-16 pero esto no ocurre en el caso del prototipo (ver Figura 4-17); este fenómeno se explica debido a que la masa que se acelera sobre la bóveda está alterada en el modelo debido a la presencia de cargas externas (sobrecarga).

En el cociente espectral obtenido para este punto respecto a la base (ver Figura 4-18) se puede apreciar que los picos en dirección U1 se presentan a frecuencias de 7.59Hz y 9.98Hz que corresponden a 0.13s y 0.10s en el caso del modelo; estos valores se relacionan con los modos 1 y 5 respectivamente, estos modos conciernen a la flexión del cuerpo principal del templo para el caso del modelo a escala. En cuanto a la dirección vertical se puede observar que el cociente espectral presenta un pico a 11.88Hz o a un período de 0.08s que se aproxima al modo de vibrar numero 6 (ver Figura 4-18). Este modo representa apertura y cierre de la bóveda.

En el caso del prototipo el cociente espectral obtenido para el punto 3 respecto a la base (ver Figura 4-18) se puede apreciar que los picos en dirección U1 se presentan a frecuencias de 1.49Hz y 2.18Hz que corresponden a 0.67s y 0.46s de período, estos valores se relacionan con los modos 1 y 6 respectivamente; estos modos conciernen a la flexión del cuerpo principal del templo por lo que podemos inferir que el Punto 3 sufre mayores desplazamientos laterales en sismos con frecuencias como relacionadas con la flexión del cuerpo principal del templo tal y como sucedió para el modelo. En dirección U3 los movimientos son sensibles a frecuencias de 5.66Hz, o sea, períodos de 0.18s relacionado con el modo 24 que se refiere a cierre y apertura de bóveda.

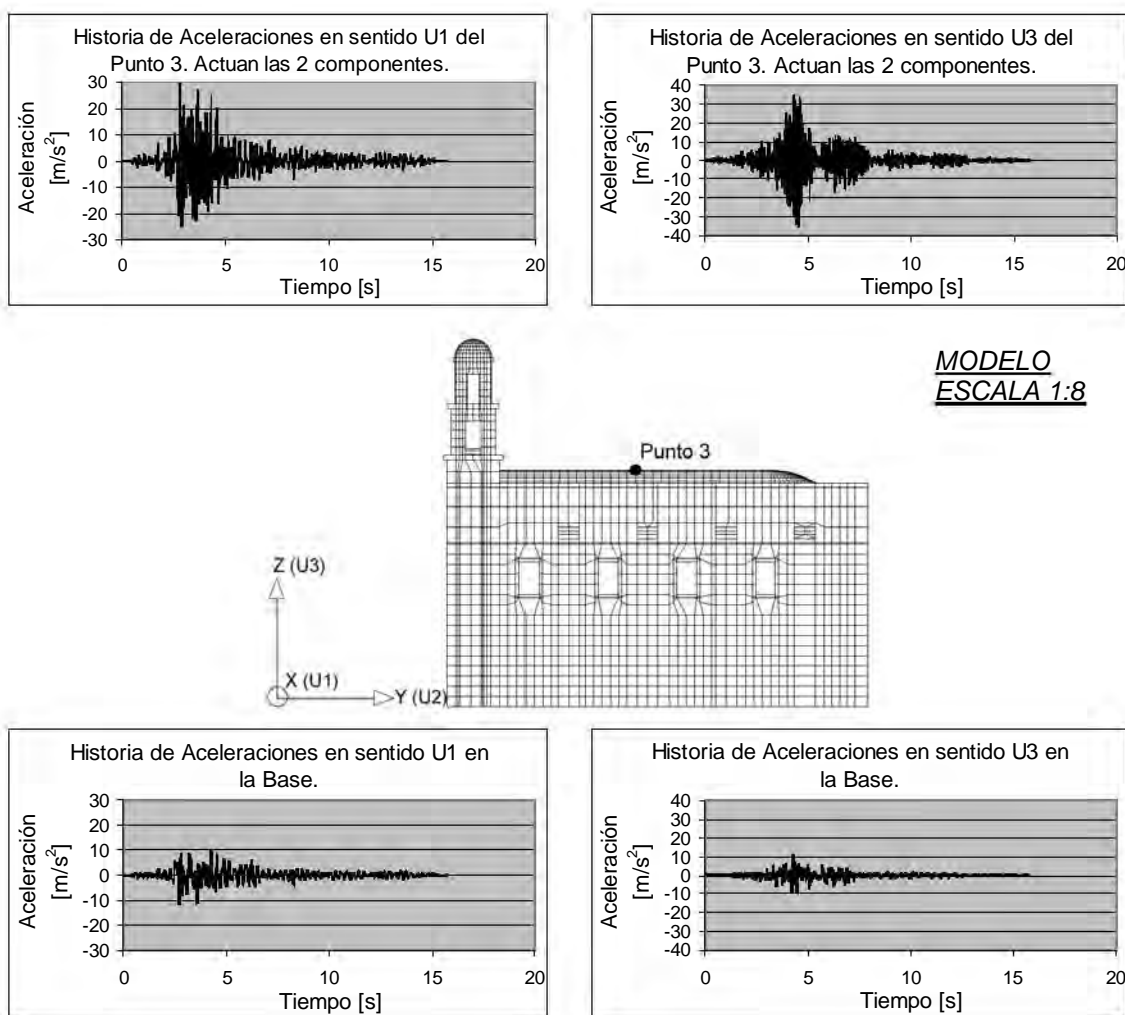


Figura 4-16. Historias de Aceleraciones en el Punto 3 del Modelo. Nótese que cuando actúa el componente V los valores máximos crecen tanto en dirección horizontal (U1) como en dirección vertical (U3).

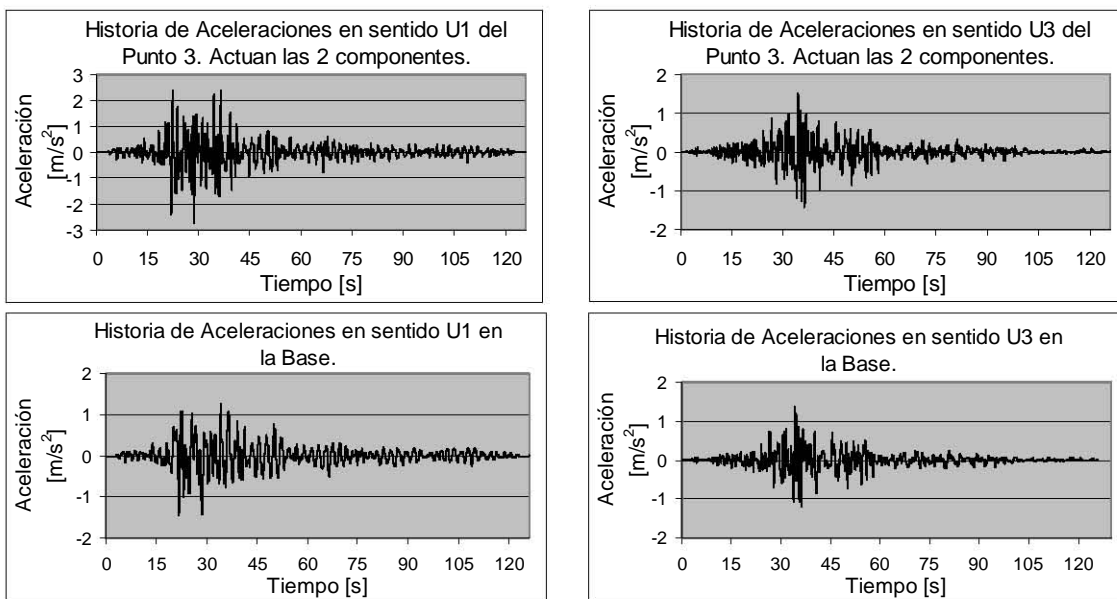


Figura 4-17. Amplificación de aceleraciones en el Punto 3 del Prototipo. Nótese como la amplificación es notoria en la dirección U1 mientras que en dirección U3 es casi imperceptible.

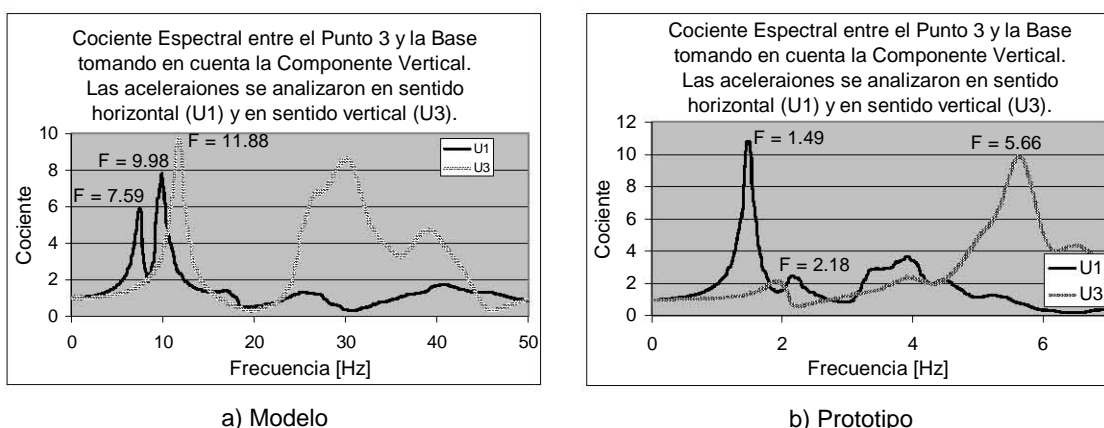


Figura 4-18. Cociente espectral entre las aceleraciones del Punto 3 y las del terreno del Templo.

Con el análisis de los puntos 3 que se presentó en este apartado y los puntos 4 y 5 presentados anteriormente se puede explicar el comportamiento de la nave central del templo tanto para el modelo a escala como para el prototipo. Se puede apreciar que el comportamiento de ambos es muy similar, sin embargo, no se puede hablar de factores de escala que al ser aplicados sobre los parámetros del modelo den como resultado los que se presentan para el prototipo.

Enseguida se presenta el comportamiento del templo en los puntos ubicados en la torre. El análisis del punto 6 se omite ya que éste punto solo se tomó en consideración para obtener los desplazamientos sobre la clave del templo como se verá más adelante; además éste punto sólo tiene interés para el movimiento longitudinal que no se estudió en esta tesis.

4.2.2.4 Análisis del comportamiento de las torres

Las torres presentan un comportamiento fuera de lo convencional, su comportamiento se asemeja al de un apéndice dado que se encuentra desligada del resto del templo de la mitad de su altura hacia arriba. Para el análisis del comportamiento sísmico de las torres se eligieron los puntos 7 y 8. En este apartado solo se describe con detalle el comportamiento del punto 8 ya que el punto 7 se utilizó para evaluar los desplazamientos laterales de la nave como se muestra más adelante en este capítulo. No obstante, se presenta también el cociente espectral entre los puntos 7 y 8 para mostrar cómo se amplifican las aceleraciones de la mitad de las torres hacia arriba.

- Análisis del Punto 8

Este se ubica justo en la cúspide de la torre, se observa que las aceleraciones máximas en dirección U1 se acercan a los 100m/s^2 mientras que aquellas en dirección U3 se acercan a los 15m/s^2 en el caso del modelo. En este punto las aceleraciones en dirección horizontal son mucho mayores (ver Figura 4-19) que las que se presentan en la base.

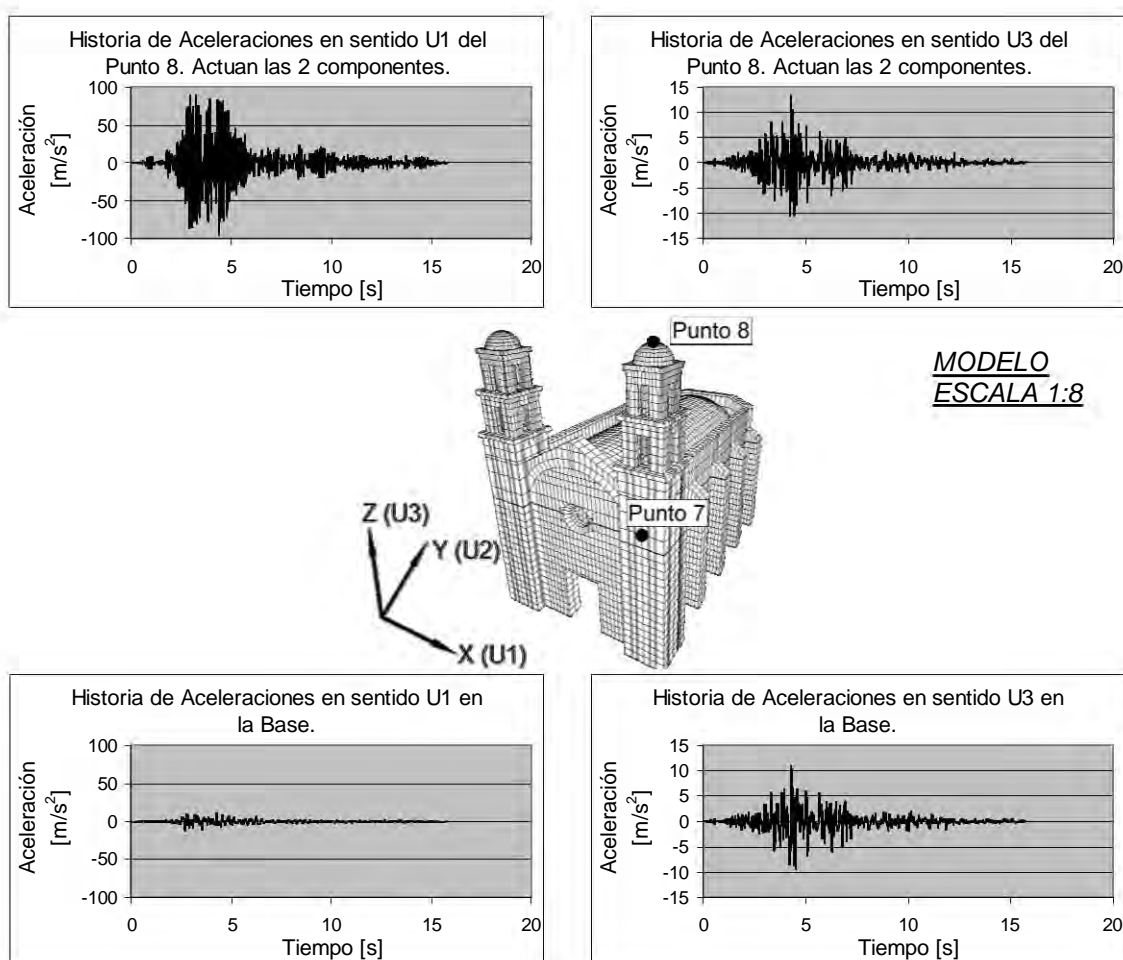


Figura 4-19. Historias de Aceleraciones en el Punto 8 del Modelo. Nótese que las aceleraciones en dirección horizontal (U1) se incrementan mucho más que en dirección vertical (U3). Se muestra la ubicación del Punto 7 como referencia para explicar el cociente espectral entre estos dos puntos.

En el prototipo se puede apreciar que las aceleraciones máximas en dirección U1 se acercan a los 6m/s^2 mientras que aquellas en dirección U3 se acercan a los 1.5m/s^2 . En este punto las aceleraciones en dirección horizontal son mucho mayores (ver Figura 4-20) que las que se presentan en la base, como ocurre para el caso del modelo a escala; esto deja en claro que las amplificaciones máximas de las aceleraciones provocadas por la excitación sísmica se dan en la parte más alta del templo. La amplificación de las aceleraciones en este punto para el modelo a escala son del orden de 6 veces las aceleraciones de la base mientras que en el prototipo son del orden de 4 veces las de la base, esto se debe a que en el modelo también se consideró una masa extra en el cupulín de cada torre debido a que en un principio el grupo de monumentos históricos utilizaría masas adicionales en los capulines del modelo físico que será ensayado en mesa vibratoria (Chávez M, 2005).

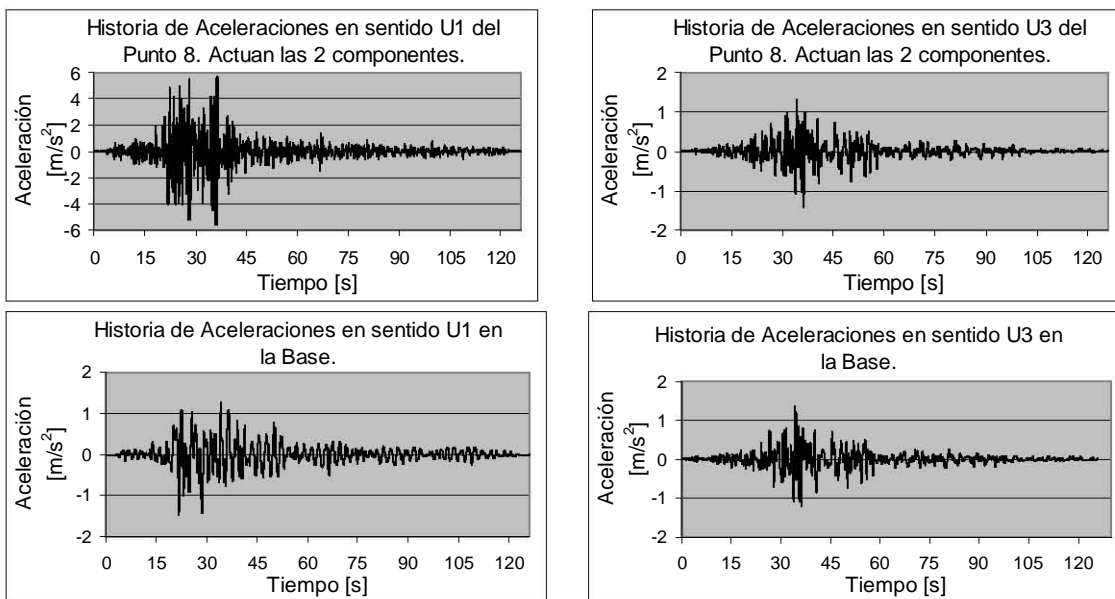


Figura 4-20. Amplificación de aceleraciones en el Punto 8 del prototipo. Nótese como la amplificación es notoria en la dirección U1 mientras que en dirección U3 es casi imperceptible.

En el caso del modelo a escala el cociente espectral obtenido para este punto respecto a la base (ver Figura 4-21) presenta picos en dirección U1 para la frecuencia de 7.65Hz la cual se relaciona con el modo 1; este modo se relaciona con la flexión del cuerpo principal del templo por lo que podemos inferir que el Punto 8 sufre mayores desplazamientos laterales en sismos con frecuencias cercanas a 7.6Hz .

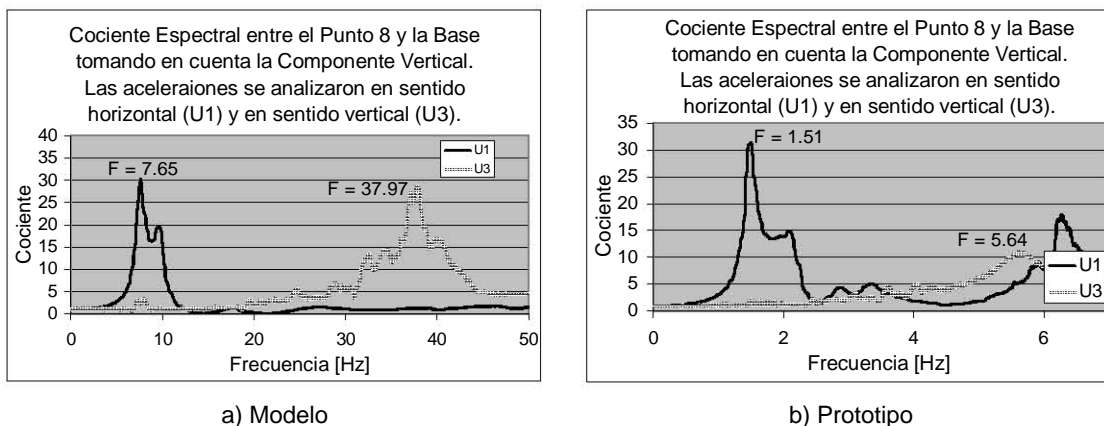


Figura 4-21. Cociente espectral entre las aceleraciones del Punto 8 y las del terreno del modelo.

Para inducir movimientos en dirección U3 se requieren frecuencias muy altas como 37.97Hz que corresponde al modo número 27 en el caso del modelo a escala.

En el caso del prototipo el cociente espectral obtenido para este punto respecto a la base (ver Figura 4-21) se puede apreciar que los picos en dirección U1 se presentan a una frecuencia de 1.51Hz la cual se relaciona con el modo 1; este modo se relaciona con la flexión del cuerpo principal del templo por lo que podemos inferir que el Punto 8 sufre mayores desplazamientos laterales en sismos con frecuencias cercanas a 1.4Hz. Para inducir movimientos en dirección U3 se requieren frecuencias muy altas como 5.64Hz que corresponde al modo número 24.

Finalmente se obtuvo el cociente espectral entre los puntos siete y ocho. Este cociente presenta un pico a una frecuencia de 8.48Hz para la dirección U1; ésta frecuencia se relaciona con el modo tres y representa flexión de las torres. En la dirección U3 se presenta un pico a una frecuencia de 47.90Hz la cual es muy alta y se relaciona con el modo 44 que corresponde un período de 0.0209s en el caso del modelo a escala (ver Figura 4-22 y Figura 4-23). Este último representa torsión de las torres lo que indica que la influencia del movimiento en dirección vertical genera torsión.

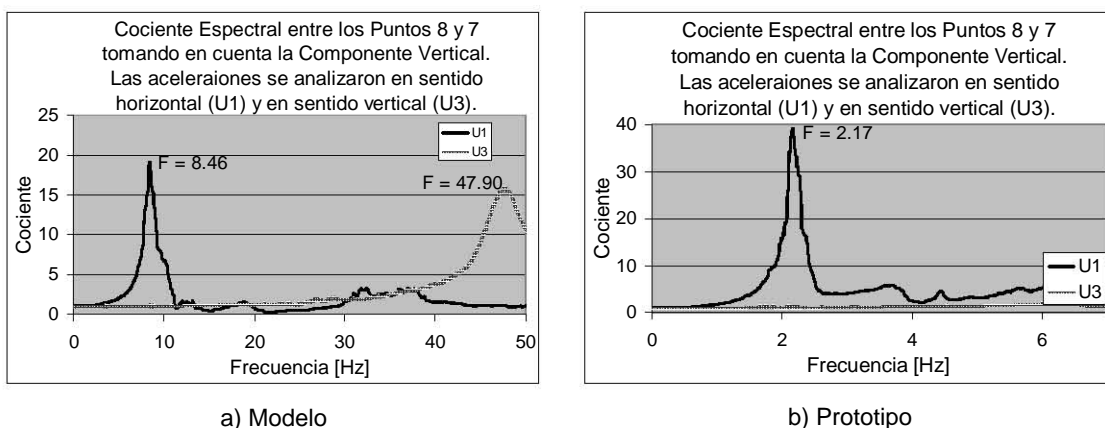


Figura 4-22. Cociente espectral entre las aceleraciones del punto siete y las del punto ocho.

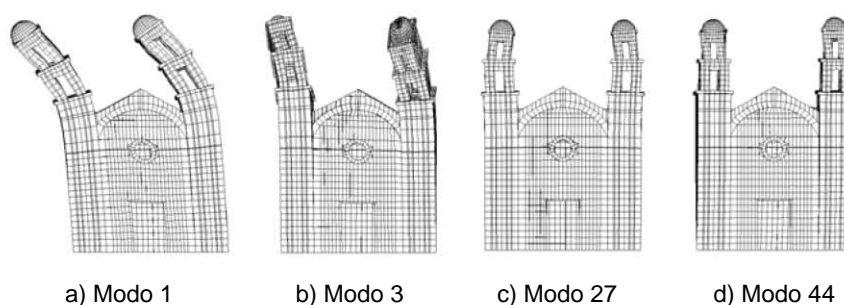


Figura 4-23. Formas modales que tienen mayor influencia en el comportamiento sísmico de las torres en el caso del Modelo a escala.

En el caso del prototipo el cociente espectral entre los puntos siete y ocho presenta un pico a una frecuencia de 2.17Hz para la dirección U1, esta frecuencia se relaciona con el modo 6 y representa flexión del cuerpo principal y de las torres. En la dirección U3 no se presentan picos (ver Figura 4-22).

4.2.3 Comparación entre las aceleraciones máximas obtenidas en el modelo y las obtenidas en el prototipo

Prosiguiendo con el análisis de los modelos matemáticos se presenta una comparativa entre los valores máximos de aceleración obtenidos para el modelo y para el prototipo. En la Tabla 4-3 se puede apreciar que no hay un factor multiplicativo único el cual se pueda emplear para transformar de manera directa los valores obtenidos en un modelo a escala a valores que representen el comportamiento del prototipo; aunque los factores multiplicativos no son muy diferentes. Esto se debe a que cuando se ensaya un modelo a escala que no sigue los requerimientos de similitud al pie de la letra los parámetros estudiados no guardan una relación directa con los que se espera que haya en el prototipo. En el caso particular del punto número 8 el factor multiplicativo se dispara debido a las masas concentradas que se pusieron sobre los cupulines del modelo a escala analizado.

VALORES MÁXIMOS DE ACELERACIÓN EN LOS PUNTOS EVALUADOS PARA EL PROTOTIPO Y MODELO CUANDO SE TOMA EN CUENTA EL COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO [m/s ²]					
Punto Evaluado	Punto 1	Punto 3	Punto en extremo de Muro	Punto 6	Punto 8
Modelo	17.09	29.03	32.88	21.62	95.20
Prototipo	2.05	2.72	2.90	2.45	5.65
Factor Multiplicativo	8.33	10.66	11.33	8.83	16.85

Tabla 4-3. Comparativa entre las aceleraciones máximas para el modelo y el prototipo.

En la Tabla 4-4 se aprecia que lo mismo ocurre para los tiempos en los que se obtuvieron las aceleraciones máximas en cuestión. En este caso, el factor de escala obtenido en el punto 8 no se dispara tanto porque el tiempo no depende de la masa que se acelera como lo hacen las aceleraciones mostradas anteriormente.

TIEMPOS DE MÁXIMA ACELERACIÓN EN LOS PUNTOS EVALUADOS PARA EL PROTOTIPO Y MODELO CUANDO SE TOMA EN CUENTA EL COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO [s]					
Punto Evaluado	Punto 1	Punto 3	Punto en extremo de Muro	Punto 6	Punto 8
Modelo	3.60	2.82	4.09	2.82	4.41
Prototipo	28.73	28.66	28.66	28.66	36.40
Factor Multiplicativo	7.98	10.16	7.01	10.16	8.26

Tabla 4-4. Comparativa entre los tiempos de máxima aceleración para el modelo y el prototipo.

Hasta aquí se han analizado las propiedades dinámicas del templo tanto para el modelo como para el prototipo y se han encontrado muchas semejanzas aunque no se cumpla con lo que estipulan las Leyes de Similitud. Enseguida se presentan los desplazamientos obtenidos en el análisis del templo.

4.2.4 Desplazamientos obtenidos en los puntos analizados en el modelo

Para calcular los desplazamientos se tomó en cuenta el efecto del peso propio de la estructura como se vio en el capítulo 3. Por tal motivo las gráficas que se presentan enseguida presentan un desplazamiento inicial diferente de cero, aunque en algunos casos el valor inicial es tan pequeño que no se aprecia a simple vista.

4.2.4.1 Desplazamientos en la parte central de la nave

En la Figura 4-24 y en la Figura 4-25 se observan los desplazamientos en los puntos 3, 4 y 5 que se ubican en la parte central de la nave para el modelo y para el prototipo respectivamente. Nótese que el punto que se desplaza más es el punto 3 que se ubica justo en el centro de la clave.

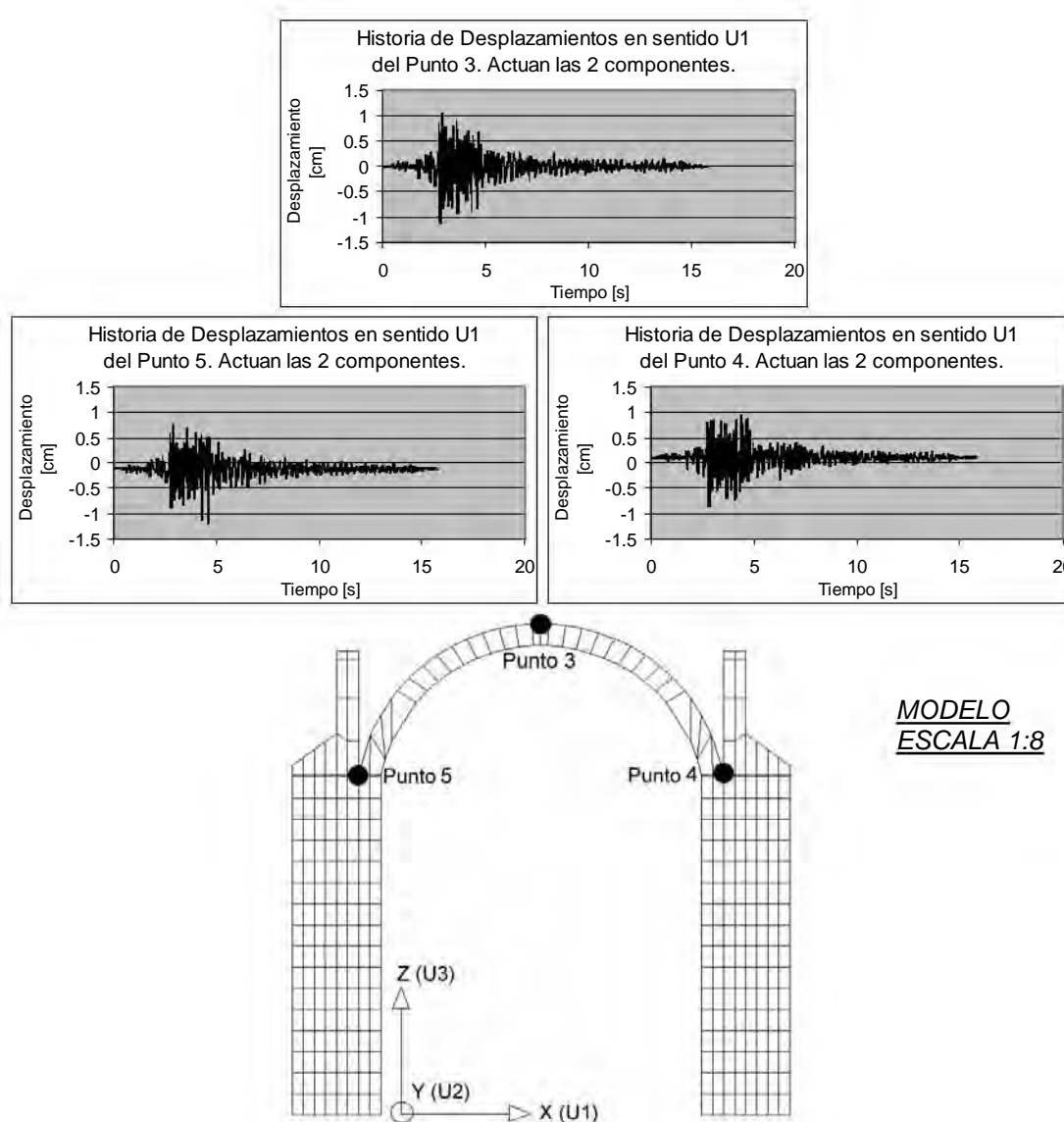


Figura 4-24. Historia de Desplazamientos para los puntos 3, 4 y 5 obtenidos en el análisis del modelo.

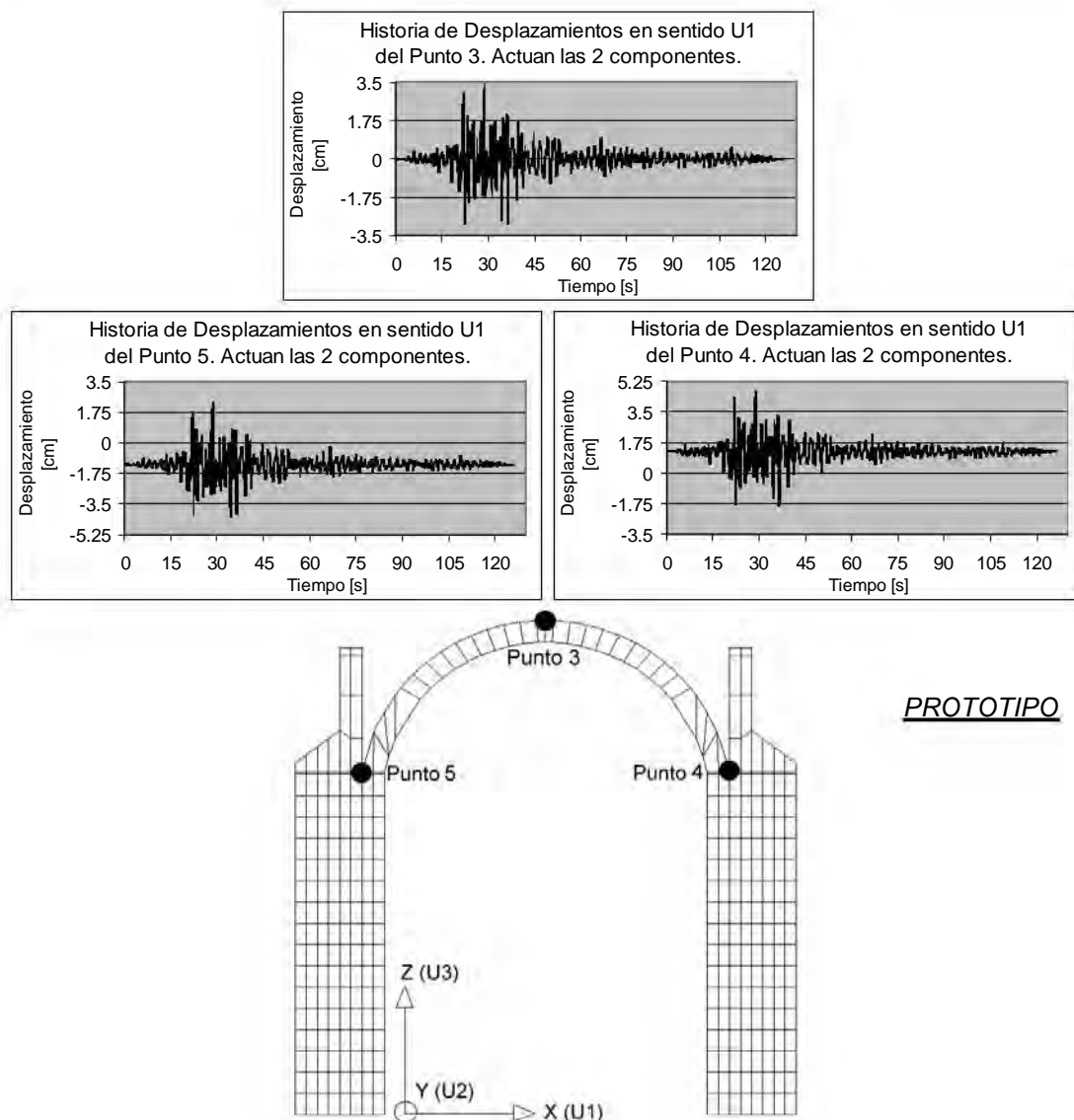


Figura 4-25. Historia de Desplazamientos para los puntos 3, 4 y 5 obtenidos en el análisis del Prototipo.

Los desplazamientos en el punto 3 para el modelo a escala rebasan el centímetro en dirección U1. Para el prototipo, los desplazamientos en el punto 3 llegan a los 3.5 centímetros aproximadamente. En ambos casos los desplazamientos en los puntos 4 y 5 son menores.

Cabe mencionar que los desplazamientos iniciales en los puntos 4 y 5 tienen signo diferente lo que significa que inicialmente la bóveda tiene una abertura debida a los efectos del peso propio.

También se obtuvo una historia de desplazamientos relativos entre los puntos 4 y 5 para ver como es que la bóveda se abre o cierra durante la excitación sísmica. El máximo desplazamiento relativo entre los puntos 4 y 5 del modelo apenas llega poco menos de un centímetro mientras que para el prototipo este valor es de apenas medio centímetro (ver Figura 4-26). Se requiere un acelerograma con amplitudes mayores para poder apreciar el fenómeno de la apertura y cierre de la bóveda con mayor claridad y así propiciar mayores daños en el templo.

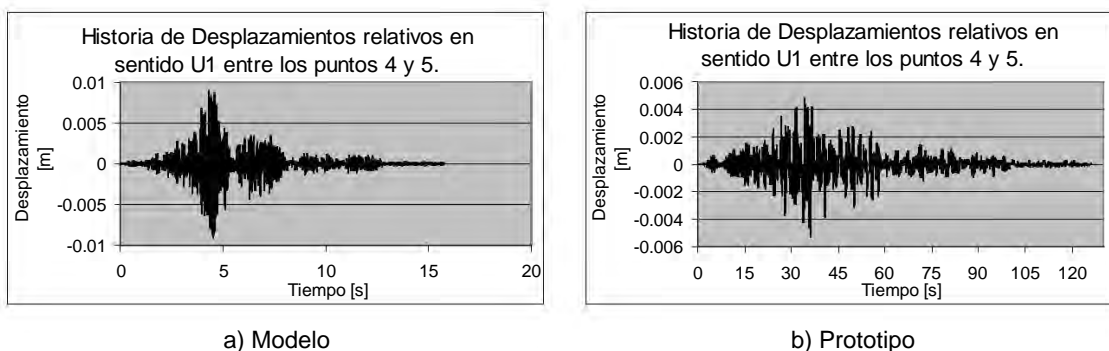


Figura 4-26. Historia de desplazamientos relativos entre los puntos 4 y 5 para el modelo.

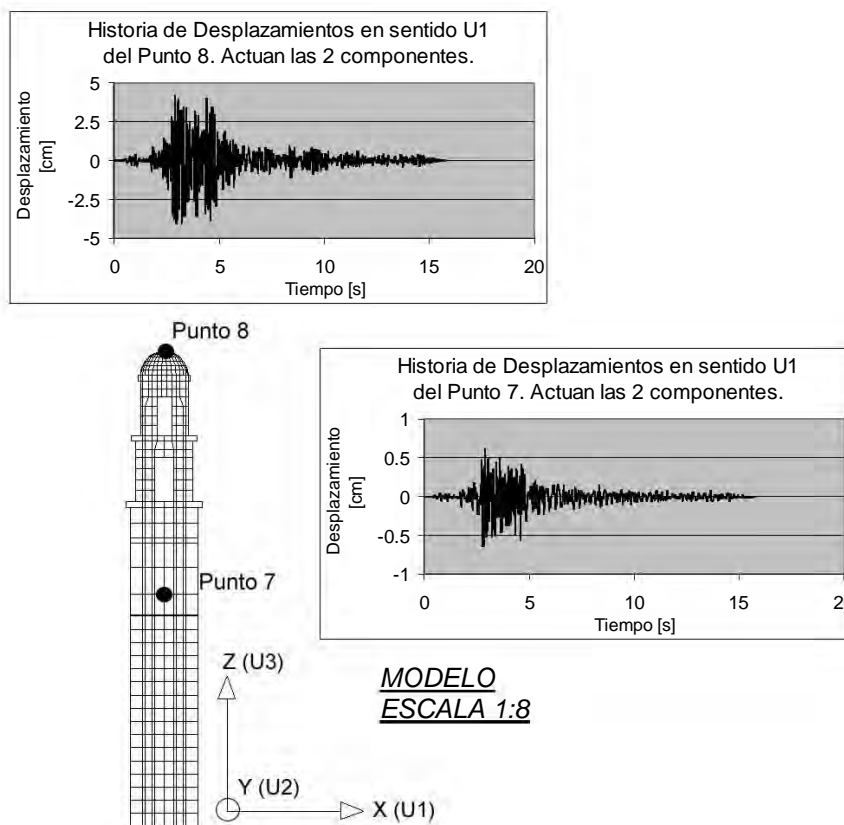


Figura 4-27. Desplazamientos en dirección U1 obtenidos para los puntos evaluados en la torre del modelo.

En la Figura 4-27 se muestran los desplazamientos obtenidos en dirección U1 para la torre del modelo a escala; puede apreciarse que los desplazamientos en el punto 8 son de mucho mayor magnitud que el resto de los puntos evaluados; esto nos lleva a corroborar que el comportamiento sísmico de las torres es como el de un apéndice, los desplazamientos máximos en la parte más elevada de los campanarios rebasan los 4cm mientras que a media altura de las torres (punto 7) apenas rebasan el medio centímetro.

El mismo comportamiento se aprecia en el prototipo, pero los valores en este caso son de alrededor de 7cm en el punto 8 y de 3cm en el punto 7, como se observa en la Figura 4-28. La diferencia entre los desplazamientos del punto 8 y los del punto 7 es más notoria en el caso del modelo a escala debido a las masas adicionales que se pusieron en los cupulines del modelo.

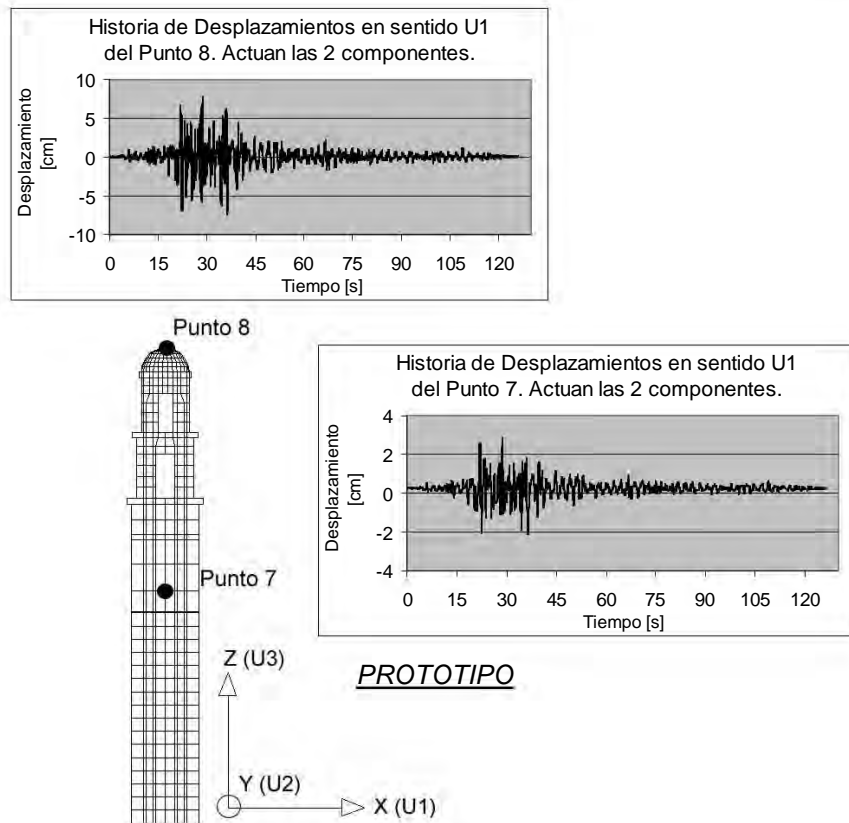


Figura 4-28. Desplazamientos en dirección U1 obtenidos para los puntos evaluados en la torre del Prototipo.

Asimismo, se obtuvo una historia de desplazamientos relativos entre los puntos de mayor altura de ambas torres; como se aprecia en la Figura 4-29, el valor máximo de desplazamientos relativos es de menos de un milímetro para el modelo y de poco más del milímetro en el caso del prototipo lo que indica que las torres se mueven en sincronía.

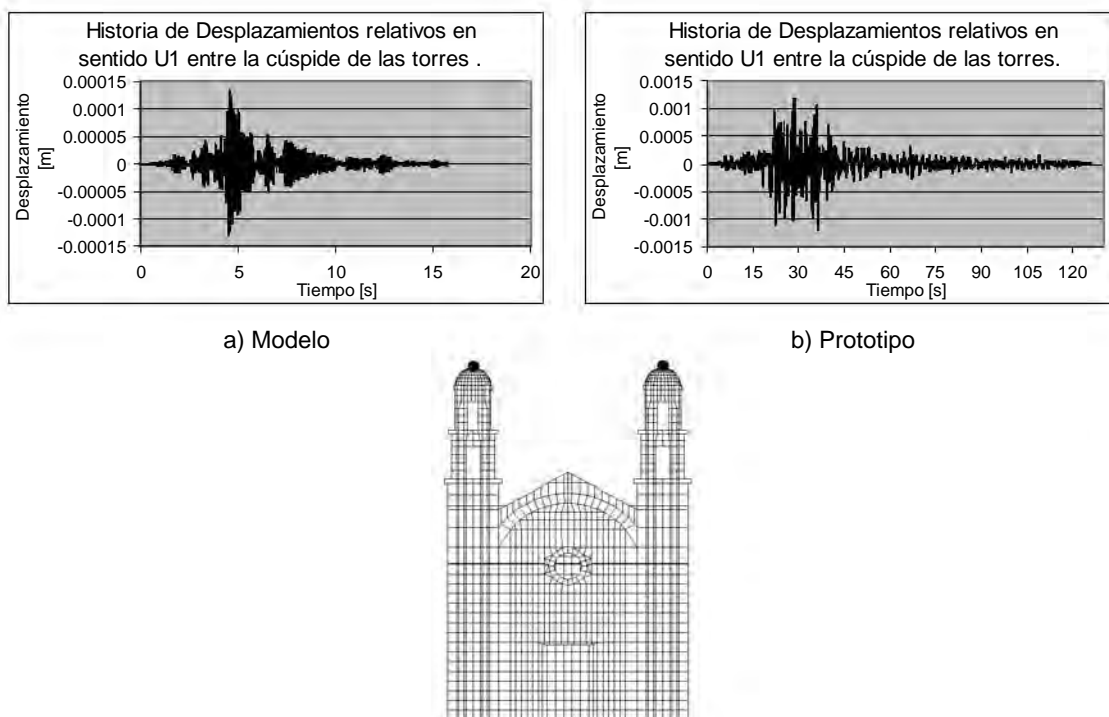


Figura 4-29. Historia de desplazamientos relativos entre los puntos extremos de la parte más alta de los campanarios del Templo.

4.2.5 Comparación entre los desplazamientos máximos obtenidos para el modelo a escala y para el prototipo

Se obtuvieron los desplazamientos máximos a lo largo de la clave del templo, en la Figura 4-30 y Figura 4-31 se puede apreciar que los desplazamientos máximos en el templo siempre se dan en la parte central de la nave ya que el comportamiento sísmico indicó que los modos de vibrar con mayor influencia en el comportamiento del templo obedecen a la flexión lateral del cuerpo de la nave. Se puede apreciar que los desplazamientos máximos en el centro de la nave son de casi 1.2cm para el modelo; mientras que en la fachada principal el desplazamiento máximo es de aproximadamente 8mm. La parte que se desplaza menos es la parte del ábside debido a su gran rigidez; en esta zona los desplazamientos máximos son de 8mm en el punto 2 y de aproximadamente 3mm en el punto 1.

En el caso del prototipo, en la Figura 4-31 se puede apreciar que los desplazamientos máximos en el centro de la nave son de casi 3.3cm mientras que en la fachada principal el desplazamiento máximo es de aproximadamente 27cm. La parte que se desplaza menos es la parte del ábside debido a su gran rigidez, en esta zona los desplazamientos máximos van de 2cm en el punto 2 y de aproximadamente 1.5cm en el punto 1.

4.2.5.1 Comparación entre desplazamientos a lo largo de la clave del templo

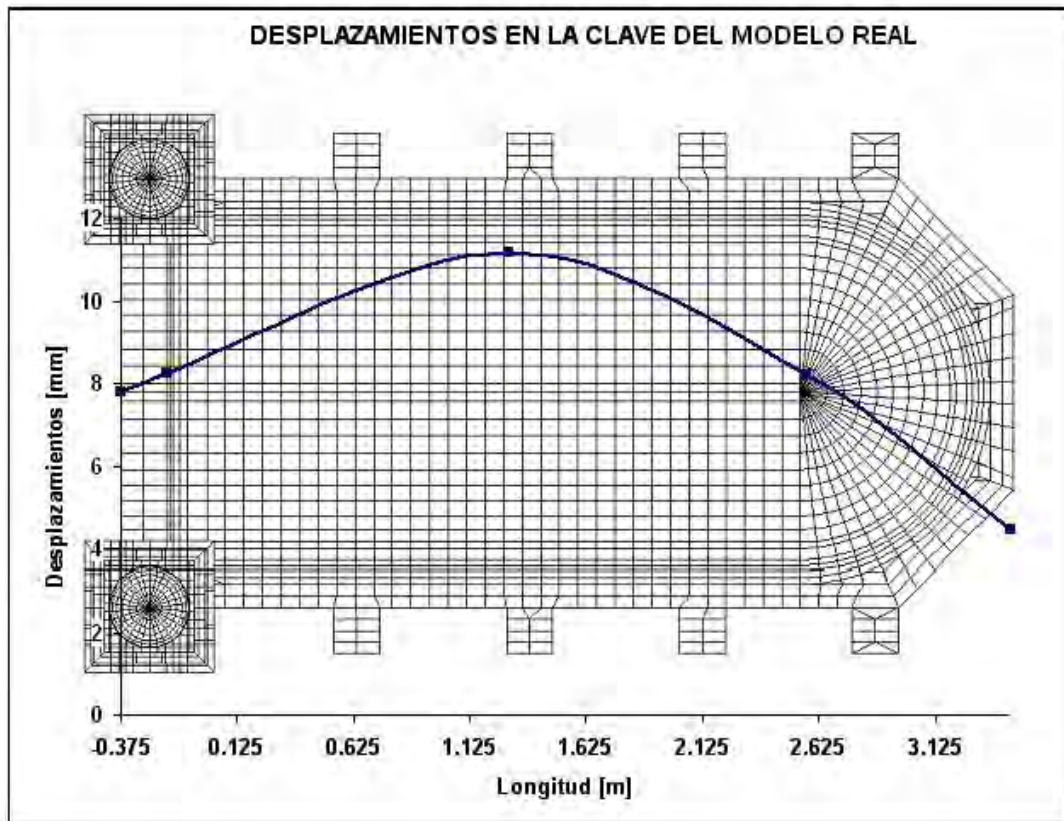


Figura 4-30. Desplazamientos máximos en dirección U1 en la clave del Modelo a Escala.

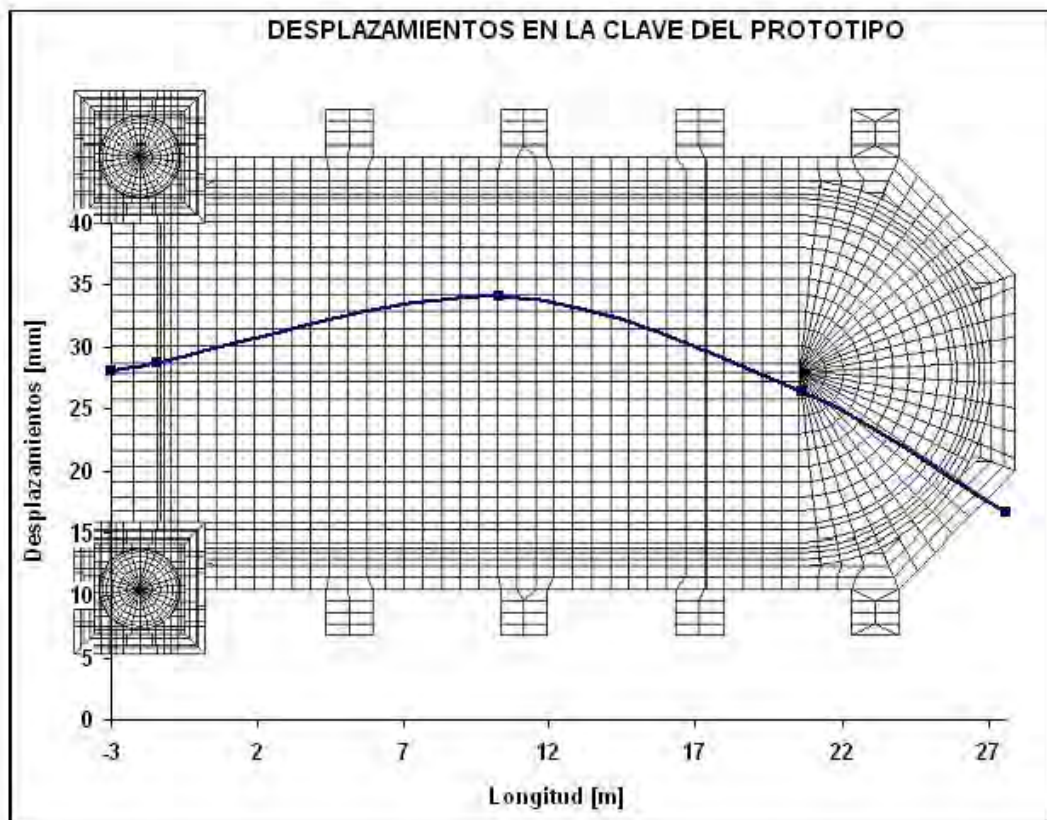


Figura 4-31. Desplazamientos máximos en dirección U1 en la clave del Prototipo.

En la Tabla 4-5 se muestra una comparación entre los valores de desplazamiento máximos que se obtuvieron tanto para el modelo como para el prototipo. Se puede apreciar que no existe un factor multiplicativo que relacione de manera directa ambos resultados.

VALORES MÁXIMOS DE DESPLAZAMIENTO EN LOS PUNTOS EVALUADOS PARA EL PROTOTIPO Y MODELO CUANDO SE TOMA EN CUENTA EL COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO [mm]					
Punto Evaluado	Punto 1	Punto 3	Punto en extremo de Muro	Punto 6	Punto 8
Modelo	4.45	11.17	10.11	7.78	42.34
Prototipo	16.67	34.08	48.69	28.01	76.99
Factor Multiplicativo	3.75	3.05	4.82	3.60	1.82

Tabla 4-5. Valores máximos de desplazamiento en los puntos evaluados para el prototipo y modelo cuando se toma en cuenta el componente vertical del sismo [mm].

En la Tabla 4-6 se aprecia que los valores del tiempo en el que se presentan los máximos desplazamientos para el modelo a escala no son directamente proporcionales a los obtenidos para el prototipo.

TIEMPOS DE MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LOS PUNTOS EVALUADOS PARA EL PROTOTIPO Y MODELO CUANDO SE TOMA EN CUENTA EL COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO [s]					
Punto Evaluado	Punto 1	Punto 3	Punto en extremo de Muro	Punto 6	Punto 8
Modelo	2.826	2.8305	2.826	2.8305	2.9115
Prototipo	28.69	28.69	28.69	28.66	28.66
Factor Multiplicativo	10.15	10.14	10.15	10.12	9.84

Tabla 4-6. Tiempos de máximo desplazamiento en los puntos evaluados para el prototipo y modelo cuando se toma en cuenta el componente vertical del sismo [s].

4.2.5.2 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en las torres

En la Figura 4-32 se aprecian los desplazamientos laterales (dirección U1) máximos a lo alto de la torre para el caso del modelo a escala. Se aprecia que a partir de la mitad de la torre hacia arriba los desplazamientos son mayores debido a que en esta parte las torres pierden rigidez y se comportan como apéndices. Los desplazamientos laterales de la torre para el prototipo se pueden apreciar en la Figura 4-33.

El desplazamiento máximo en la cúspide de la torre es de aproximadamente 5cm mientras que a la mitad de la altura los desplazamientos son menores a 1cm en el caso del modelo. Para el prototipo el desplazamiento máximo en la parte más alta es de aproximadamente 8cm mientras que a la mitad de la altura los desplazamientos son menores a 4cm.

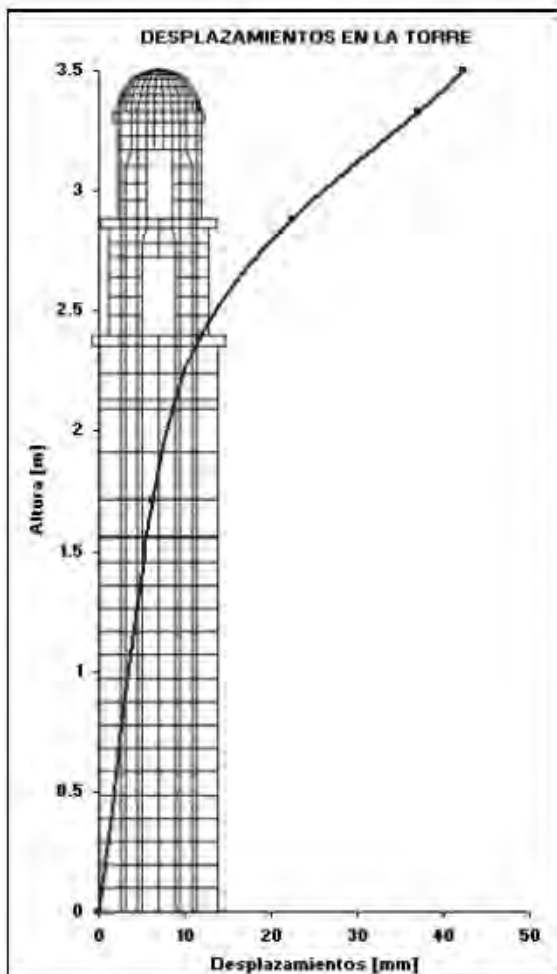


Figura 4-32. Desplazamientos laterales máximos (dirección U1) en las Torres del Modelo.

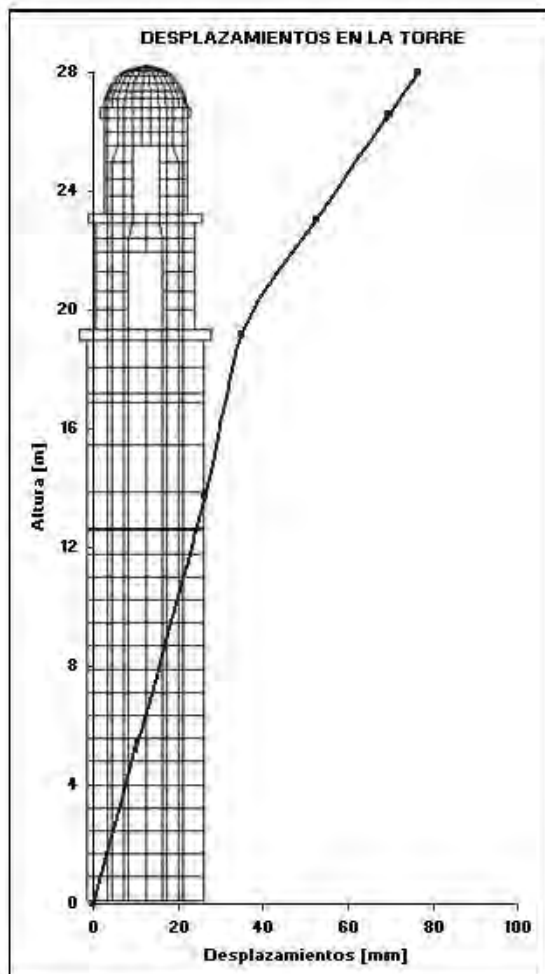


Figura 4-33. Desplazamientos laterales máximos (dirección U1) en las Torres del Prototipo.

En la Tabla 4-7 se muestran los valores de los desplazamientos máximos graficados en la Figura 4-32 y en la Figura 4-33; se puede observar que no existe un factor de escala absoluto que relacione los desplazamientos en las torres del modelo con aquellos del prototipo. Los factores multiplicativos o factores de escala son aún más irregulares en este caso que para los desplazamientos a lo largo de la clave; sin embargo, se acepta que el modelo representa de manera gráfica el comportamiento del prototipo.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LA TORRE EVALUADOS EN EL TEMPLO CUANDO SE TOMA EN CUENTA EL COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO [mm]. DIRECCION U1.					
Altura [m]	1.71	2.39	2.88	3.33	3.5
Desplazamiento Máximo en el Modelo a Escala	6.34	11.65	22.55	37.16	42.34
Desplazamiento Máximo en el Prototipo	26.13	34.74	52.38	69.41	76.32
Factor Multiplicativo	4.12	2.98	2.32	1.86	1.80

Tabla 4-7. Desplazamientos Máximos Laterales (dirección U1) en la Torre del Modelo.

4.2.6 Esfuerzos obtenidos en algunos puntos analizados en el templo

Se presentan a continuación los resultados obtenidos en el análisis de esfuerzos para el templo analizado. Existen 6 tipos de esfuerzos evaluados para los elementos finitos del modelo matemático, tres de estos esfuerzos son normales (S_{11} , S_{22} , S_{33}) y tres son cortantes (S_{13} , S_{12} , S_{23}), la dirección de cada uno de estos esfuerzos se aprecia en la Figura 4-34. En esta tesis solo se hace énfasis en los esfuerzos normales S_{33} por ser esfuerzos verticales así como en el esfuerzo cortante S_{23} .

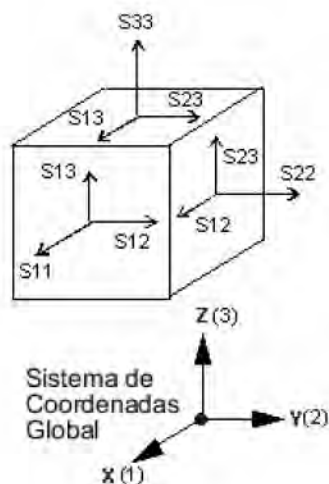


Figura 4-34. Convención de signos tomada para evaluar los esfuerzos que se presentan tanto en el Modelo como en el Prototipo.

4.2.6.1 Esfuerzos en la parte central de la nave

Para el análisis de los esfuerzos en la parte central de la nave se definieron 3 puntos (3, A y B) como se observa en la Figura 4-35. Con esto se presenta un análisis más a detalle de los efectos que tienen las acciones sísmicas en la parte central de la nave, en específico de la bóveda.

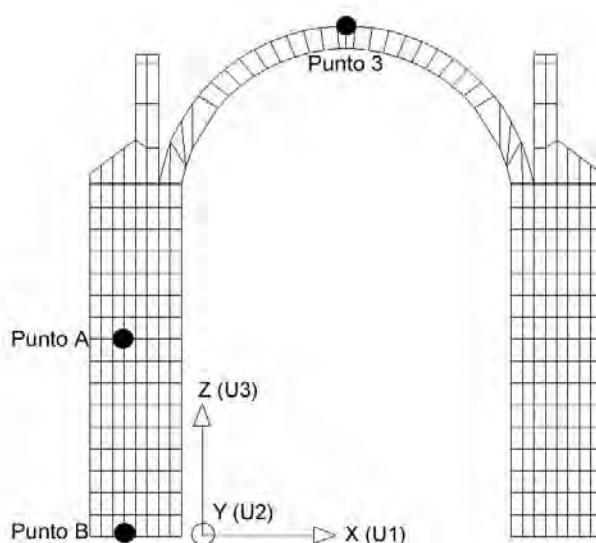


Figura 4-35. Puntos Evaluados en la parte central de la nave tanto en el Prototipo como en el Modelo.

4.2.6.1.1 Evaluación de esfuerzos en el Punto 3

Al evaluar los esfuerzos en el punto 3 del modelo se puede observar que debido a la acción de la fuerza de gravedad los esfuerzos normales S22 tienen valores altos en relación con los otros tipos de esfuerzos, como se aprecia en la Tabla 4-8. En ambos casos, modelo y prototipo, los esfuerzos iniciales normales S22 debidos a peso propio son de compresión pero los verticales S33 son de tensión. También se observa que los esfuerzos cortantes no son muy altos. Puede apreciarse que los esfuerzos debidos a cargas verticales son muy similares entre modelo y prototipo por lo que se puede inferir que la carga adicional ayuda a acercarse un poco a los requerimientos de similitud establecidos en la alternativa 3 del capítulo 2.

Esfuerzos iniciales debidos al Peso Propio en el Punto 3						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11	S22	S33	S12	S13	S23
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
Modelo	-3.9000	-2.5100	0.02930	-0.0008	-0.1000	0.0005
Prototipo	-4.1627	-2.67270	0.09439	-0.0038	-0.1027	-0.0048

Tabla 4-8. Esfuerzos debidos al Peso Propio en el Punto 3 del Templo.

Se realizó un primer análisis de esfuerzos debido a la acción sísmica cuando solo se aplica el componente N-S del sismo; los esfuerzos resultantes al combinar esta acción sísmica con el efecto del peso propio se muestran en la Tabla 4-9.

Enseguida se efectuó un análisis tomando en cuenta ambos componentes del sismo; los resultados se consignan en la Tabla 4-10. Nótese que la mayoría de los esfuerzos crecen, especialmente los esfuerzos verticales S33 de tensión que como se había dicho antes, se incrementan en la bóveda al aplicarse el componente vertical del sismo. Sin embargo, los esfuerzos verticales obtenidos no rebasan la resistencia a tensión del mortero (0.4kg/cm²) en ningún caso.

Esfuerzos máximos debidos a la acción sísmica cuando sólo actúa el componente NS en el Punto 3 definido sobre la parte central de la Nave						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11	S22	S33	S12	S13	S23
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
Modelo (Tensión)	-3.3500*	-2.3500*	0.0602	0.6800	0.5300	0.0128
Modelo (Compresión)	-4.4000	-2.6500	-0.0057	-0.7400	-0.8200	-0.0101
Prototipo (Tensión)	-4.1390*	-2.6544*	0.0955	0.1812	-0.0758*	-0.0035*
Prototipo (Compresión)	-4.1900	-2.6972	0.0928*	-0.1882	-0.1245	-0.0060

Tabla 4-9. Esfuerzos debidos al efecto de la acción sísmica cuando actúa sólo el componente NS en el Punto 3, los esfuerzos iniciales por peso propio se toman en cuenta. * Existen puntos en los que no se presentan esfuerzos de tensión, en su lugar se presenta el valor mínimo de compresión y viceversa.

Esfuerzos máximos debidos a la acción sísmica cuando actúan ambos componentes (NS y V) en el Punto 3 definido sobre la parte central de la Nave						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo (Tensión)	9.3900	7.2700	0.1900	0.6900	0.5900	0.0195
Modelo (Compresión)	-16.9500	-12.1400	-0.1300	-0.7400	-1.0100	-0.0185
Prototipo (Tensión)	-3.4386*	-2.1397*	0.1118	0.1811	-0.0738*	-0.0027*
Prototipo (Compresión)	-4.8898	-3.1672	0.0758	-0.1889	-0.1286	-0.0063

Tabla 4-10. Esfuerzos debidos al efecto de la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto 3, los esfuerzos iniciales por peso propio se toman en cuenta. * Existen puntos en los que no se presentan esfuerzos de tensión, en su lugar se presenta el valor mínimo de compresión.

4.2.6.1.2 Evaluación de esfuerzos en el Punto A

Los esfuerzos debidos al peso propio en este punto se pueden apreciar en la Tabla 4-11; se observa que los esfuerzos verticales alcanzan 0.45kg/cm² en compresión lo que implica que la resistencia del mortero (14kg/cm²) no se excede en el caso del modelo a escala. Por otro lado, para el prototipo el valor del esfuerzo inicial debido al peso propio es de -2.06kg/cm², este es mayor que en el modelo lo que indica que la carga adicional sobre la bóveda no es suficiente para cumplir los requerimientos de similitud estipulados en el capítulo 2.

Esfuerzos iniciales debidos al Peso Propio en el Punto A						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo	0.0471	0.1200	-0.4500	-0.0480	-0.2200	0.0590
Prototipo	0.0483	-0.0056	-2.0614	-0.0365	-0.3209	0.0575

Tabla 4-11. Esfuerzos debidos al Peso Propio en el Punto A del Templo.

En cuanto a los esfuerzos producidos por el efecto de la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) aunadas al estado inicial de esfuerzos debidos al peso propio se observa que los esfuerzos normales S22 y los verticales S33 alcanzan valores de tensión de 0.77kg/cm² y 0.48kg/cm² respectivamente (ver Tabla 4-12) estos esfuerzos dañan el mortero de las juntas que solo alcanza esfuerzos de tensión de 0.4kg/cm² según pruebas de laboratorio sobre la mampostería que se utilizará en la prueba de mesa vibratoria (Chávez M, 2005). En el caso del prototipo sólo los esfuerzos normales S22 alcanzan esfuerzos de tensión de 0.12kg/cm² lo que indica que son menores a los observados en el modelo. Debido a las diferencias entre los valores observados para el modelo y para el prototipo no se puede establecer una relación directa entre estos parámetros.

En ambos casos se aprecia que los esfuerzos verticales S33 son de los de mayor magnitud, en el caso del modelo se aprecia que alcanzan los 1.53kg/cm² y para el prototipo van hasta los 2.41kg/cm²; estos valores no rebasan los esfuerzos de compresión resistidos por la mampostería que son de 14kg/cm² para el mortero, 16.6kg/cm² para la mampostería de ladrillo y de 40kg/cm² para la mampostería de piedra tanto para modelo como para prototipo.

Esfuerzos máximos debidos a la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto A definido sobre la parte central del Muro Izquierdo						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo (Tensión)	0.2400	0.7700	0.4800	0.1500	1.1200	0.7100
Modelo (Compresión)	-0.1500	-0.4300	-1.5300	-0.2500	-1.9900	-0.4900
Prototipo (Tensión)	0.1152	0.1201	-1.7629	-0.0036	0.4778	0.3327
Prototipo (Compresión)	-0.0107	-0.1437	-2.4116	-0.0711	-1.0217	-0.2584

Tabla 4-12. Esfuerzos debidos al efecto de la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto A, los esfuerzos iniciales por peso propio se toman en cuenta. * Existen puntos en los que no se presentan tensiones, en su lugar se presenta el valor mínimo de compresión.

4.2.6.1.3 Evaluación de esfuerzos en el Punto B

Como se mencionó arriba, este punto se ubica en la base del contrafuerte izquierdo en la parte central de la nave. Los esfuerzos debidos al peso propio para este punto se presentan en la Tabla 4-13. Puede observarse que los esfuerzos de mayor magnitud son los verticales con un valor de 0.91kg/cm² a compresión en el modelo y de 3.18kg/cm² para el prototipo; estos esfuerzos son mayores que en los puntos anteriores debido a que el peso propio se acumula en esta zona.

Esfuerzos iniciales debidos al Peso Propio en el Punto B						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo	-0.2700	-0.2300	-0.9100	0.1500	-0.1400	0.0518
Prototipo	-0.8980	-0.7932	-3.1808	0.4711	-0.3331	0.0777

Tabla 4-13. Esfuerzos debidos al Peso Propio en el Punto B del Templo.

En la Tabla 4-14 se consignan los esfuerzos en este punto debidos a la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo. Se aprecia que los esfuerzos en este punto son mayores. Los esfuerzos de tensión rebasan el esfuerzo admisible del mortero, por lo que las juntas en esta zona sufrirán agrietamiento. Los esfuerzos cortantes aún siguen siendo bajos respecto a los esfuerzos normales. Nuevamente se puede apreciar que no existe una relación directa de los parámetros del modelo con aquellos del prototipo debido a que los requerimientos de similitud no se cumplen cabalmente.

Esfuerzos máximos debidos a la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto B definido sobre la parte baja del Muro Izquierdo						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo (Tensión)	0.7400	0.8400	2.2000	1.1000	0.7500	0.7100
Modelo (Compresión)	-1.6900	-1.6500	-5.3900	-0.5500	-1.2700	-0.5000
Prototipo (Tensión)	-0.3253	-0.1759	-1.3586	0.8651	0.3075	0.3615
Prototipo (Compresión)	-1.5050	-1.4174	-5.1680	0.0755	-0.9271	-0.2515

Tabla 4-14. Esfuerzos debidos al efecto de la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto B, los esfuerzos iniciales por peso propio se toman en cuenta.

4.2.6.1.4 Distribución de esfuerzos al centro de la nave

En la Figura 4-36 se muestra la distribución de esfuerzos verticales S33 debidos al peso propio de la estructura para el caso del modelo a escala; se aprecia que los esfuerzos máximos están en los riñones de la bóveda y en la base de los contrafuertes. En los riñones puede apreciarse que por intradós los esfuerzos que se presentan son compresiones de alrededor de 3.15kg/cm² mientras que por extradós los valores de los esfuerzos son de hasta 1.35kg/cm²; estos esfuerzos de tensión también se presentan en el centro de la bóveda.

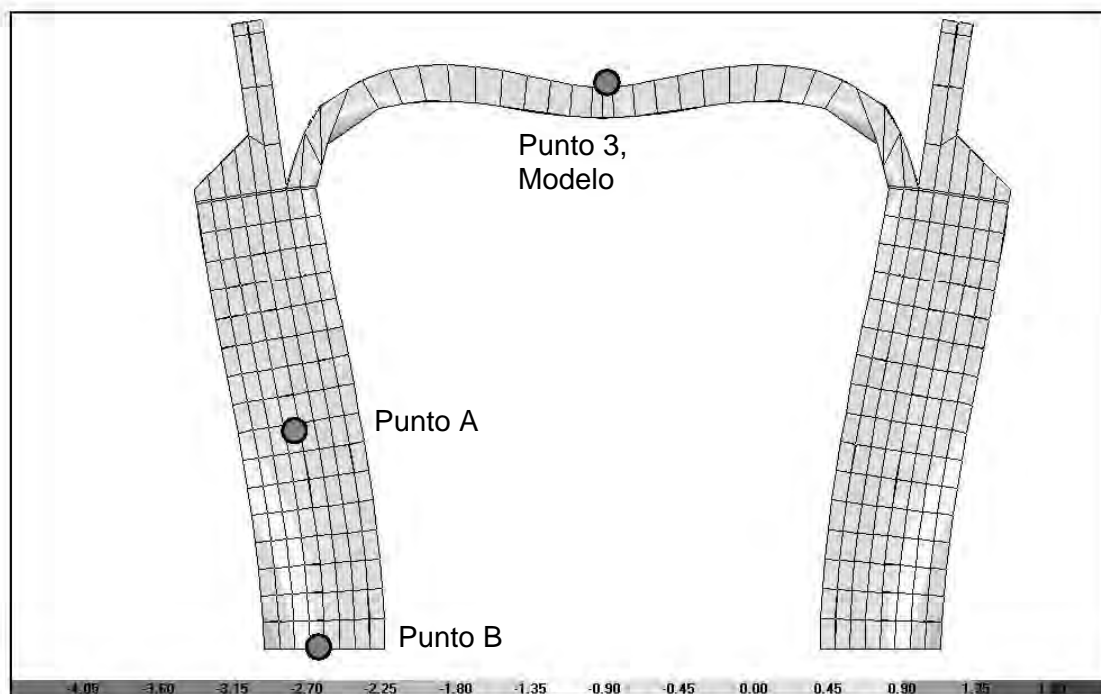


Figura 4-36. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos al peso propio del Modelo a escala. Unidades en kg/cm².

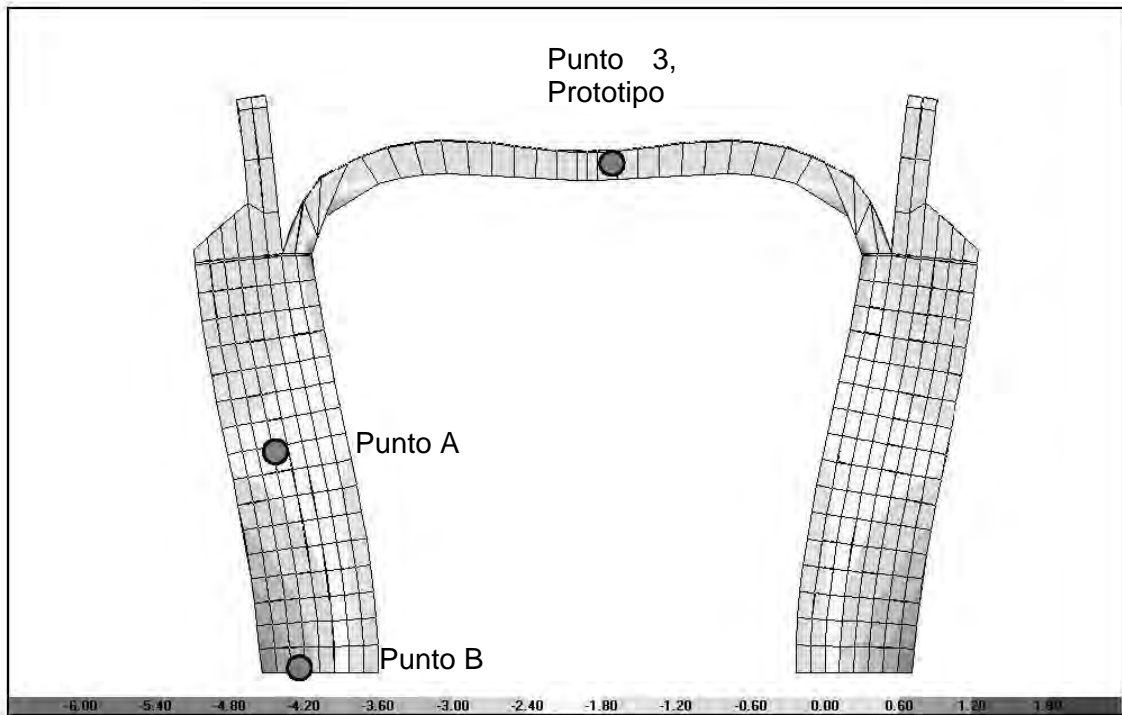


Figura 4-37. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción del peso propio en el punto 3 del Prototipo. Unidades en kg/cm^2 .

En el caso del prototipo se puede observar que la distribución de esfuerzos al centro de la nave presenta valores mayores a compresión como se aprecia en la Figura 4-37. Pero puede apreciarse que la distribución de esfuerzos sigue la misma característica, es decir, también se presentan tensiones en los riñones de la bóveda por la parte del extradós y en la clave por intradós.

También se evaluó la distribución de esfuerzos en la parte central de la nave para el tiempo de máximo desplazamiento del punto 3 como se ve en la Figura 4-38. Los valores son prácticamente los mismos que para los esfuerzos que se presentan en el tiempo de máxima aceleración.

El mismo caso sucede para los esfuerzos cortantes S23, como se observa en la Figura 4-39. Por tal motivo las distribuciones de esfuerzos que se presentan ante la aplicación de acciones sísmicas están referidas a un tiempo de máximo desplazamiento según sea el punto que se este evaluando.

Nótese que hay varias zonas donde los esfuerzos resistentes a tensión por parte del mortero de las juntas se sobrepasan lo que indica que se generarán agrietamientos en esas zonas, especialmente en la parte de la clave por intradós y en los riñones por extradós, además en la parte inferior de los muros los esfuerzos se hacen más críticos. Se puede apreciar que en la parte exterior de los muros los esfuerzos llegan a rebasar el esfuerzo admisible de la mampostería de 5kg/cm^2 (Chávez M. 2005), éste fenómeno se da con mayor notoriedad en los puntos A y B que se ubican sobre los muros.

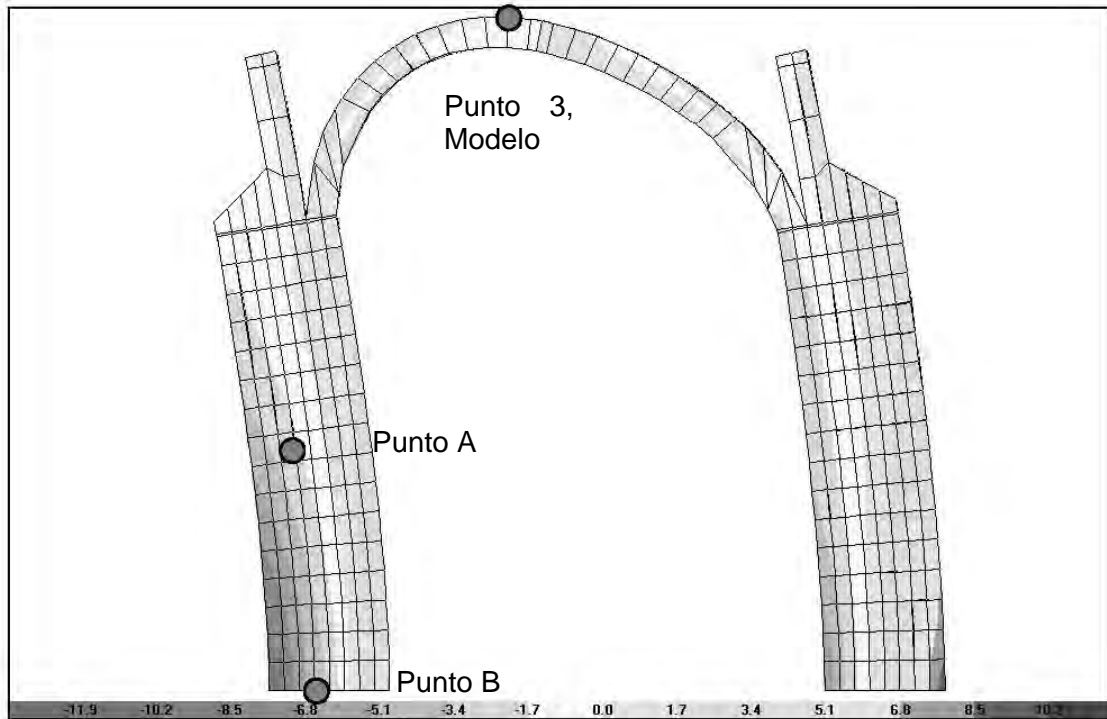


Figura 4-38. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 3 del Modelo para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 2.83s$. Unidades en kg/cm^2 .

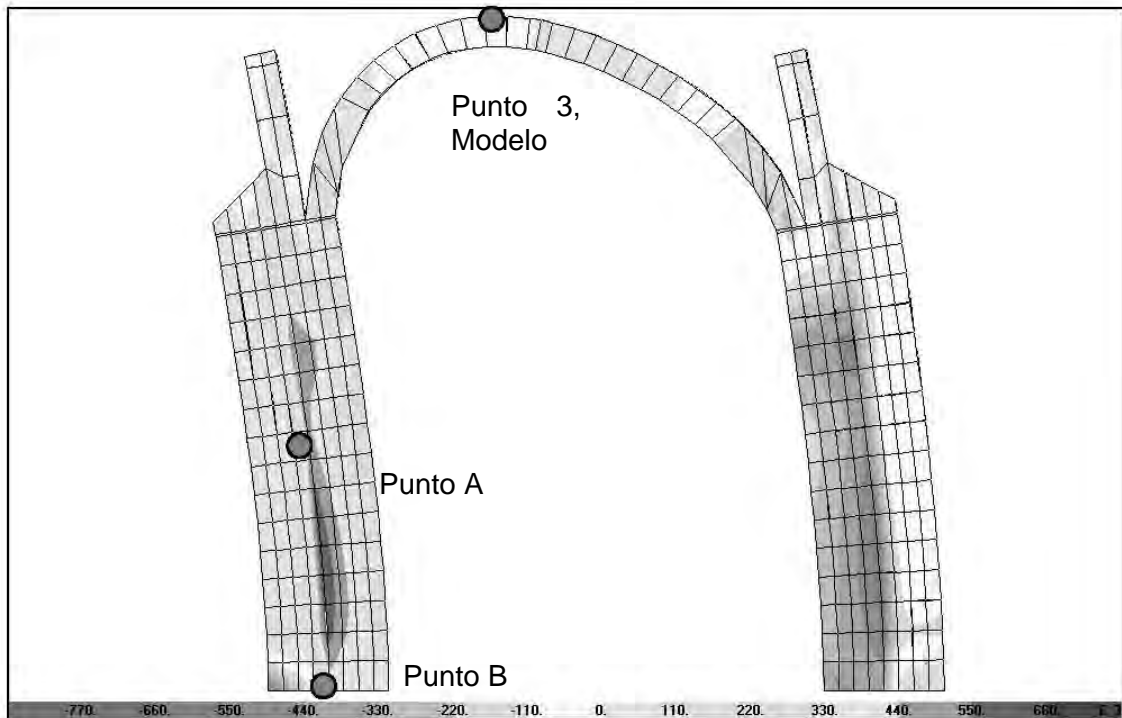


Figura 4-39. Distribución de Esfuerzos cortantes S23 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 3 del Modelo para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 2.83s$. Unidades en $kg/cm^2 \times 10^{-3}$.

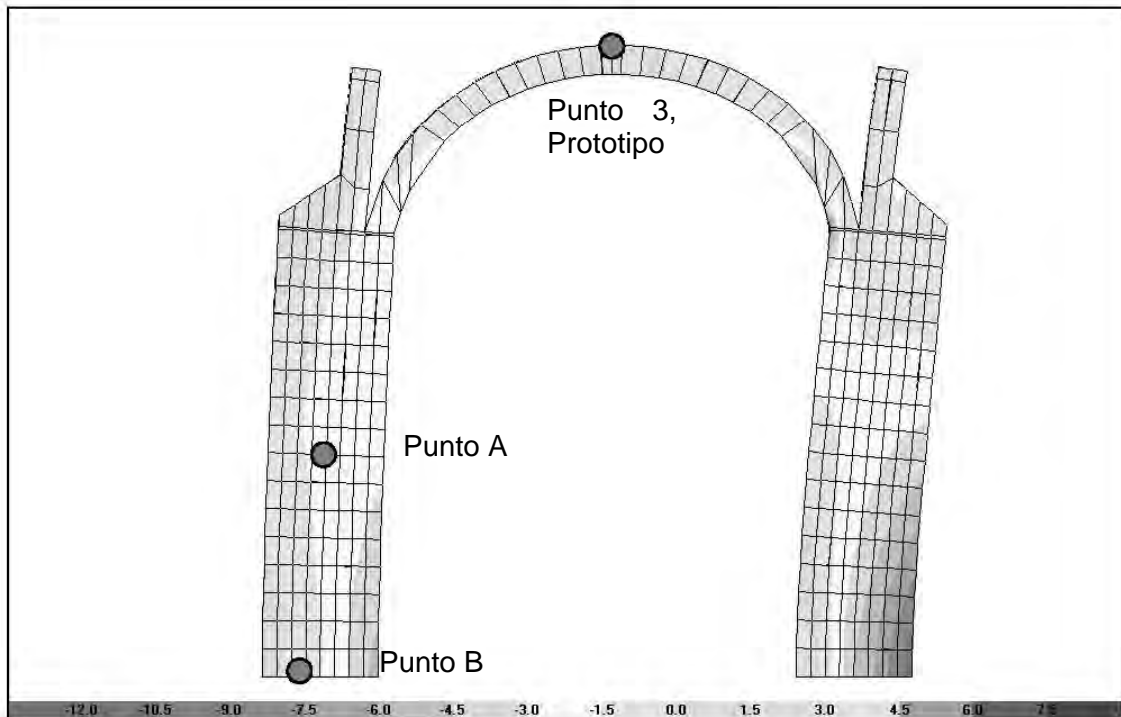


Figura 4-40. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 3 del Prototipo para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 28.69s$. Unidades en kg/cm^2 .

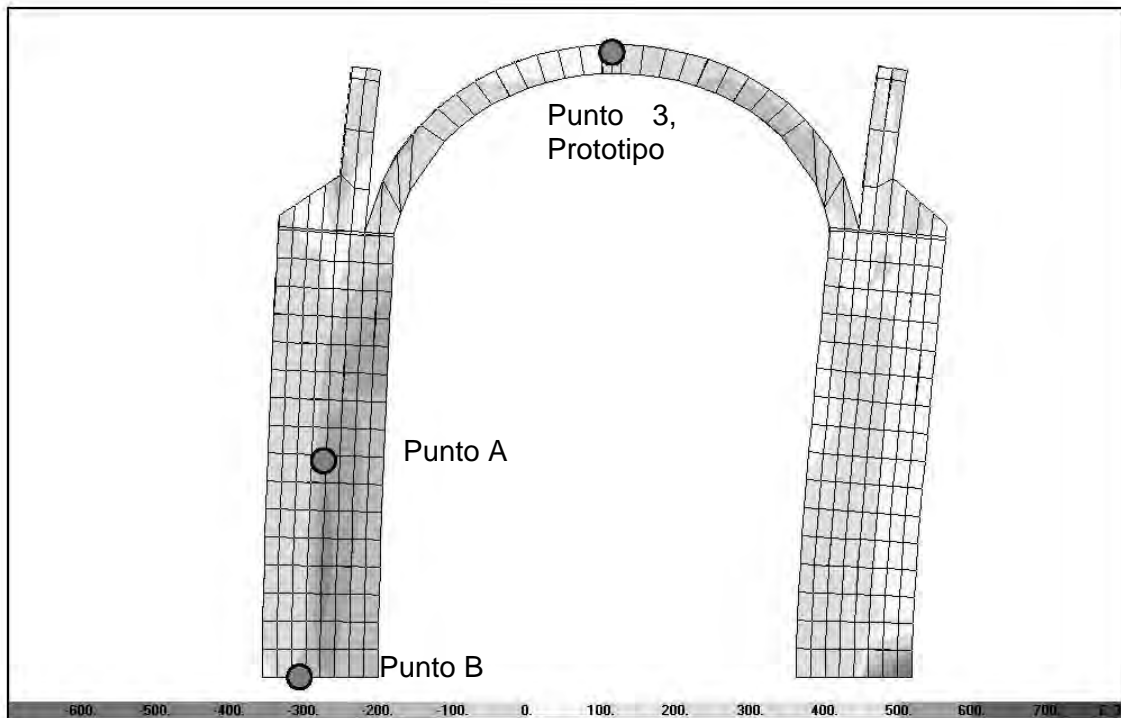


Figura 4-41. Distribución de Esfuerzos cortantes S23 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 3 del Prototipo para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 28.69s$. Unidades en $kg/cm^2 \times 10^{-3}$.

En el caso del prototipo, cuando se aplica la perturbación sísmica a la estructura la distribución de esfuerzos verticales pierde simetría y se presenta como en la Figura 4-40 donde se observan los esfuerzos verticales producidos por ambos componentes del sismo aunadas al peso propio en el tiempo de máximo desplazamiento $t = 28.69s$.

Se aprecia que en la base de los contrafuertes los esfuerzos de compresión alcanzan hasta 10kg/cm^2 que no son suficientes para vencer la resistencia a compresión de la mampostería (40kg/cm^2 para el ladrillo y 16.6kg/cm^2 para piedra (Chávez M, 2005). En cuanto a los esfuerzos a tensión se puede apreciar que también oscilan entre los 4 y 7kg/cm^2 en la base de los contrafuertes lo que si rebasa el esfuerzo resistente a tensión de la mampostería (5kg/cm^2 para ambos materiales). En la bóveda los esfuerzos oscilan entre los 1.5kg/cm^2 tanto a tensión como a compresión.

4.2.6.2 Esfuerzos en la fachada principal del templo

Los esfuerzos debidos al peso propio en la fachada principal se evaluaron mediante el punto 6, el valor de cada tipo de esfuerzo se consigna en la Tabla 4-15. Nuevamente se aprecia que la magnitud máxima se presenta para los esfuerzos verticales S33 en el caso del modelo, los esfuerzos en este punto presentan tensiones debidas al peso propio esto es porque esta zona está conectada a la bóveda de la nave que tiende a abrirse cuando actúan efectos de cargas verticales. Los esfuerzos por cortante son menores.

Esfuerzos iniciales debidos al Peso Propio en el Punto 6						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo	-0.0714	0.1000	0.2500	-0.0004	0.0016	0.1300
Prototipo	-0.22	-0.12	0.03543	-0.01119	0.001826	0.14

Tabla 4-15. Esfuerzos debidos al Peso Propio en el Punto 6 del Modelo.

Esfuerzos máximos debidos a la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto 6 definido sobre la Fachada Principal del Templo						
CASO:	Esfuerzos Axiales			Esfuerzos Cortantes		
	X	Y	Z	Planos XZ-YZ	Planos XY-YZ	Planos XY-XZ
	S11 [kg/cm ²]	S22 [kg/cm ²]	S33 [kg/cm ²]	S12 [kg/cm ²]	S13 [kg/cm ²]	S23 [kg/cm ²]
Modelo (Tensión)	0.4400	0.4100	1.0300	0.1400	0.1300	0.4800
Modelo (Compresión)	-0.5900	-0.2000	-0.5200	-0.1700	-0.1100	-0.2200
Prototipo (Tensión)	-0.1700	-0.0870	0.0591	0.0788	0.1600	0.1600
Prototipo (Compresión)	-0.2600	-0.1400	0.0029	-0.0877	-0.1300	0.1100

Tabla 4-16. Esfuerzos debidos al efecto de la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo (NS y V) en el Punto 6, los esfuerzos iniciales por peso propio se toman en cuenta. * Existen puntos en los que no se presentan tensiones, en su lugar se presenta el valor mínimo de compresión.

En la Tabla 4-16 se consignan los esfuerzos en el punto 6 debidos a la acción sísmica cuando actúan ambos componentes del sismo. Se aprecia que los esfuerzos en este punto son de tensión; lo que implica que se generen grietas en las juntas de la zona del frontón. Los esfuerzos de compresión son menores ya que es la parte alta de la fachada y no hay mucho peso acumulado y la masa que se concentra en este punto no es muy grande.

4.2.6.2.1 Distribución de esfuerzos sobre la fachada principal del templo

En la Figura 4-42 se muestran los esfuerzos debidos al peso propio en la fachada principal del modelo. Los esfuerzos son muy pequeños en esta zona del templo, puede apreciarse como se abren los contrafuertes detrás de las torres debido al efecto de la fuerza de gravedad. De igual forma se aprecia en el prototipo (ver Figura 4-43).

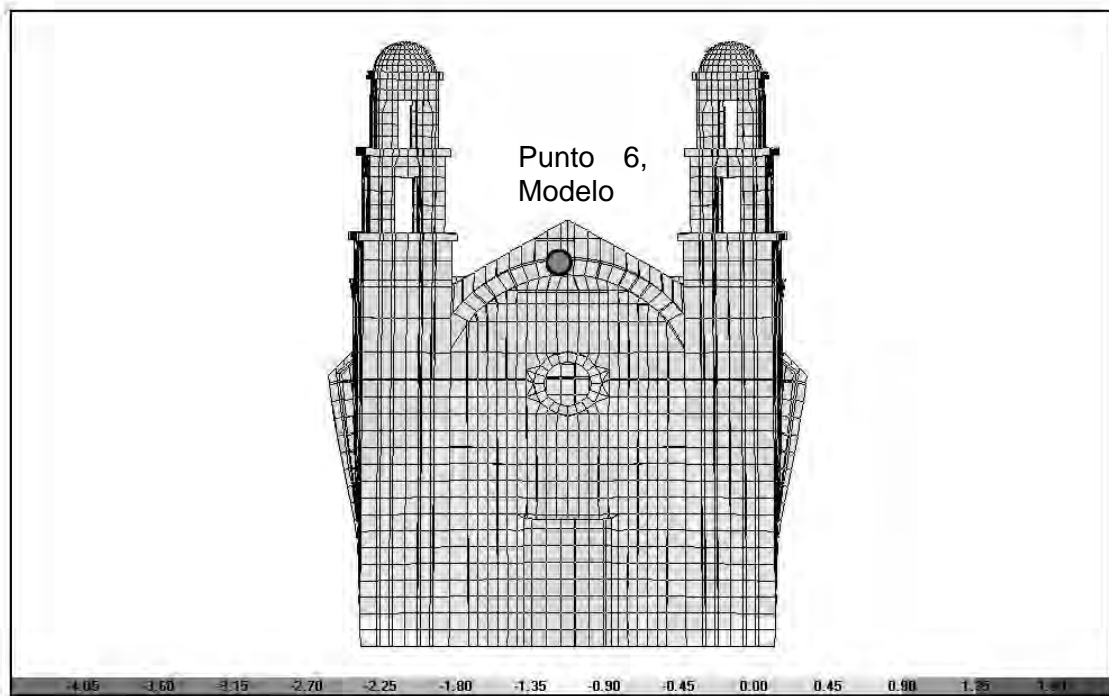


Figura 4-42. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción del peso propio en el punto 6 del Modelo.

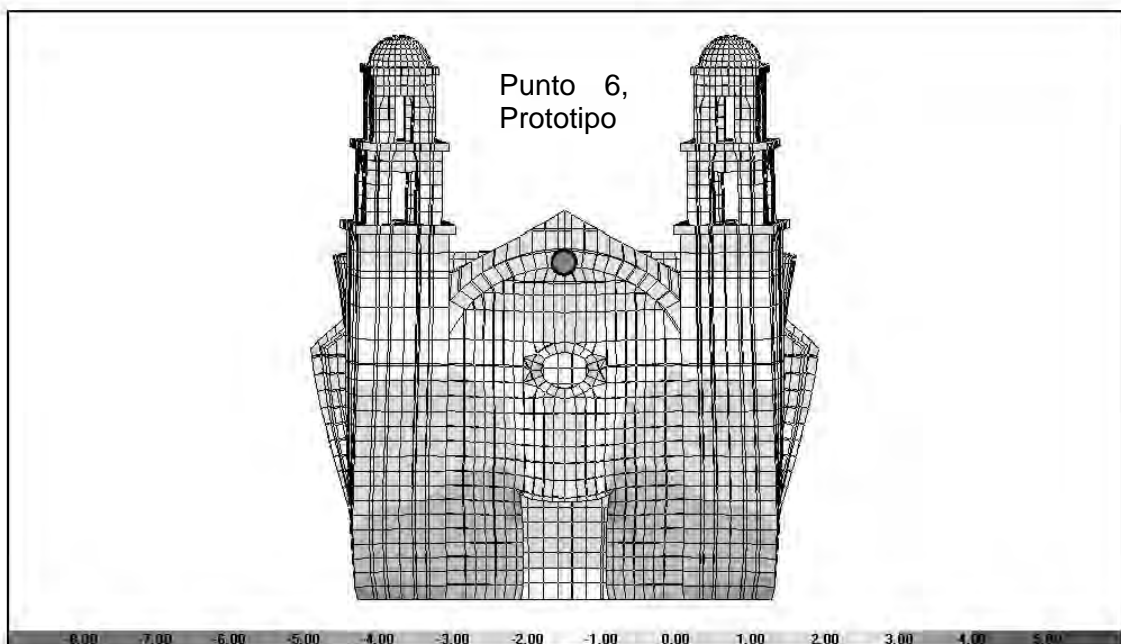


Figura 4-43. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción del peso propio en el punto 6 del Prototipo. Unidades en kg/cm^2 .

Cuando se aplica la excitación sísmica en el modelo se presentan esfuerzos de tensión de hasta 21kg/cm^2 (4.4kg/cm^2 en el prototipo) en los campanarios que sufren grandes desplazamientos debido a su comportamiento como apéndices. Los esfuerzos a compresión en la fachada delantera llegan hasta los 28kg/cm^2 (15kg/cm^2 en el prototipo) en algunas esquinas de los campanarios (ver Figura 4-44 y Figura 4-45).

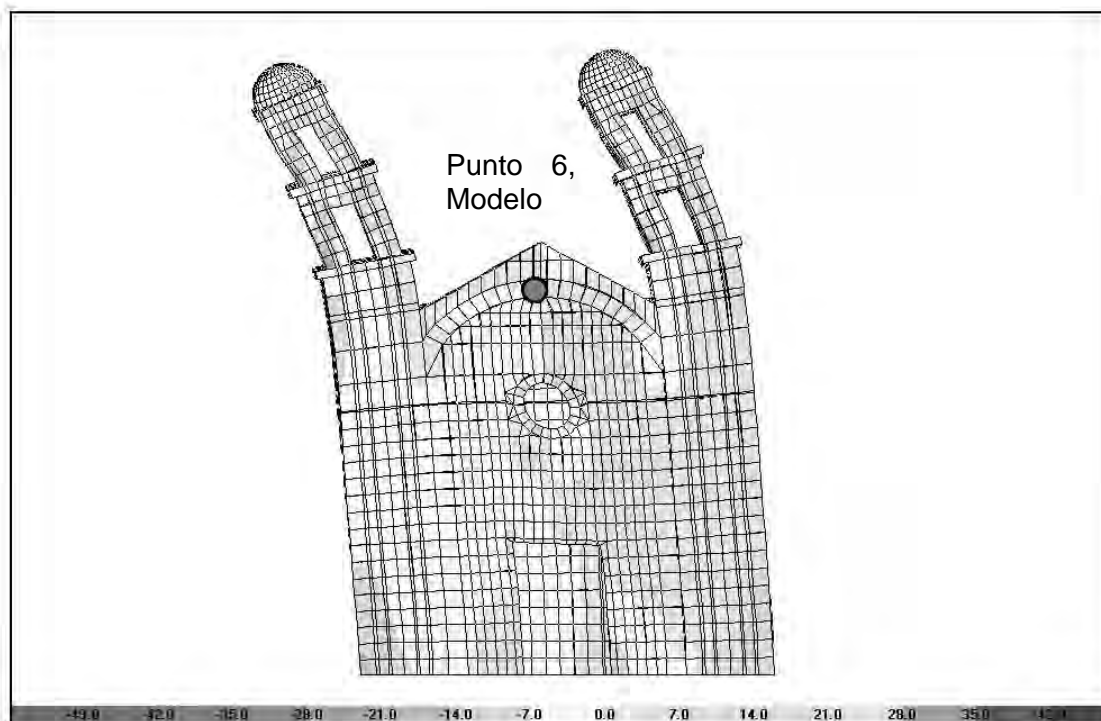


Figura 4-44. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 3 del Modelo a escala para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 2.83\text{s}$. Unidades en kg/cm^2 .

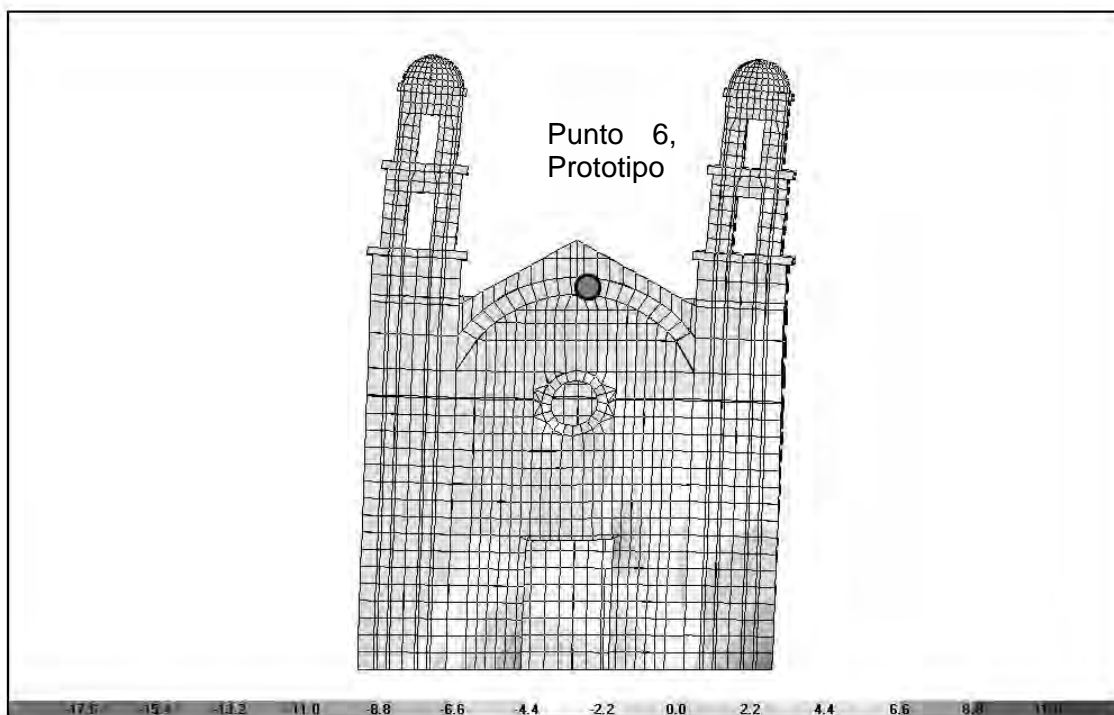


Figura 4-45. Distribución de Esfuerzos verticales S33 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 6 del Prototipo para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 28.73\text{s}$. Unidades en kg/cm^2 .

En el modelo se presentan esfuerzos cortantes de 0.6kg/cm^2 (ver Figura 4-46).

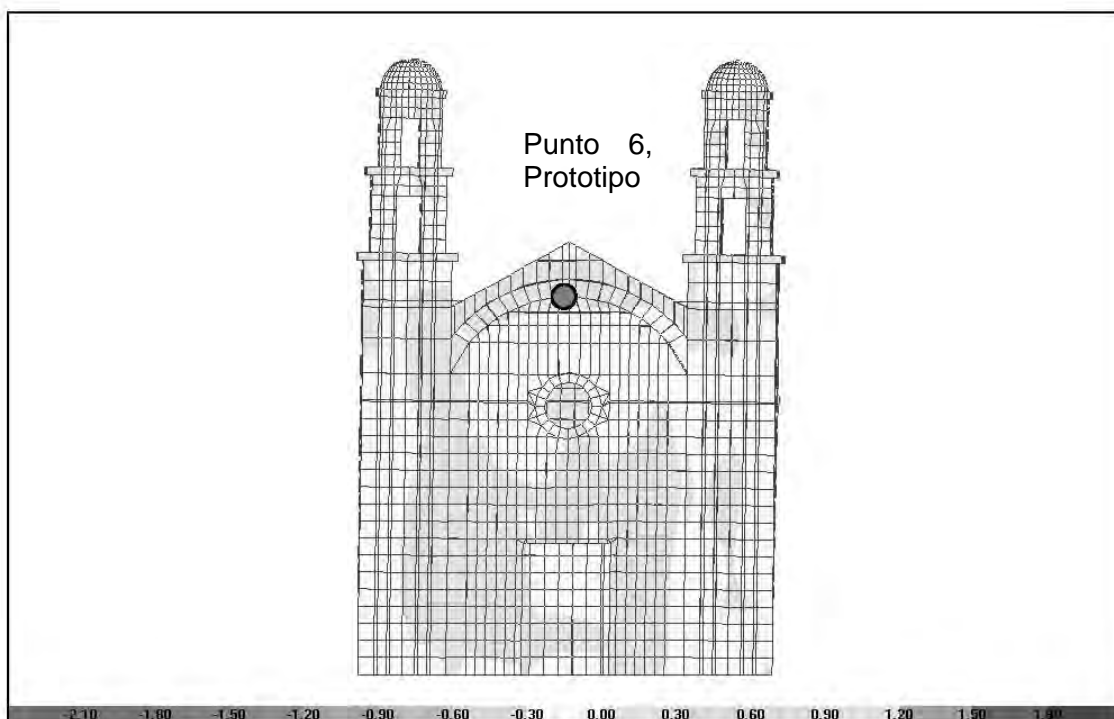


Figura 4-46. Distribución de Esfuerzos cortantes S23 debidos a la acción de ambos componentes del sismo y el peso propio en el punto 6 del Modelo para el tiempo de máximo desplazamiento $t = 2.83\text{s}$. Unidades en kg/cm^2 .

Se observa que en la fachada los esfuerzos verticales S33 en algunos puntos son mayores a los resistentes de la mampostería de piedra por lo que se espera que las torres presenten ligeros agrietamientos en los campanarios. Se observa que la falla de la fachada posiblemente se dé por tensión diagonal si se aplica un sismo que genere esfuerzos muy altos.

4.2.7 Comentarios respecto a los esfuerzos obtenidos para el modelo a escala y para el prototipo

Hasta aquí se han descrito los esfuerzos obtenidos en el análisis del modelo matemático del templo tanto para el modelo y el prototipo. Se ha observado que los valores máximos de esfuerzos se dan para los tiempos de máximo desplazamiento. También se vio que en la parte central de la nave los esfuerzos de mayor valor se presentan en la base de los muros y contrafuertes. En la bóveda se observó que es en los riñones donde se presentan los esfuerzos máximos y probablemente un mecanismo de falla se presente cuando los riñones y la clave en la parte central se sobre-esfuercen.

También se aprecia que los resultados son parecidos entre el modelo y prototipo debido a que las leyes de similitud marcan que los esfuerzos dinámicos deben ser los mismos. En cuanto a los esfuerzos por peso propio se pudo apreciar que no diferían mucho del modelo al prototipo aunque en algunos casos la diferencia sí era apreciable debido a que la masa adicional aplicada altera el comportamiento de la estructura del modelo y no cumple cabalmente con el criterio de similitud.

En cuanto a los mecanismos de falla que se espera se presenten al momento de la prueba no se puede decir mucho con este análisis que está limitado al rango elástico de los materiales y no considera la redistribución de esfuerzos cuando se rebasa algún esfuerzo admisible, ya sea de la mampostería o del mortero. Así pues, podemos concluir que el modelo matemático del modelo físico puede representar los resultados que se esperan obtener al analizar el modelo matemático de un prototipo. Falta corroborar estos resultados con datos obtenidos experimentalmente y así poder avalar este tipo de análisis como una herramienta confiable en el análisis estructural de templos históricos.

4.2.8 Esfuerzos máximos en el templo

Los puntos analizados en los puntos anteriores muestran valores de esfuerzos muy pequeños, sin embargo, estos puntos no son muy significativos en cuanto a estos parámetros. En las figuras en donde se muestran la distribución de esfuerzos en escala cromática, hay algunas zonas con valores de esfuerzos de hasta 28kg/cm^2 a compresión y cerca de 21kg/cm^2 .

En la bóveda los esfuerzos máximos de tensión se presentan en los riñones por extradós, mientras que los esfuerzos máximos de compresión se presentan por intradós también en los riñones. En la clave los esfuerzos de tensión alcanzan casi 6kg/cm^2 y se extienden por el intradós, el extradós en la clave presenta ligeras tensiones y las compresiones se expanden de la clave hacia los riñones con valores muy pequeños (ver Figura 4-47).

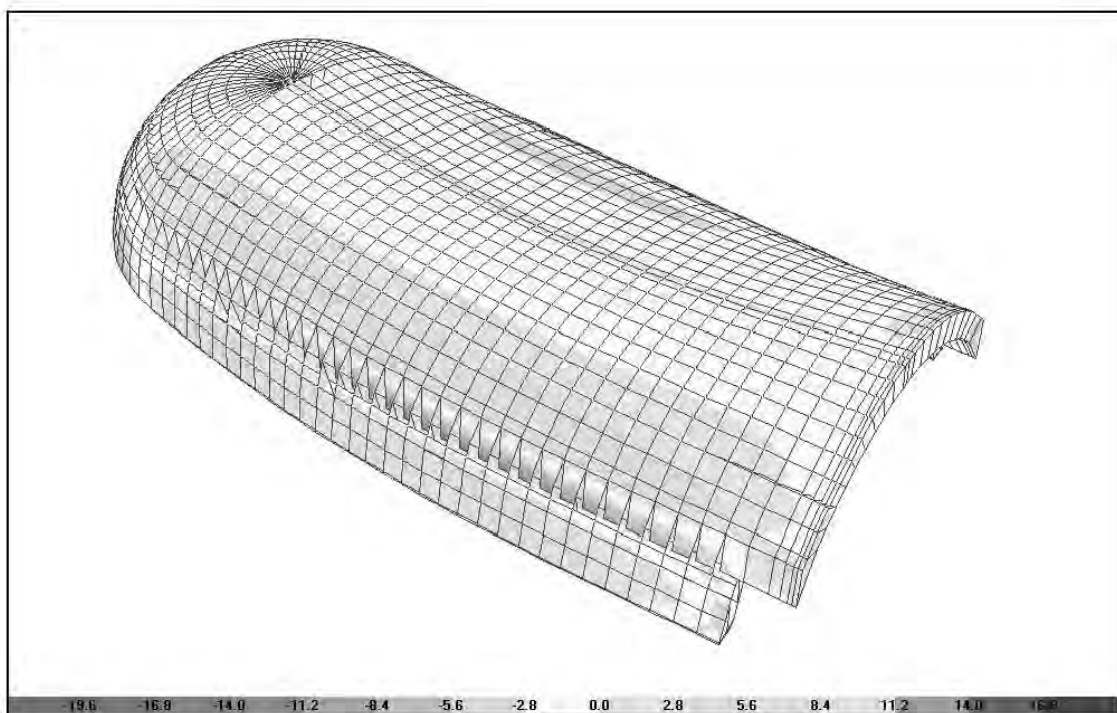


Figura 4-47. Esfuerzo verticales S33 máximos en la Bóveda (Perspectiva Tridimensional). Unidades en kg/cm^2 .

En la fachada los esfuerzos son máximos en las esquinas en donde se une con las torres, esto se debe principalmente a que las torres empujan a la fachada al tratar de flexionarse por causa de la acción sísmica. Los valores de estos esfuerzos alcanzan los 25kg/cm^2 tanto en tensión como en compresión (ver Figura 4-48).

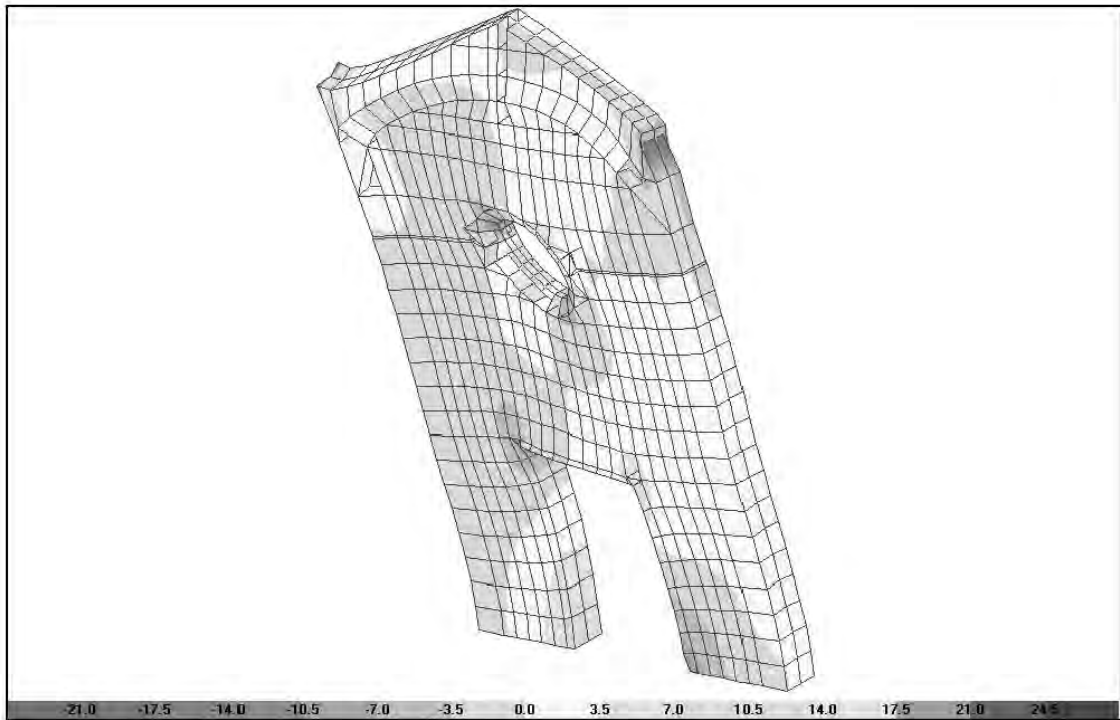


Figura 4-48. Esfuerzos verticales S33 máximos en la Fachada (Perspectiva Tridimensional). Unidades en kg/cm^2 .

5. CONCLUSIONES

El análisis efectuado en esta tesis forma parte de una serie de estudios en los que se han realizado análisis dinámicos de estructuras de templos históricos para comprender el comportamiento sísmico de este tipo de edificaciones. Los resultados obtenidos permitirán establecer criterios para elaborar modelos matemáticos que simulen con mayor precisión el comportamiento sísmico de edificios históricos a través de métodos matemáticos como el Método del Elemento Finito (MEF) y con ello predecir el comportamiento de las estructuras reales. Los objetivos fundamentales de este trabajo son comparar el comportamiento sísmico de un templo colonial prototipo del centro de México que engloba las características principales de las estructuras de este tipo de edificios, con el comportamiento sísmico de su modelo a escala 1:8 y determinar la validez de los resultados obtenidos en el análisis del modelo matemático a escala para la predicción del comportamiento de un templo real. De esta investigación se concluye que:

- En el análisis de un modelo a escala de un templo histórico resulta muy complicado cumplir con los requerimientos establecidos por las Leyes de Similitud Estructural, ya que es muy complicado elaborar un material que tenga las mismas propiedades mecánicas de la mampostería pero un peso volumétrico mucho mayor con esfuerzos resistentes mucho menores.
- El comportamiento sísmico del modelo a escala no se puede extrapolar de manera directa para predecir el comportamiento sísmico del prototipo. Aún así, se encontraron semejanzas entre el comportamiento dinámico del modelo a escala y el del prototipo; estas semejanzas obedecen al comportamiento observado de manera gráfica mas no a una relación directa entre los parámetros obtenidos para ambos, modelo y prototipo.
- La adición de carga en el modelo a escala concentra masas en zonas específicas que alteran el comportamiento dinámico y rompen con la similitud de la respuesta dinámica entre modelo y prototipo. Cabe señalar que resulta prácticamente imposible colocar la masa adicional de manera que se distribuya en toda la estructura del templo así que las cargas adicionales a las que se sometió el modelo a escala analizado en este trabajo no fueron suficientes para cumplir con los requerimientos de similitud por cargas verticales. Sin embargo, es notable que los esfuerzos que se presentaron en los muros del modelo a escala debido al peso propio y a las cargas adicionales resultaran cercanos a los que se presentaron en el prototipo.

Los factores de escala que resultaron de dividir los parámetros obtenidos en el análisis del prototipo entre aquellos obtenidos en el análisis del modelo a escala presentan una dispersión bastante apreciable. Aún así, el comportamiento sísmico tanto del modelo como el del prototipo corresponden a un comportamiento dinámico típico de los templos históricos.

En el comportamiento dinámico de este tipo de edificios el primer modo de vibrar obedece a movimientos de flexión de la nave principal y desplazamiento lateral sincronizado de las torres. El valor de este período es muy corto (0.67[s] en el prototipo y 0.132[s] en el modelo) lo que indica que en estas estructuras los sismos que con mayor impacto son aquellos con frecuencias muy altas. Con respecto a los modos de vibrar se concluye que:

- El primer modo de vibrar no es completamente fundamental en el comportamiento sísmico; se requiere más de un modo para poder establecer un patrón de comportamiento dinámico de la estructura. Esto se debe a que otros modos superiores influyen en la respuesta sísmica del edificio. En este caso, para el modelo a escala se pudo observar que los modos de vibrar más influyentes en el desplazamiento lateral del templo son el modo uno, el cinco y el ocho; para el prototipo estos modos son el uno, el seis y el trece. En ambos casos estos modos apenas representan cerca del 50% de la respuesta total. Así pues, en estas estructuras es necesario incluir un gran número de modos para alcanzar un nivel de masa actuante en cada dirección que sea representativa (Castellanos H, 2004).

La respuesta de la estructura del templo tanto en el modelo como en el prototipo se caracteriza por la amplificación de aceleraciones y desplazamientos en zonas específicas como en el centro de la nave principal y en las torres; éstas últimas sufren amplificaciones debido a sus características dinámicas similares a las de un apéndice (Morales H, 2004).

Por otro lado, fue necesario modificar el acelerograma original registrado en un sismo real (Acapulco 1989) ya que el espectro de respuesta mostró que no se causaría gran daño al modelo a escala y así no se podría observar claramente la respuesta del templo. Así, se concluye que:

- Los acelerogramas requeridos para que la respuesta de un templo histórico sea significativa y los daños en la estructura sean perceptibles deben presentar un contenido de frecuencias altas.

El componente vertical del sismo con valores de aceleración muy semejantes a los del componente horizontal influye en el fenómeno de apertura y cierre de la cubierta tipo bóveda en un templo histórico. Con esto se propicia que aparezcan esfuerzos de tensión en algunos puntos de la bóveda y se presenten agrietamientos importantes.

Las aceleraciones obtenidas para los puntos 3 y 8 que se ubican en la clave del centro de la bóveda y en la parte superior de los campanarios de las torres se amplifican en este tipo de edificios. Estas amplificaciones son más notorias en el modelo, esto se debe a que la masa adicional colocada se acelera al momento de actuar el sismo. Sin embargo, debido a la gran rigidez del templo los desplazamientos

que se presentan al momento de la máxima aceleración son pequeños y por ende, los esfuerzos también resultan ser de magnitudes pequeñas.

Tanto en el modelo como en el prototipo los mayores desplazamientos se obtuvieron en la clave de la bóveda al centro de la nave y por supuesto en la cúspide de las torres, de aquí la siguiente conclusión de este trabajo:

- La fachada delantera y el muro trasero por su alta rigidez lateral funcionan como dos apoyos simples que fijan lateralmente el cuerpo principal de la nave que al sufrir las acciones sísmicas se flexiona de manera semejante a una viga simplemente apoyada ante cargas gravitacionales.

En cuanto a los niveles de esfuerzos, en el centro de la nave se presentan esfuerzos de tensión en la clave por intradós y en los riñones por extradós. En ambos casos, tanto en el modelo como en el prototipo, estos esfuerzos de tensión rebasan los esfuerzos admisibles del mortero y de la mampostería; esto significa que se presentarán agrietamientos que impliquen pérdida de rigidez y haya un reacomodo de esfuerzos. Asimismo, aparecen esfuerzos de tensión en la mitad y en la parte baja de los muros debido a la flexión que presentan. Los agrietamientos originados en estas zonas podrían generar articulaciones en cuatro puntos, a saber, la clave en el centro de la nave, los dos riñones de la bóveda y la base de ambos muros, con esto se tendría un mecanismo de falla que es típico de este tipo de estructuras (Morales H, 2004). Sin embargo, este fenómeno está fuera de los alcances de este estudio.

En las torres también se presentan valores de tensión considerables en la parte donde arrancan los campanarios y las torres se separan del resto de la estructura. Esto implica que los agrietamientos que puedan presentarse en esta zona generarían un mecanismo de falla en el que las torres colapsarían.

En cuanto al comportamiento de la fachada se observa que se generan esfuerzos, tanto de compresión como de tensión, debidos a la combinación de acciones sísmicas con las de peso propio de tal magnitud que pueden llevar a la falla del muro de la fachada principal por tensión diagonal.

Esta tesis no pretende ser un manual o una norma que se deba seguir para el modelado de edificios históricos construidos de mampostería, solo forma parte de una extensa lista de artículos y documentos en las que se trata de explicar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Así pues, consiente de las limitaciones que tiene este estudio las pocas aportaciones que ha tenido al modelado de estructuras históricas son las siguientes:

- Para tomar en cuenta el peso propio de la estructura en un análisis dinámico paso a paso y poder obtener resultados a cada instante de tiempo se puede emplear una gráfica en donde se prolongue un valor constante que represente la aceleración de la fuerza de gravedad.
- Se puede añadir masa adicional al modelo para cumplir con los requerimientos de similitud. Ésta masa externa se debe distribuir de manera uniforme sobre todo el cuerpo de la estructura, esto es una ventaja de los modelos matemáticos analizados mediante un *software* especializado.

Los alcances de esta tesis no permiten describir un comportamiento del templo cuando los esfuerzos de tensión producen agrietamientos que obliguen a una redistribución de esfuerzos y un cambio de rigidez en algunas zonas de la estructura. Este fenómeno es muy importante y debe ser tomado en cuenta para poder predecir con mayor precisión el comportamiento sísmico de un templo histórico. Por tal motivo, para poder predecir el comportamiento sísmico de un edificio histórico o de una estructura concebida para trabajar como un sistema de gravedad se recomienda:

- Estudiar modelos constitutivos de la mampostería que sean aplicables al análisis dinámico y comprobarlos con ensayos de modelos a escala en mesa vibratoria.
- Realizar análisis dinámicos en donde a través de los modelos constitutivos se tome en cuenta el efecto del agrietamiento inicial y el producido por las acciones sísmicas.
- Estudiar nuevos materiales para efectos de modelación con los que se pueda cumplir con las Leyes de Similitud Estructural.
- Utilizar registros sísmicos con diferentes contenidos de frecuencias en los ensayos en mesa vibratoria y aplicarlos gradualmente sobre la estructura del modelo que se estudie.

REFERENCIAS

- Arias Acosta, Juan. *“ENSAYOS EN MESA VIBRADORA DE UN MODELO A ESCALA 1:2 DE EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE TRES NIVELES”*, Tesis de Maestría, Director: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro. Marzo 2005.
- Casolo S, Neumair S, Parisi M, Patrini V. *“ANALYSIS OF SEISMIC DAMAGE PATTERNS IN OLD MASONRY CHURCH FACADES”*. Earthquake Spectra 16.4. Noviembre 2000.
- Castellanos Rosado, Hugo. *“EFECTO DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO”*, Tesis de Maestría, Director: Dr. Roberto Meli Piralla, Instituto de Ingeniería de la UNAM. Mayo 2004.
- Celestino Z, (Comunicación Personal), Estudiante de Doctorado, Instituto de Ingeniería de la UNAM. 2005.
- Chávez M, (Comunicación Personal), Becario del Instituto de Ingeniería de la UNAM. 2005.
- Doglioni F, Moretti A, Petrini V. *“LA CHIESE E IL TERREMOTO”*. C.N.R. Edizioni LINT, Trieste Italia.
- Harris H. G, y Sabéis G. M, *“STRUCTURAL MODELING AND EXPERIMENTAL TECHNIQUES”*. Segunda Edición, CRC Press, Boca Raton, FL, 1999.
- Hernández O, Meli R, Padilla M, Valencia E. *“REFUERZO DE LA VIVIENDA ECONÓMICA EN ZONAS SÍSMICAS. ESTUDIOS EXPERIMENTALES”*. Series del Instituto de Ingeniería No. 441. Instituto de Ingeniería de la UNAM. Octubre 1981.
- Heyman J, *“BEAUVAIS CATHEDRAL”*. Transactions of the Newcomen Society, v. 40, 1968.
- Hughes M. T, Baker M. J. *“A FINITE ELEMENT MODEL OF ARCH RING BEHAVIOUR”*. In: Computer Methods in Structural Masonry – 4. Edited by G.N. Pande, J. Middleton, and B. Kralj. E&FN Spon. 1998.

- Lagomarsino S, “*A NEW METHODOLOGY FOR THE POST-EARTHQUAKE INVESTIGATION OF ANCIENT CHURCHES*”. 11th European Conference on Earthquake Engineering. Balkema Rotterdam. 1998.
- Langhaar H. L. “*DIMENSIONAL ANALYSIS AND THEORY OF MODELS*”, John Wiley, New York. 1951.
- Orozco B. “*CATEDRAL METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO: COMPARACIÓN ENTRE LA RESPUESTA SÍSMICA REGISTRADA Y LA OBTENIDA DE UN MODELO ANALÍTICO*”, Tesis de Maestría, Director: Dr. Roberto Meli Piralla, Instituto de Ingeniería de la UNAM. Junio 2005.
- Meli R. “*INGENIERÍA ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS HISTÓRICOS*”. Fundación ICA. 1998.
- Meli R, Sánchez R, “*PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS MAMPOSTERÍAS UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MONUMENTOS HISTÓRICOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO*”. Memorias del Segundo Simposio Nacional sobre Materiales de Construcción, Mérida. 1991.
- Meli R, Sánchez R, “*REHABILITACIÓN DE LA CATEDRAL METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO. ASPECTOS ESTRUCTURALES*”. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1993.
- Morales Miranda, Héctor. “*ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO EN CRUZ LATINA*”, Tesis de Maestría, Director: Dr. Roberto Meli Piralla, Instituto de Ingeniería de la UNAM. Octubre 2004.
- Rivera D, “*COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONSTRUCCIONES COLONIALES Y ALGUNAS APLICACIONES*”. Tesis de Licenciatura, Escuela Nacional de Estudios Profesionales – Acatlán, UNAM, 1997.
- S. Kobayashi, S-I Oh, T. Altan. “*METAL FORMING AND THE FINITE ELEMENT METHOD*”, Oxford University. 1989.
- Tomazevic M, Velechovsky T. “*SOME ASPECTS OF TESTING SMALL-SCALE MASONRY BUILDING MODELS ON SIMPLE EARTHQUAKE SIMULATORS*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21 Institute for Testing and Research in Materials and Structures, 1992.
- Vázquez, Alejandro. “*ENSAYE EXPERIMENTAL DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE UN PISO MEDIANTE EL ENSAYE EN MESA VIBRADORA*”, Tesis de Maestría, Director: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro. Febrero 2005.
- Wilson E, “*SERIES OF COMPUTER PROGRAMS FOR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES*”. User Manual, SAP NonLinear. Computer and Structures Inc. University of California, Berkeley.