



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DE MODELOS  
ANALÍTICOS PARA EL ESTUDIO DEL  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS  
HISTÓRICAS**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**DOCTOR EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

**MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO**

TUTOR:

**DR. ROBERTO MELI PIRALLA**



**INSTITUTO  
DE INGENIERÍA  
UNAM**

2010

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto  
Secretario: Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro  
1<sup>er</sup>. Vocal: Dr. Roberto Meli Piralla  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. David Murià Vila  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Oscar López Bátiz

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**



---

**DR. ROBERTO MELI PIRALLA**

*A mis padres: Salomé Cano y Lorenzo  
Chávez; por dejarme seguir mis metas.*

*A mis hermanas: Marcela y Ana; por su  
apoyo incondicional y por su paciencia.*

*A Ady, quien con su amor y cariño, le ha  
dado otro sentido a mi vida*

*A mi Laisha.*

# Agradecimientos

A mi tutor, el Dr. Roberto Meli Piralla, por haberme dado la oportunidad de ser su alumno y por compartirme parte de su invaluable experiencia.

A la UNAM y al Instituto de Ingeniería por darme el apoyo financiero otorgado para la realización de este trabajo.

Al Ing. Roberto Sánchez por abrirme las puertas del Instituto de Ingeniería y por darme la oportunidad de sumergirme en el maravilloso mundo de la ingeniería estructural de los monumentos históricos.

Al Dr. David Murià por su apoyo en los momentos difíciles y por sus valiosos comentarios y críticas tanto en el ámbito profesional como en el personal.

A Concepción Hernández por compartirme sus conocimientos y amplia experiencia en el Laboratorio de Estructuras y Materiales, además de ser un gran amigo.

Al personal del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería, por su apoyo, paciencia e ingenio para la realización del trabajo experimental y con quienes formé una gran amistad: Salomón Trinidad, Raymundo Mondragón y Agustín Muñiz, ¡muchas gracias!

Al Ing. Alberto Fuentes (q.e.p.d.) por su ayuda en el laboratorio y su gran sentido del humor.

Al M.I. Roberto Durán por el apoyo brindado en la realización de los ensayos en mesa vibradora.

Al M.I. Gerardo Rodriguez por su apoyo en las pruebas de vibración ambiental.

Al Ing. Miguel Angel Mendoza por su gran ayuda en los aspectos electrónicos y de instrumentación de este trabajo.

A la Dra. Natalia García y al Dr. Fernando Peña por sus valiosas aportaciones para la realización de este trabajo.

A los estudiantes de ingeniería civil que realizaron su servicio social durante este proyecto y que fueron de gran ayuda en las actividades experimentales: Julio Cesar Estrada Reyes, Cristián Medina Guzmán y Gilberto Moreno Cruz.

Y a todos mis compañeros y amigos con los que durante este largo camino nos cruzamos por el Laboratorio de Estructuras y Materiales y en la mesa vibradora y que vivimos gratas y no tan gratas experiencias, pero que juntos compartimos el arduo y difícil, pero excitante trabajo de laboratorio: Javier Rodríguez, Alfredo Sánchez, Julián Carrillo, Bernardo Orozco, Carlos Castillo, Arturo Galván, Iris, Fabián, Emilio, Miguel.

# Contenido

## Capítulo 1 Introducción

1.1. Planteamiento de problema .....	1
1.1.1.Objetivos y alcances .....	2
1.2. Estructura de la tesis .....	3

## Capítulo 2 Aspectos generales de la ingeniería estructural de los monumentos históricos

2.1. Materiales estructurales .....	5
2.2. Métodos de análisis.....	7
2.2.1.Macromodelos .....	9
2.2.2.Micromodelos .....	9
2.2.3.Método de elementos rígidos.....	10
2.3. Daños típicos observados.....	11

## Capítulo 3 Diseño del experimento

3.1. Ensayes en mesa vibradora .....	15
3.2. Definición del prototipo .....	17
3.3. Descripción del modelo.....	19
3.3.1.Teoría de la modelación estructural .....	19
3.3.2.Implicaciones de la modelación escogida .....	20
3.3.3.Propiedades mecánicas de los materiales .....	22
3.4. Proceso constructivo .....	25
3.4.1.Peso del modelo.....	26
3.5. Definición de las acciones sísmicas .....	27
3.5.1.Acciones sísmicas .....	29

## Capítulo 4 Descripción del programa experimental

4.1. Generalidades .....	32
--------------------------	----

4.2. Descripción de los especímenes.....	34
4.2.1. Modelo MVTEMP-00: Modelo no reforzado.....	34
4.2.2. Modelo MVTEMP-01: Modelo reparado.....	36
4.2.3. Modelo MVTEMP-02: Templo rehabilitado y reforzado I.....	38
4.2.4. Modelo MVTEMP-03: Templo rehabilitado y reforzado II.....	40
4.3. Instrumentación de los modelos.....	44
4.4. Calibración de la mesa vibradora.....	46
4.5. Programa experimental detallado para las pruebas con el sismo Cal.....	49

## Capítulo 5

### Resultados experimentales

5.1. Descripción de daños.....	50
5.1.1. MVTEMP-01.....	50
5.1.2. MVTEMP-02.....	51
5.1.3. MVTEMP-03.....	53
5.2. Desplazamientos y aceleraciones.....	54
5.2.1. MVTEMP-01.....	54
5.2.2. MVTEMP-02.....	60
5.2.3. MVTEMP-03.....	66
5.2.4. Comparación de resultados.....	72
5.3. Variación de los periodos de la estructura.....	75
5.3.1. MVTEMP-01.....	75
5.3.2. MVTEMP-02.....	77
5.3.3. MVTEMP-03.....	79
5.3.4. Comparación de resultados.....	81
5.4. Cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico.....	82
5.4.1. Procedimiento.....	82
5.4.2. Variación de las propiedades dinámicas con la intensidad del sismo, empleando ventanas.....	87
5.4.3. Comparación de resultados.....	90
5.5. Comportamiento histerético.....	92
5.5.1. Pérdida de rigidez.....	100
5.5.2. Capacidad de deformación.....	101

5.6. Comparación de la respuesta del modelo no reforzado con los reforzados .....	103
---	-----

## **Capítulo 6**

### **Simulación numérica**

6.1. Descripción de la ley constitutiva seleccionada .....	111
6.1.1. Agrietamiento .....	113
6.1.2. Aplastamiento .....	115
6.1.3. Criterio de falla de Drucker-Prager .....	116
6.2. Análisis transitorio (paso a paso) no lineal.....	116
6.2.1. Análisis dinámico.....	116
6.2.2. Método de solución completo .....	117
6.3. Modelos de elemento finito.....	119
6.4. Amortiguamiento de Rayleigh.....	123
6.5. Implicaciones de la ejecución del análisis paso a paso no lineal .....	125
6.6. Comparación de resultados teóricos y experimentales.....	125
6.6.1. Principales daños.....	125
6.6.2. Periodos fundamentales de vibrar .....	128
6.6.3. Desplazamientos y aceleraciones .....	133
6.6.4. Cortante basal y comportamiento histerético .....	140
6.6.5. Porcentaje de amortiguamiento crítico .....	147
6.6.6. Evaluación de la simulación numérica del modelo no reforzado MVTEMP-01 .....	148
6.6.7. Evaluación de la simulación numérica del modelo reforzado MVTEMP-03 .....	148
6.7. Simulación del prototipo .....	149

## **Capítulo 7**

Conclusiones .....	154
Recomendaciones.....	159
<b>Anexos</b> .....	160
<b>Referencias</b> .....	166

## Resumen

En este trabajo se presenta el procedimiento para el diseño, construcción y ensaye en mesa vibradora de un templo típico colonial escala 1:8, construido con materiales similares a los que comúnmente se encuentran en este tipo de estructuras. Se estudió la respuesta del modelo ante el efecto de movimientos aplicados en la base a distintas intensidades sin llegar al colapso total, dado que este modelo tenía que ser reparado y reforzado para ser nuevamente ensayado y evaluar el efecto de la reparación en su resistencia. Se evaluaron dos esquemas de reforzamiento: el primero consistió en el refuerzo de los campanarios mediante malla electrosoldada clavada en su interior y recubierta con mortero, y en el refuerzo de la nave con barras de acero colocadas en la dirección transversal de la nave a la altura del arranque de la bóveda con el objetivo de limitar la abertura de la bóveda. El segundo esquema consistió en la colocación de un sistema de postensado a lo largo del cuerpo de las torres y de la colocación de una cadena perimetral de concreto alrededor de la bóveda. Se realizó un ensaye para cada esquema de reforzamiento y se comparó la respuesta obtenida en cada uno, siendo el segundo esquema el que mejor favoreció al incremento de la resistencia del modelo. Con la información obtenida del comportamiento del modelo no reforzado y del reforzado empleando el segundo esquema, se calibraron los respectivos modelos matemáticos no lineales elaborados con el método de elementos finitos mediante el programa de análisis no lineal ANSYS 11, utilizando la ley constitutiva del concreto simple, al suponer que la mampostería de conglomerado se comporta como un concreto ciclópeo de baja anisotropía. De esta calibración se encontró que la resistencia de estos modelos bajo esta ley constitutiva, depende en gran medida de la resistencia a tensión y del porcentaje de amortiguamiento. La mejor aproximación de estos modelos se obtuvo en el comportamiento de la nave; no así en lo que respecta a los campanarios, en donde las diferencias fueron más notables. También, se hace la simulación de un templo escala real y se compara su respuesta con la medida en los modelos construidos a escala.

## Abstract

In this work shows the procedure for the design, construction and shaking table test of a typical colonial temple scale 1:8, built with similar materials to those that commonly used in this kind of structure. The response of model was studied before the effect of movements applied in the base to different intensities without arriving to the total collapse, since this model had to be repaired and reinforced to be again tested and to evaluate the effect of the repair in her resistance. Two reinforcement kind were evaluated: the first one consisted on the reinforcement of the tower bells by reinforced mesh nailed in their interior and recovered with mortar and the reinforcement of the nave with steel bars placed in the transversal section nave's to the height of the start the vault, with the objective of limiting the opening of the vault. The second kind consisted on the placement of a post-

tensioned system throughout the body of the towers and of the placement of a concrete beam around the vault. This way it was carried out a tested for each reinforcement kind and the response was compared obtained in each one, the second kind was favored to the increment of the resistance of the model. With obtained information of the behavior of the non reinforced model and the reinforced model using the second kind, the respective numerical no linear models were calibrated by mean of the program of non lineal analysis ANSYS 11, using the constituent law from the concrete, supposing that the conglomerate masonry behaves as a cyclopean concrete of low anisotropy. Of this calibration it was found that the resistance of this kind of structures depends from the tensile strength and the damping ratio considered. The best approximation was obtained in the behaviour from the nave to the quite approximate being to the measure experimentally. The response in the tower bells was where the differences were more remarkable. Also, the response of a temple scale natural is compared with the measure in the scale models.

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 Planteamiento del problema

Un requisito indispensable para la conservación de cualquier edificio es la preservación de la estabilidad de su estructura. Cualquiera que sea el material, la forma y el método de construcción empleado en alguna edificación, el comportamiento estructural se rige por los mismos principios de la mecánica, ya sea bajo condiciones de carga estática o por la acción de los sismos.

A pesar de ello y de todas las herramientas actuales, ha sido difícil estudiar a fondo la seguridad estructural de los monumentos históricos, ya que a diferencia de los edificios actuales construidos con materiales que cuentan con propiedades mecánicas más o menos uniformes, los edificios antiguos suelen estar construidos con materiales que presentan gran variabilidad en sus propiedades, y los elementos estructurales tienden a presentar un fuerte comportamiento no lineal por fisuraciones, oquedades y una muy pobre continuidad entre sus componentes. El mortero, principal material de liga, presenta una alta deformabilidad ante esfuerzos de compresión, además, de sufrir deterioro por el paso del tiempo. Las estructuras construidas con este tipo de material suelen ser de gran tamaño y peso, con espesores de sus elementos muy grandes comparados con los de las estructuras modernas.

Muchos trabajos se han realizado en busca de modelos analíticos que reproduzcan de manera adecuada el comportamiento de este material; en general, los modelos son demasiado complejos y requieren de parámetros de los materiales que resultan poco fáciles de obtener experimentalmente y que no existe información suficiente acerca de ellos.

## 1.2 Objetivos y alcances

El estudio del comportamiento estructural de las edificaciones de mampostería histórica surge de la necesidad de buscar herramientas más eficaces para su preservación. La vulnerabilidad sísmica de los templos virreinales ha sido confirmada por los daños que han sufrido en sismos recientes. Aunque se ha alcanzado un aceptable grado de conocimiento acerca de los modos de falla prevaletes y de las características básicas del comportamiento sísmico, a partir de la evaluación de los daños y de estudios sobre modelos simplificados, la cuantificación de la vulnerabilidad y la predicción del desempeño para distintos niveles de intensidad sísmica no han llegado todavía a un grado de aproximación deseable.

Está claro que es necesario hacer análisis inelásticos para conseguir información más completa sobre la vulnerabilidad sísmica. En investigaciones recientes, considerando la mampostería histórica con aparejo irregular como homogénea y con baja anisotropía, se ha demostrado que resulta posible utilizar el modelo constitutivo del concreto simple para realizar análisis de mamposterías históricas. Análisis no lineales realizados utilizando este modelo constitutivo (García, 2007), han arrojado resultados satisfactorios que han sido calibrados con los resultados obtenidos del ensayo del puente de mampostería de Bridgemill ubicado en Girvan, Reino Unido, que fue llevado hasta el colapso en el año de 1984 aplicando sólo cargas gravitacionales.

Este trabajo surge de la necesidad de encontrar herramientas de análisis entre las existentes en los programas de elemento finito comerciales, que reproduzcan adecuadamente y de manera práctica, el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería típicas de la construcción virreinal.

Se ha considerado que un programa de ensayos en mesa vibradora de un modelo de un templo típico de la época colonial, debe proporcionar información valiosa para la validación de estos métodos de análisis, y para la determinación cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones.

Se consideró necesaria la determinación experimental de algunos parámetros específicos del comportamiento de la mampostería, mediante la construcción de especímenes para obtener los valores de los principales parámetros de las leyes constitutivas del material con que será construido el modelo.

Adicionalmente, se revisará si los modelos analíticos elegidos pueden reproducir el efecto que inducen algunos sistemas de refuerzo empleados en la rehabilitación de monumentos históricos. Para ello se rehabilitó el modelo ensayado en mesa vibradora para comparar el comportamiento sísmico del modelo antes y después de la reparación.

De manera más específica, se han planteado los siguientes objetivos para el desarrollo de este trabajo:

- Diseñar y construir un modelo a escala de un templo típico de la época virreinal para ser ensayado en mesa vibradora aplicando acciones sísmicas que sean capaces de someterlo a condiciones críticas.
- Definir el tipo de modelación estructural más conveniente de acuerdo con el espacio y capacidad de la mesa vibradora.
- Obtención experimental de las características físicas y mecánicas más representativas de los materiales empleados en la construcción del modelo. Esto, básicamente, para contar con información suficiente para ser empleada en la definición de las leyes constitutivas que se consideren puedan reproducir adecuadamente el comportamiento de la mampostería histórica.
- Analizar la respuesta medida del modelo en cada etapa del programa experimental, revisar el progreso de los daños y su efecto en las propiedades dinámicas (periodos, amortiguamientos, etc.), así como comparar los patrones de falla obtenidos con los que comúnmente se presentan en estructuras reales.
- Evaluar las técnicas de rehabilitación comúnmente empleadas en esta clase de estructuras mediante su aplicación en el modelo ensayado. Determinar su efecto en el comportamiento dinámico, sus ventajas y desventajas, mediante la realización de nuevos ensayos en mesa vibradora bajo las mismas condiciones de carga.
- Validar los modelos analíticos que se consideren que puedan reproducir adecuadamente comportamiento sísmico de esta clase de estructuras, mediante los resultados obtenidos de los ensayos realizados en mesa vibradora.

### **1.3 Estructura de la tesis**

Esta tesis se ha estructurado en siete capítulos. En el presente capítulo, se ha hecho el planteamiento general del problema y se han definido los objetivos y alcances de este trabajo. En el segundo capítulo, se describen algunas características en lo que respecta a la ingeniería estructural de los monumentos históricos. Se hace mención del problema que representa la modelación del comportamiento de la mampostería histórica y de las metodologías desarrolladas que tratan de reproducirlo. Además, se presentan los modos de falla que comúnmente ocurren en los templos conventuales cuando son afectados por algún evento sísmico. En el tercer capítulo, se describe el diseño del experimento, la elección y las características del prototipo y del modelo, el tipo de modelación elegida y sus consecuencias, el proceso constructivo y la definición de las acciones

sísmicas aplicadas. El cuarto capítulo describe el programa experimental, las características de cada espécimen, la instrumentación utilizada para medir su respuesta, así como las pruebas a que fueron sometidos. El capítulo cinco presenta la respuesta medida de los modelos ensayados durante cada etapa, y se hace la comparación de los resultados más representativos de los ensayos realizados. El capítulo seis está enfocado a la simulación numérica de los ensayos realizados, se describe el proceso de calibración de los modelos para obtener mediante estas simulaciones una respuesta lo más aproximada a la medida experimentalmente. Finalmente, en el capítulo siete, se presentan las conclusiones.

## Capítulo 2

### Aspectos generales de la ingeniería estructural de los monumentos históricos

#### 2.1 Materiales estructurales

El análisis de estructuras antiguas es una tarea compleja debido a diversos factores que intervienen tanto en la caracterización de la mampostería como en la modelación de la estructura. Algunos de estos factores son la poca información acerca de la constitución interna de los elementos estructurales y las diferencias importantes en las propiedades mecánicas de la mampostería, dentro de un elemento o en diferentes partes de una estructura.

La combinación de piedras o ladrillos con el mortero da lugar a la mampostería. El mortero tiene múltiples funciones, como la de rellenar los huecos entre las piedras, propiciar una mejor y más uniforme transmisión de cargas en el elemento constructivo y permitir el posicionamiento deseado de las piedras. La gran variedad de modalidades constructivas que se encuentran en las mamposterías de estos edificios hace difícil su clasificación. Sin embargo, se ha encontrado que las propiedades mecánicas de la mampostería dependen de manera importante, del arreglo y calidad de los materiales componentes; siendo la mampostería de mejor calidad aquella con menor contenido de mortero y mayor cantidad de piedra, y a su vez en donde el aparejo asegura una trabazón adecuada entre las piedras. En los estados de Hidalgo, Morelos, Puebla, Edo. de México, Oaxaca y de la ciudad de México se ha encontrado que los aparejos predominantes son los que se muestran en la Figura 2.1.



Figura 2.1. Aparejos comunes en templos construidos en el el siglo XVI

En la Figura 2.2 se muestra el interior de un muro en donde se observa que el acomodo de las piedras permite una adecuada trabazón entre ellas, lo cual asegura una mayor estabilidad del muro.



Figura 2.2. Vista de un corte transversal de un muro de mampostería

El comportamiento de la mampostería puede explicarse al idealizarla como una serie de capas superpuestas de piedra-mortero, que al someterse a un estado de esfuerzos de compresión, experimentan un acortamiento en la dirección de los esfuerzos aplicados y un alargamiento en la dirección transversal. Como el mortero es un material menos rígido que la piedra, sufre deformaciones

en ambas direcciones, por lo cual, la interacción entre los dos materiales provoca una compresión en el mortero y una tensión en la piedra en dirección transversal. Debido a la baja resistencia a tensión de la piedra, se produce para cargas elevadas un agrietamiento que se incrementa con el aumento de la carga. El mortero queda confinado entre las piedras y su falla en compresión no llega a ser usualmente crítica.

## 2.2 Métodos de análisis

Las estructuras de mampostería histórica fueron concebidas como sistemas de gravedad, en donde los elementos estructurales transmiten sus cargas hacia la base mediante esfuerzos de compresión. En estas estructuras, la línea de presiones debe actuar dentro del tercio medio de cada sección para garantizar que los elementos estructurales trabajen sólo a compresión (Heyman, 1968). Generalmente, esto se cumple ante cargas gravitacionales, pero ante cargas sísmicas, los desplazamientos laterales de los muros inducen que la línea de presiones se salga del tercio medio, sometiendo a la estructura a esfuerzos de tensión que, si superan la resistencia a tensión del material, provocan el agrietamiento de la mampostería. Sin embargo, aunque por las grietas no se puedan transmitir los esfuerzos de tensión, éstas se cierran al cambiar el sentido de la fuerza aplicada, y permiten la transmisión de fuerzas de compresión y de esfuerzos cortantes. Lo anterior implica una redistribución de esfuerzos en toda la estructura, sin que necesariamente se vea afectada su estabilidad. Además, la formación de grietas contribuye a la disipación de la energía introducida a la estructura por el sismo.

El evidente comportamiento no lineal de la mampostería histórica limita el uso de métodos analíticos lineales sólo para objetivos muy específicos. Por tal razón, se han desarrollado diversos métodos de análisis considerando el comportamiento no lineal del material.

La mampostería de bloques (ladrillo, sillares) no es un material isotrópico, pues exhibe propiedades distintas según la dirección que se esté considerando. Esta anisotropía se debe básicamente a que las juntas de mortero forman planos de debilidad por la baja resistencia a la tensión de éstas (Roeder, 2004). En el caso de la mampostería de conglomerado, como la piedra está cubierta en todas direcciones de mortero, es aceptable considerar este tipo de mampostería como un material isotrópico, similar a un concreto ciclópeo.

Para simular el comportamiento de la mampostería en el intervalo inelástico, es necesario definir el grado de fineza de los resultados que se desean. El avance tecnológico ha permitido el desarrollo de diferentes herramientas de análisis para comprender el comportamiento estructural de las construcciones de mampostería, tales como el método de elementos finitos, métodos de elementos

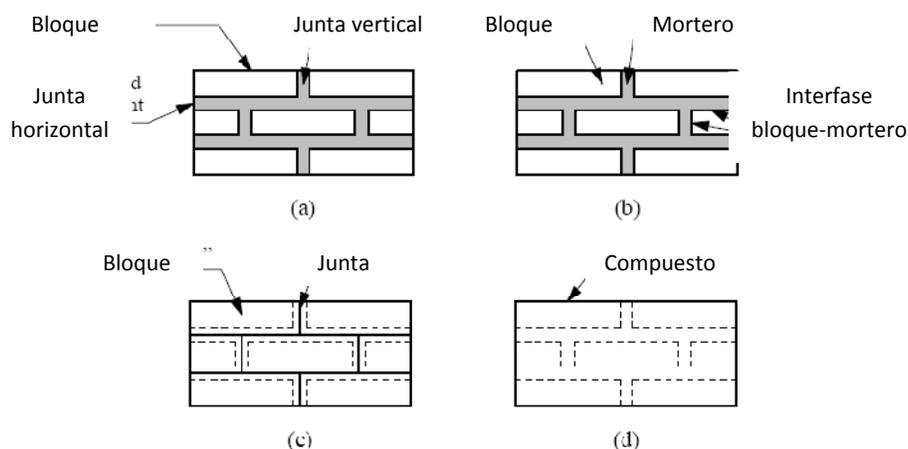
discretos, método de los elementos rígidos, etc., empleados para solucionar problemas con cualquier tipo de geometría.

Actualmente, la técnica de los elementos finitos es la más ampliamente utilizada, pues permite discretizar geometrías complejas y obtener resultados muy detallados para cualquier condición de carga. Este método consiste en dividir la estructura en partes elementales de menor dimensión (elementos finitos), para las cuales se conoce la solución en los nodos. Se plantean las ecuaciones de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, y se resuelve el sistema de ecuaciones resultante y, con ello, se encuentra la solución en términos de esfuerzos de la estructura en cada uno de los nodos. El número de elementos finitos está en función de la geometría, de las cargas y del grado de precisión que se requiera en los resultados.

El uso de este método para modelar estructuras de mampostería histórica, tiene una alta exigencia computacional debido principalmente a dos aspectos: las características geométricas de estas estructuras y el comportamiento de la mampostería; además, se carece de una caracterización completa del material, debido a la falta de datos experimentales fiables, lo que da incertidumbre en la calibración de modelos numéricos.

El modelado numérico del comportamiento no-lineal de las estructuras de mampostería con elementos finitos es un proceso complejo que se ha realizado, mediante los siguientes enfoques (Lourenço, 1996):

- Micromodelo; en el cual los bloques y las juntas se definen con elementos continuos y en las fronteras entre el mortero y los bloques se utilizan elementos finitos de interfase, conocidos también como discontinuos (Figura 2.3b);
- Micromodelo simplificado; en este caso los bloques se especifican con modelos continuos; mientras que las juntas y la frontera entre el mortero y las unidades sólidas se concentran en elementos de interfase (Figura 2.3c);
- Macromodelos; donde los bloques, las juntas de mortero y las interfases entre éstas últimas y las unidades sólidas se agrupan como un solo material con propiedades homogeneizadas (Figura 2.3d).



**Figura 2.3.** Tipo de suposiciones para el modelado de mampostería: a) ejemplar de mampostería, b) micromodelo; c) micromodelo simplificado; d) macromodelo (adaptado de Lourenço, 1996).

### 2.2.1 Macromodelos

La metodología del macromodelo asume que la mampostería es un material continuo homogéneo que puede ser discretizado con una malla de elemento finito, sin que sea necesario reproducir el aparejo de la mampostería. Por lo que en este tipo de análisis es muy importante seleccionar un modelo constitutivo que describa el comportamiento no lineal de la mampostería histórica. Gambarotta y Lagomarsino, 1997, implementaron un modelo constitutivo como una subrutina del programa ANSYS 5.7. Este modelo considera la baja resistencia a tensión de los materiales, permitiendo simular la degradación progresiva de la rigidez hasta encontrar el valor del esfuerzo de falla y la consecuente fase de ablandamiento, en que el material progresivamente pierde su resistencia con un notable incremento de la deformación.

El uso de macromodelos ha permitido reproducir ciertos aspectos del comportamiento global de estas estructuras sin la necesidad de emplear parámetros característicos de la mampostería ni grandes esfuerzos computacionales como los necesarios en el micromodelo.

### 2.2.2 Micromodelos

Cuando se quiere estudiar en detalle el comportamiento de un elemento estructural, resulta conveniente tomar en cuenta la distribución real de bloques y juntas. Esto puede considerarse de dos formas: la primera con el método del elemento finito con elementos discontinuos (FEMDE) y la segunda, con método del elemento discreto (DEM).

Para el modelado de las estructuras de mampostería, utilizando método del elemento finito con elementos discontinuos (FEMDE), se emplean parámetros elásticos e inelásticos en los elementos

sólidos y en las juntas; en las interfase bloque-mortero se utilizan comúnmente elementos especiales con la finalidad de representar el deslizamiento y separación entre las superficies que delimitan el mortero y las piezas de ladrillo (Figura 2.4). Este tipo de modelado es complejo y requiere bastante información de parámetros característicos que son difíciles de obtener y es recomendable sólo en estudios detallados del comportamiento inelástico de estructuras simples.

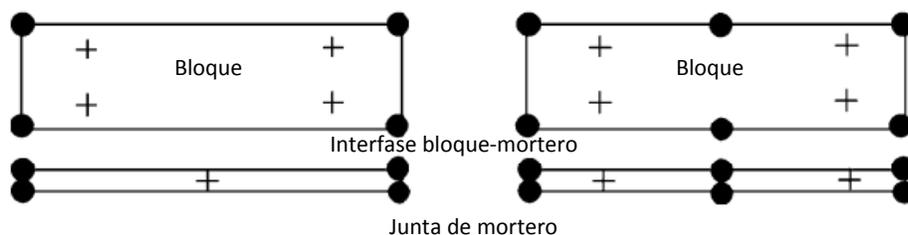


Figura 2.4. Micromodelo con elementos discontinuos (Adaptado de Giordano, 2002)

La segunda aproximación (DEM), representa una alternativa menos costosa que la descrita en el párrafo anterior. La idea es simplificar el modelo numérico concentrando el comportamiento de la junta de mortero, y el de los planos de contacto de ésta con las piezas sólidas, en un solo elemento de interfase, a través de elementos de contacto elasto-plásticos unilaterales que siguen un criterio de deslizamiento tipo Coulomb para simular fuerzas del contacto.

En ambos casos, se hace una discretización que sigue la geometría real de los bloques y las juntas de mortero, adoptando diferentes modelos constitutivos para los dos materiales.

Aunque el enfoque del micromodelo parezca ser el más adecuado, tiene la desventaja de que el número de elementos a generar dependerá de la geometría y tamaño de la estructura en estudio. Por lo anterior, el empleo de este enfoque resulta impráctico para el análisis global de estructuras completas porque requiere de la distribución real de los bloques y juntas, lo que resulta imposible.

### 2.2.3 Método de elementos rígidos

Estos métodos generalmente se centran en estudiar una parte de la estructura, basándose en un estudio del comportamiento de la interacción de los bloques que conforman esta subestructura. Este método se aplica a estructuras de mampostería que resisten fuerzas en su plano como un ensamble de elementos rígidos con dos desplazamientos lineales y una rotación (Peña, 2001). Los elementos rígidos se conectan entre sí mediante tres puntos (resortes inelásticos), dos axiales separados entre sí para tomar en cuenta los momentos, y uno de cortante. La mampostería es considerada como un material deformable, pero esta deformación se concentra en los puntos de conexión, mientras que el elemento en sí es indeformable (rígido). En otras palabras, los puntos de conexión representan las características mecánicas del material, pero al mismo tiempo representan la capacidad del modelo para tomar en cuenta la separación o deslizamiento entre elementos (Figura 2.5).

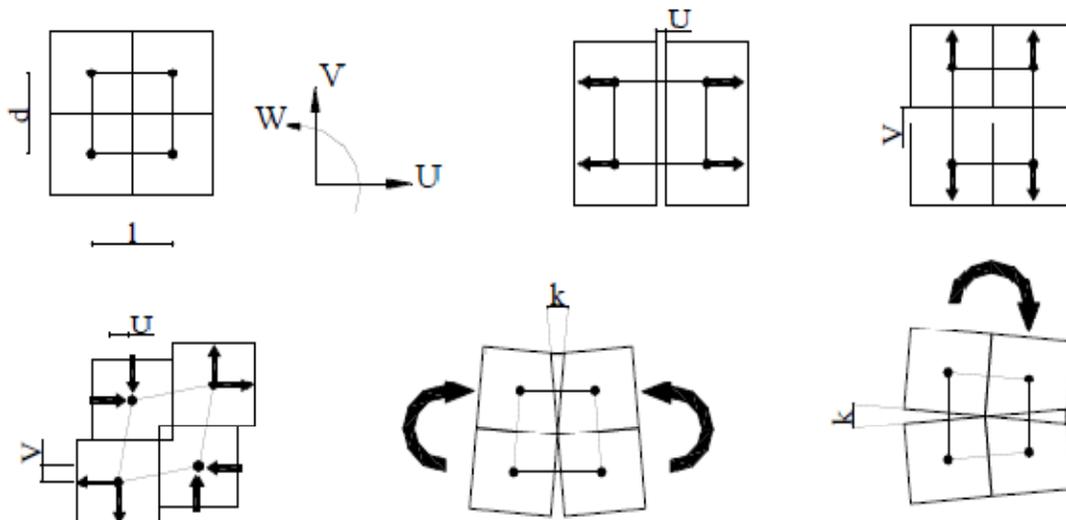


Figura 2.5. Elementos rígidos, (Peña y Casolo, 2003)

### 2.3 Daños típicos observados

En los siglos XVI al XVIII se construyeron tres clases de templos: de una nave, criptocolaterales y de tres naves. Los templos de una nave son los más comunes de los construidos durante esta época. Estos están compuestos esencialmente por presbiterio, coro y sotocoro. Su estructura está formada por muros gruesos de mampostería, con pocas aberturas y reforzados por un sistema de contrafuertes. Los elementos estructurales más comunes de un templo se presentan en la Figura 2.6.

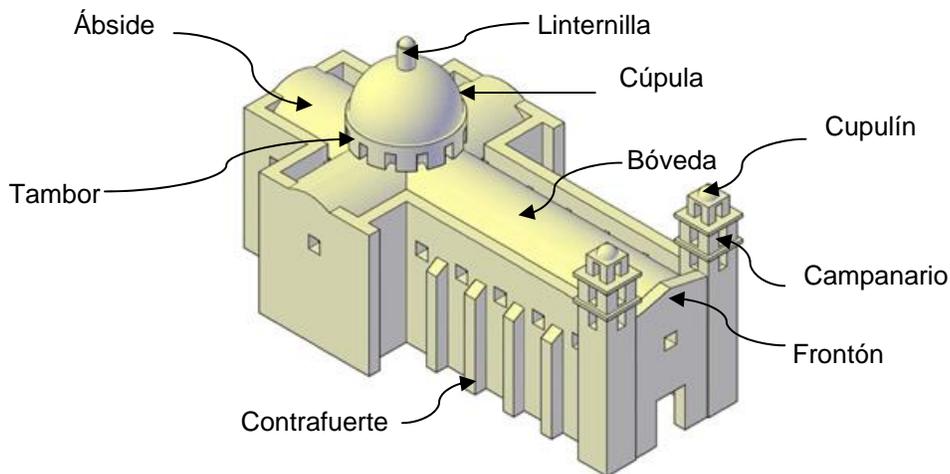


Figura 2.6. Principales elementos estructurales de un templo típico colonial.

Fuertes sismos como los ocurridos en 1973 en Puebla y Veracruz, en 1980 en Oaxaca y más recientemente en 1999 en Puebla, han afectado de diferentes maneras los templos de la época virreinal que hay en esta zona de la República Mexicana, lo que ha permitido identificar los patrones

de falla que comúnmente se presentan. A continuación se hace una descripción general de los modos de falla típicos en este tipo de estructuras debidos a la acción sísmica (INAH, 2000).

**Torres.** Los campanarios son los elementos más susceptibles de daño por ser muy esbeltos y flexibles; ante la acción de los sismos suelen presentar grietas horizontales en la base y a nivel de imposta de las columnas, grietas en los arcos que sirven de dintel entre las columnas de apoyo. En el cuerpo principal de la torre llegan a aparecer grietas diagonales a lo largo de dicho cuerpo yendo de arriba hacia abajo, debidas al efecto de las fuerzas cortantes que son transmitidas por la vibración de los campanarios. También pueden presentarse grietas verticales en la unión con la fachada, principalmente en la parte superior. Es frecuente que los campanarios lleguen al colapso ante sismos fuertes. (Figura 2.7)

**Fachada.** La fachada es una pared alta y pesada con poca conexión con el resto del templo. Esto propicia su vibración en dirección perpendicular a su plano, como un voladizo, provocando en algunas ocasiones una separación incipiente entre la fachada y el resto del templo debido al mismo fenómeno. Con frecuencia el frontón presenta un agrietamiento por flexión horizontal en su base, a nivel de cubierta. También, es factible que se presenten grietas por el efecto de las fuerzas cortantes producidas por el sismo y por la vibración de las torres y muros longitudinales, principalmente cuando existe una buena conexión entre ellos (Figura 2.7).

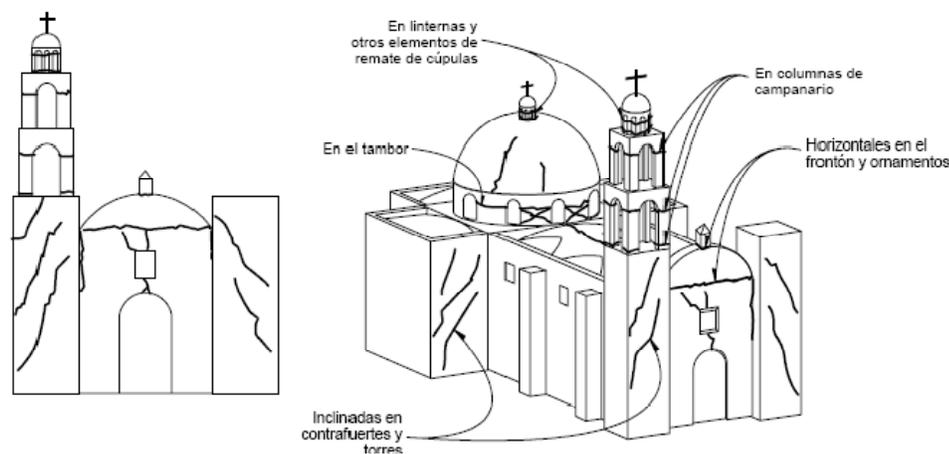


Figura 2.7. Fallas comunes en templos debidas a la acción sísmica (Alcocer, et al., 1999)

**Muros y contrafuertes.** Los muros longitudinales a pesar de su gran área resistente a las fuerzas en su plano, suelen presentar agrietamientos horizontales y desplomes debido a la flexión que les induce el empuje lateral de la bóveda y a sus deformaciones producidas por el sismo de las que no se pudieron recuperar debido a la oposición de la bóveda. También, se pueden encontrar agrietamientos verticales o ligeramente diagonales a partir de la zona superior de la unión con muros adyacentes (Figura 2.8). La vibración de la nave suele ocasionar grietas diagonales en la parte superior donde se encuentran aberturas.

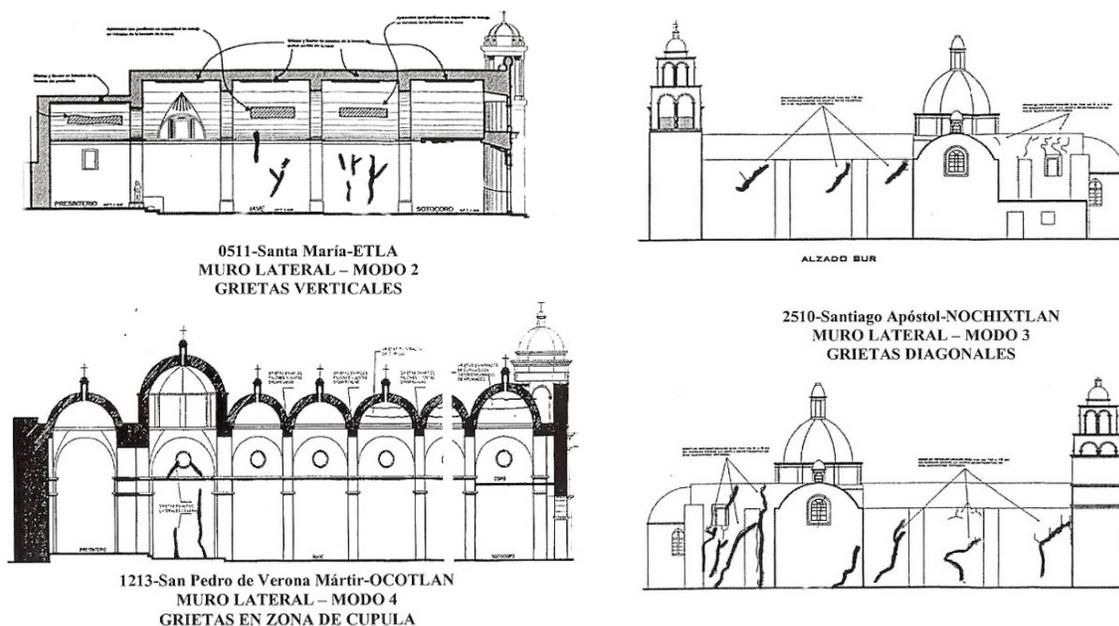


Figura 2.8. Fallas en muros (Celestino, 2005)

En los contrafuertes se presentan grietas diagonales que demuestran el desempeño de su función al absorber los empujes laterales debidos al sismo. En ocasiones llega a percibirse una separación entre contrafuerte y el muro pero esta es debida a su gran peso lo que provoca un asentamiento en el suelo.

**Cubierta.** Los daños que presentan estos elementos son debidos al movimiento de sus apoyos. Los muros sobre los que están apoyados son muy flexibles ante las vibraciones perpendiculares a su plano, por lo que los sismos les inducen fuertes movimientos laterales que producen grietas en la clave de las bóvedas por el intradós, en los riñones por el extradós y en el desplante (Figura 2.9). El gran peso de las cúpulas suele generar fallas considerables en los tambores de apoyo; generalmente son fallas diagonales por cortante.

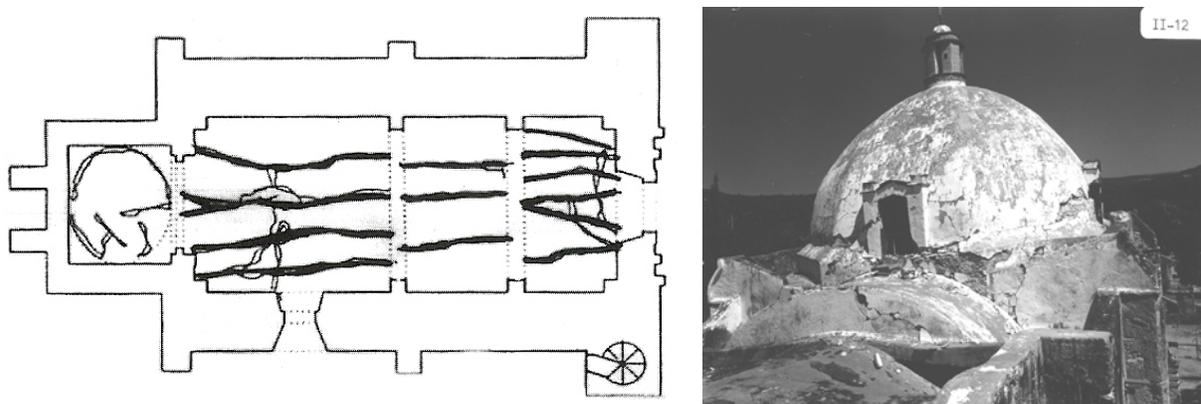


Figura 2.9. Fallas en cubiertas (Celestino, 2005; De la Torre, 2004)

**Ábside.** Las fallas más comunes que se presentan en el ábside son: grietas verticales en la parte superior en la unión con los muros longitudinales; grietas verticales y diagonales en la parte central (Figura 2.10).

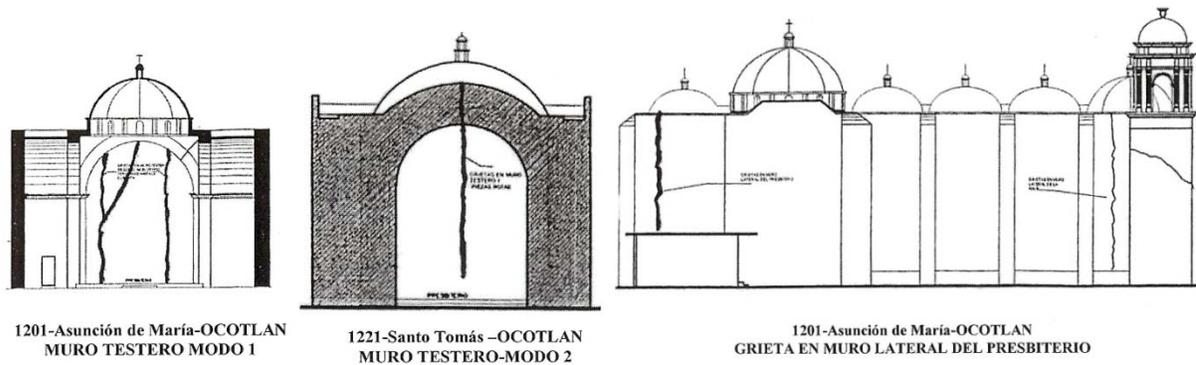


Figura 2.10. Fallas comunes en ábside (Celestino, 2005)

## Capítulo 3

### Diseño del experimento

#### 3.1 Ensayes en mesa vibradora

Las mesas vibratoras son sistemas de carga de lazo cerrado (con realimentación de variables) que operan bajo control de aceleraciones, velocidades o desplazamientos. Consisten, en general de una plataforma que es desplazada por un conjunto de actuadores horizontales y/o verticales que son alimentados por unidades de potencia hidráulica. Los movimientos de los actuadores (magnitud, velocidad, desplazamiento) son controlados por un refinado sistema electrónico. Sobre la plataforma o mesa, que puede ser de acero, aluminio o concreto, se colocan los especímenes o equipos para ser ensayados. En su conjunto, una mesa vibradora consta de:

- Plataforma
- Sistema de control de movimiento de la plataforma
- Unidades de potencia hidráulica
- Sistema de actuadores hidráulicos y apoyos
- Sistema de captura de información.

De acuerdo con la señal de excitación, por ejemplo: un acelerograma, real o sintético, o una función en el tiempo, senoidal o triangular, el sistema de control envía comandos de desplazamiento a los actuadores en términos de voltajes. Los desplazamientos de los actuadores introducen aceleraciones en la mesa, mismas que son medidas y comparadas con la señal de excitación, de modo de corregir en tiempo real los movimientos y así aproximarse a dicha señal.

La mesa vibradora del Instituto de Ingeniería es de tipo biaxial (Figura 3.1), tiene un tamaño de 4 x 4 m y puede soportar modelos de hasta 20 t. Cuenta con cuatro actuadores horizontales y cuatro

verticales. Su sistema de control, de tecnología digital, permite controlar en tiempo real cinco grados de libertad de modo independiente o simultáneo: dos desplazamientos, longitudinal y vertical, y tres rotaciones. Las características de la mesa vibradora son las siguientes (Alcocer y Murià, 1997):

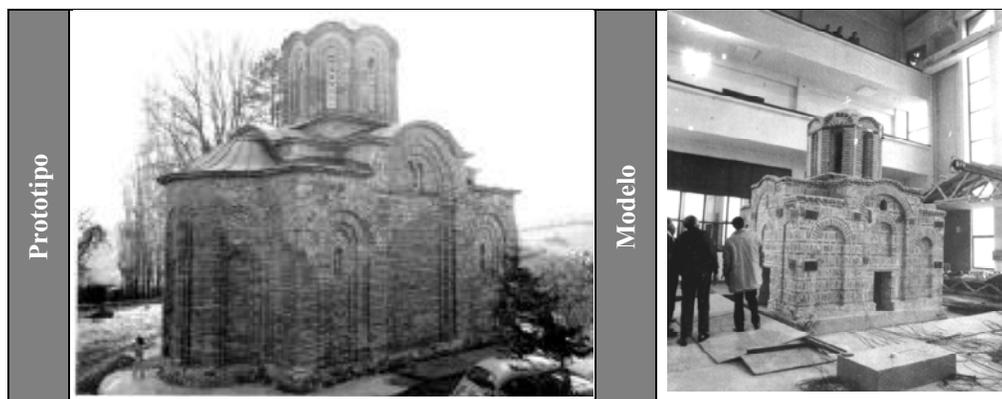
- Aceleración máxima: 1.2g en la dirección horizontal y 2g en la vertical.
- Desplazamientos máximos:  $\pm 0.15$  m horizontalmente y  $\pm 0.075$  m verticalmente.
- Intervalo de frecuencias que, en teoría, se puede aplicar es de 0.1 a 50 Hz.



**Figura 3.1.** Mesa vibradora del Instituto de Ingeniería.

De acuerdo con el tamaño y capacidad de carga de la mesa, es como se define el factor de escala geométrica del espécimen a ensayar.

Hasta el momento sólo se tiene documentado el ensaye realizado en mesa vibradora de un templo antiguo. En Gavrilovic, et al., 1996, se presentan los resultados del ensaye realizado en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2.75 de la iglesia de St. Nikita, el cual es un prototipo representativo de las iglesias de estilo bizantino localizadas en la República de Macedonia. Este tipo de iglesias son pequeñas de no más de 460 t (Figura 3.2), lo que equivale a menos del 10% de la masa de los templos de México. El modelo tuvo un peso de 21 t.



**Figura 3.2.** Prototipo y modelo de la iglesia de St. Nikita (Gavrilovic, et al., 1996)

El objetivo principal de este trabajo fue elaborar una metodología para reparar y reforzar iglesias de este tipo, para mejorar su resistencia sísmica. Además, de desarrollar un modelo histerético trilineal con base en los resultados experimentales. Una vez realizado el ensaye, el modelo dañado fue reparado y reforzado de acuerdo con los principales principios de conservación y protección de monumentos históricos y tomando en cuenta las formas tradicionales de construcción.

Otros ensayos de modelos construidos con mampostería de piedra son los que se han realizado en Eslovenia e Italia en edificios tipo casa-habitación. Como parte de un programa de investigación para la conservación de estructuras de mampostería histórica sujetas a cargas sísmicas, se construyeron dos modelos escala 2:3 de la real. Los muros fueron construidos con dos paramentos y un núcleo. Además, se compararon diferentes métodos de consolidación. Las pruebas se realizaron en la mesa vibradora de la Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile (ENEA). En la Figura 3.3, se muestra el espécimen.



Figura 3.3. Características principales del espécimen

### 3.2 Definición del prototipo

En México durante los siglos XVI a XVIII se construyeron miles de templos de diversos tamaños y estilos arquitectónicos que dependieron de la época y de la orden religiosa que estuvo a cargo de su construcción, pero que seguían algunas tipologías básicas. La altura de la nave y el espesor de sus elementos presentan variaciones en distintas regiones, las que se considera no fueron tan importantes en la etapa inicial, sino que se fueron acentuando por las modificaciones y reconstrucciones realizadas por los daños debidos a la actividad sísmica o por asentamientos del suelo (Meli y Peña, 2005). Dos terceras partes del país están expuestas a un riesgo sísmico importante, pero la frecuencia e intensidad de la actividad sísmica es variable y se acentúa a lo largo de la Costa del Pacífico, donde la subducción de la placa de Cocos bajo la placa norteamericana genera una de las zonas sísmicas más activas del mundo.

Es en el estado de Oaxaca donde los efectos de la actividad sísmica se hicieron sentir en la etapa constructiva de los templos del siglo XVI, lo que obligó a la construcción de templos más robustos y de baja altura para resistir el embate de estos movimientos. Una iglesia típica de este estado consta de una sola nave rectangular, con una fachada simple, y una o dos torres pequeñas donde se alojan los campanarios. Las dimensiones en planta son en promedio de 15 por 28 m, con una altura de la bóveda de 11 m y la de los campanarios de 14 m (Castellanos, 2004). La bóveda suele ser de cañón corrido con un domo hemisférico en el ábside. Tiene contrafuertes trapezoidales a lo largo de los muros longitudinales de la nave y en el ábside (ver Figura 3.4). En la primera crujía se tiene un piso intermedio donde se ubica el coro.

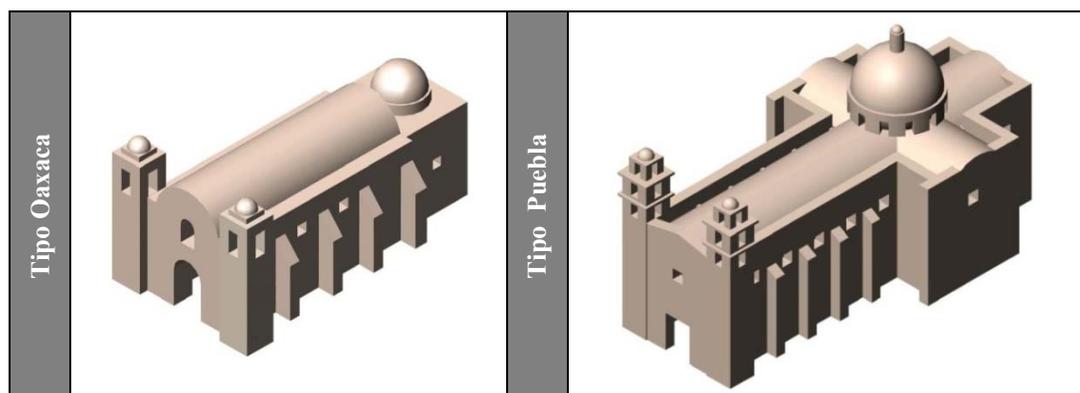


Figura 3.4. Templos típicos coloniales de la región sudoeste

Aunque el estado de Puebla se encuentra lejos de la zona de subducción (alrededor de 250 km), también padece los efectos de sismos llamados de falla normal. El sismo de Tehuacán de 1999, dejó evidencia de la vulnerabilidad de los templos construidos en esta región, al ser estos de mayor altura y más esbeltos que los que se encuentran en el estado de Oaxaca. La iglesia típica de Puebla tiene una configuración en planta en forma de cruz latina; la nave principal en promedio mide 20 por 58 m, mientras la altura de la bóveda es de alrededor de 18 m con una cubierta constituida por bóvedas de cañón corrido (Morales, 2004). Cuenta con arcos fajones con una separación regular. Las torres suelen ser de aproximadamente 28 m alto. En la intersección de la nave principal y la transversal se encuentra un domo hemisférico apoyado sobre un tambor. Tiene pequeños contrafuertes a lo largo de la nave principal (ver Figura 3.4). Al igual que las iglesias típicas de Oaxaca, el coro se ubica en la primera crujía.

Para estudiar esta clase de templos mediante un modelo a escala ensayado en mesa vibradora, fue seleccionado un prototipo con características similares a las de los templos en forma de cruz latina del estado de Puebla.

La elección del prototipo estuvo sujeta a las limitantes de espacio y capacidad de la mesa vibradora, por lo que no resultó conveniente construir un modelo con las mismas características

geométricas de un templo existente, debido que al ser este tipo de estructuras de gran tamaño y peso, se hubiera requerido emplear un factor de escala muy grande, lo cual ya no resultaba muy representativo. Por tal razón, tratando de conservar las características básicas del prototipo, como lo son la altura de su nave y torres, así como los espesores tanto de la bóveda como de los muros, se optó por reducir la longitud del prototipo, eliminando la crujía en donde se interceptaban la nave principal con la nave transversal.

De este modo, una versión simplificada de un templo típico colonial de Puebla fue seleccionada como prototipo (Figura 3.5); está compuesto por una nave simple cubierta con una bóveda de cañón corrido, dos torres y contrafuertes relativamente altos. Los muros están construidos a base de mampostería de conglomerado constituida por piedras aglutinadas por mortero de cal-arena, mientras que la bóveda está construida a base de ladrillos. La escala geométrica para el modelo fue de 8.

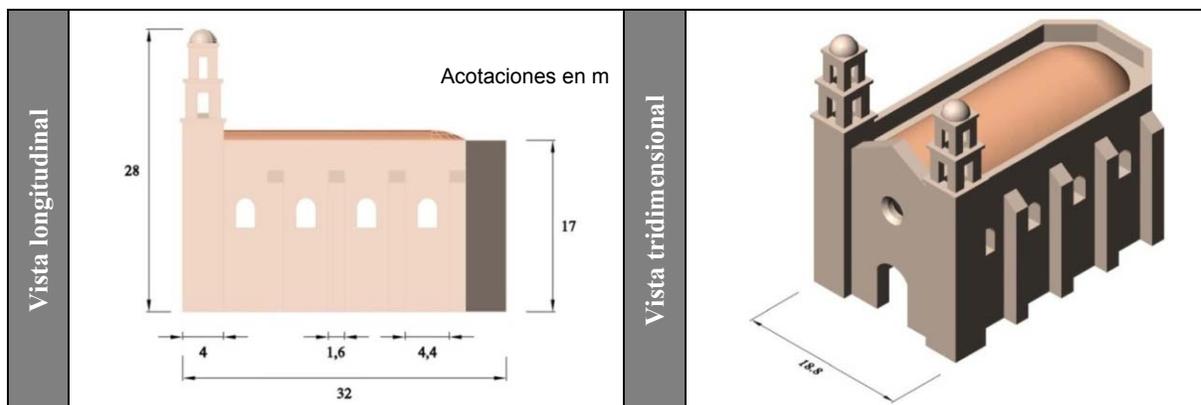


Figura 3.5. Prototipo simplificado del templo típico del estado de Puebla

### 3.3 Descripción del modelo

#### 3.3.1 Teoría de la modelación estructural

Las leyes de similitud constituyen el fundamento de la teoría de modelación y son para diseñar, ensayar e interpretar los resultados de un modelo en estudio. Los requerimientos de similitud establecen relaciones entre las cantidades físicas del modelo  $q_M$  y el prototipo  $q_p$  en cuanto a geometría, materiales, condiciones de frontera, condiciones de carga y respuesta estructural. Dichas relaciones se derivan del análisis dimensional y se establecen de tal forma que el comportamiento del prototipo pueda ser expresado como una función directa del comportamiento observado en el modelo, por medio del factor de escala  $S_i$ .

$$q_p = q_m S_i$$

Donde  $q_P$  y  $q_M$  son la cantidad física en el prototipo y modelo, respectivamente, y  $S_i$  es el factor de escala para la cantidad física  $i$ .

Las principales relaciones dimensionales que deben cumplirse para reproducir correctamente el comportamiento dinámico son (Hernández, et al., 1981):

$$\frac{\sigma_m T_m^2 L_m}{M_m} = \frac{\sigma_p T_p^2 L_p}{M_p} \quad \dots\dots\dots (1) \quad \frac{\rho_m L_m^3}{M_m} = \frac{\rho_p L_p^3}{M_p} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{A_m T_m^2}{L_m} = \frac{A_p T_p^2}{L_p} \quad \dots\dots\dots (2) \quad \text{Para la condición estática:}$$

$$\frac{\rho_m L_m}{\sigma_{vm}} = \frac{\rho_p L_p}{\sigma_{vp}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

Con base a estas relaciones se puede definir lo siguiente:

De (1)

$$S_T = \left( \frac{S_M}{S_\sigma S_L} \right)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (5)$$

De (3)

$$S_M = S_\rho S_L^3 \quad \dots\dots\dots (7)$$

De (2)

$$S_A = \frac{S_L}{(S_T)^2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

De (4)

$$S_{\sigma_v} = S_\rho S_L \quad \dots\dots\dots (8)$$

Donde:

A	Aceleración	y	Peso volumétrico
L	Longitud	$\sigma_v$	Esfuerzos inducidos en condición estática
$\sigma$	Esfuerzos dinámicos	m	Relativo al modelo
M	Masa	p	Relativo al prototipo
T	Tiempo	S	Factor de escala
$\rho$	Densidad de masa		

Existen dos alternativas para cumplir con estas relaciones: la primera requiere que los pesos volumétricos de los materiales del modelo sean superiores a los del prototipo en una vez la escala de dimensiones; la segunda, que los materiales sean manufacturados para que su diagrama esfuerzo-deformación se encuentre escalado geométricamente en la dirección de los esfuerzos. Esto implica que la resistencia del modelo debe ser reducida por el factor de escala, mientras que la rigidez debe permanecer igual que la del prototipo. Alterando adecuadamente la escala de tiempos y aceleraciones del movimiento sísmico, con cualquiera de las dos alternativas, se puede relacionar directamente la respuesta dinámica del modelo y del prototipo y reproducir los modos de falla (Hernández, et al., 1981).

### 3.3.2 Implicaciones del criterio de modelación elegido

La escala geométrica elegida (FE) fue de 1:8, porque con ella el modelo tiene dimensiones que caben al límite de la plataforma de la mesa; además, las dimensiones de los elementos estructurales quedan dentro de límites que hacen posible su construcción con mampostería de piedra o de ladrillo, según el caso; y finalmente, el peso del modelo más los aditamentos necesarios para su prueba no sobrepasa

la capacidad máxima de operación de la mesa. De esta manera, el modelo quedó con una longitud de 4m por 2.35 m de ancho, con una altura de bóveda de 2.15 m y de torres de 3.5 m, el espesor de la bóveda quedó de 0.10 m y el de los muros de 0.20 m (Figura 3.6).

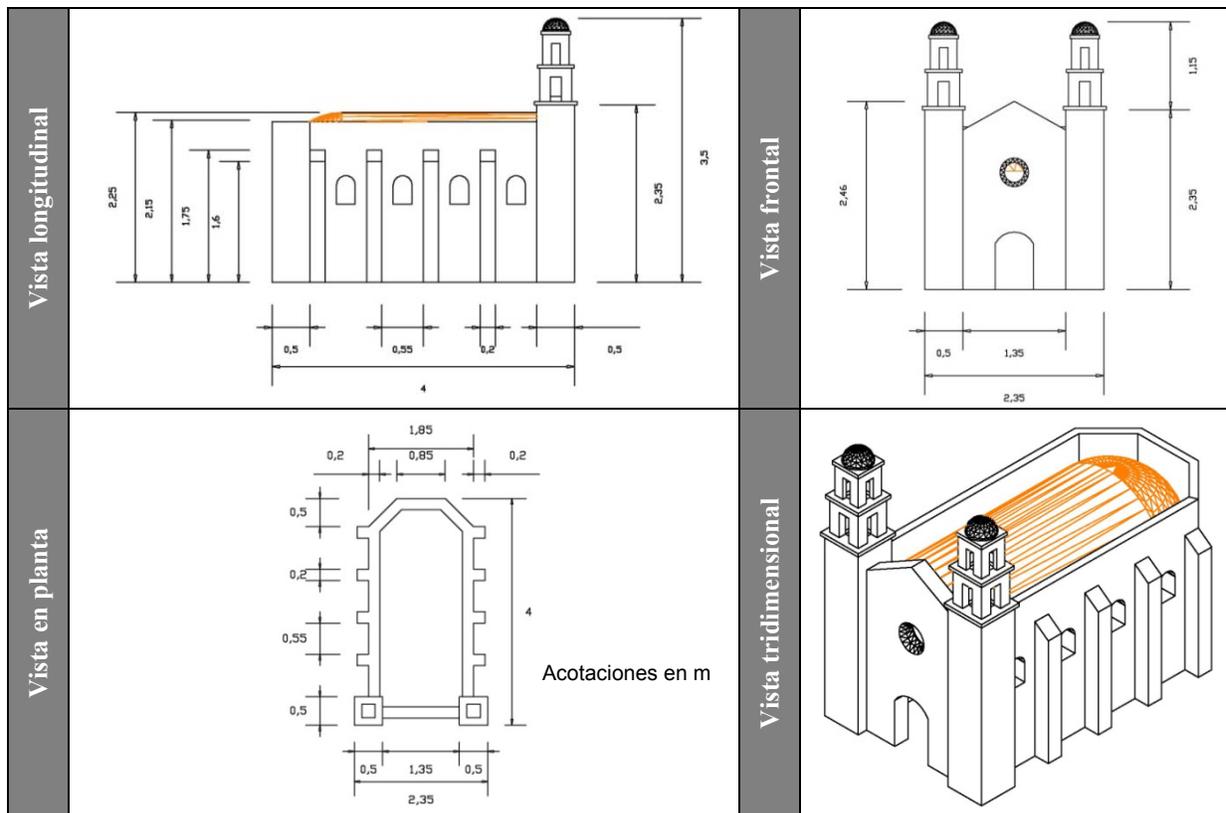


Figura 3.6. Características geométricas del modelo

Debido a la imposibilidad de circunscribirse estrictamente a los requisitos que resultan del análisis dimensional, se optó por colocar, sobre la cubierta de la bóveda las masas adicionales máximas permitidas por la capacidad de carga de la mesa, para así incrementar los esfuerzos estáticos, aunque fuera marginalmente. De esta manera se colocaron sobre la cubierta lingotes de plomo con una masa adicional de 2 t, lo que representa sólo poco más del 16% de la masa requerida en la cubierta. Por lo anterior, la extrapolación de los resultados del modelo al prototipo es cuestionable por el incumplimiento de algunos de los requisitos impuestos por el análisis dimensional; por ello, el diseño del modelo y el criterio para su ensaye e interpretación se basaron en considerar al modelo como un prototipo. El modelo es el prototipo de un templo enano, o en miniatura (Figura 3.7); su estudio resulta de utilidad para el objetivo básico de la investigación, que es comprobar la validez de los métodos analíticos para la predicción de la respuesta; esto será factible si se logran modos de falla semejantes a los de las estructuras reales (aunque no necesariamente todos los tipos de falla).

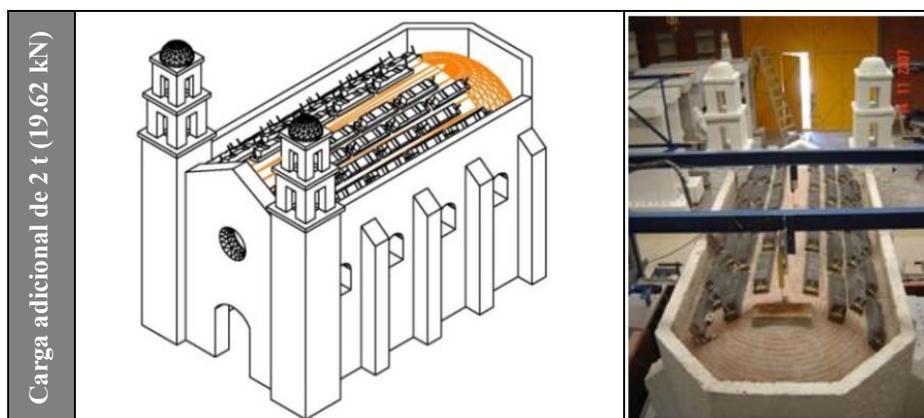


Figura 3.7. Colocación de masa adicional sobre la bóveda del modelo.

### 3.3.3 Propiedades mecánicas de las mamposterías

Para la construcción del modelo se seleccionó un aparejo con piedra irregular. Se utilizó un mortero de cal con una proporción en volumen de 1:3:1 (cal: arena: agua); la piedra es una arenisca común en el poniente de la Ciudad de México.

Previamente a la construcción del modelo, se prepararon muestras de los principales componentes estructurales, muros y bóvedas, con el objetivo de capacitar a la mano de obra, y también para encontrar el volumen mínimo de mortero que podría utilizarse en la mampostería de piedra y de ladrillo (Figura 3.8). Se realizó un amplio programa de pruebas para determinar las propiedades mecánicas básicas, como resistencia a compresión, módulo de elasticidad, compresión diagonal (Chávez, 2005).



Figura 3.8. Construcción preliminar de algunos componentes estructurales

Debido a la dificultad que representaba trabajar con piedras y juntas de mortero del tamaño escalado, se optó por utilizar una escala geométrica para las piedras de 1:4, quedando éstas con dimensiones aproximadas de 100 x 75 x 75 mm. Por la irregularidad de la forma de la piedra resulta

difícil definir un espesor de las juntas de mortero, por lo que resultó más conveniente investigar la proporción piedra-mortero que existe en los muros de mampostería de la época. En textos se ha encontrado que el porcentaje de mortero incluido en un muro oscila de entre el 18 y el 30%. En la Tabla 3.1 se muestran algunos valores.

**Tabla 3.1.** Porcentaje de piedra, mortero y huecos calculados para muros (Baronio, et al., 1992)

Tipo de mampostería	Piedra %	Mortero %	Huecos %
a	75.66	18.18	6.16
b	72.96	24.12	2.92
c	70.44	24.12	2.92
d	69.68	29.09	1.23

De investigaciones realizadas en campo, se encontró que en los templos conventuales del siglo XVI, la proporción de piedra-mortero que existe en los muros de mampostería es en promedio 65% piedra y 35% mortero en cuanto a volumen se refiere. Para corroborar esta información, se construyeron en laboratorio pilas de dimensiones 0.20 x 0.20 x 0.40 m con el aparejo seleccionado, sin tener limitada la cantidad de material, y empleando diversa mano de obra. Se encontró que la cantidad de mortero utilizada para cada espécimen fue alrededor del 44% del volumen total, independientemente de la mano de obra. Tratando de aproximarse a la proporción mortero-piedra obtenida en muros reales, se realizó un segundo programa de construcción de pilas obteniendo una proporción de mortero del 35% del volumen total. La mayor diferencia encontrada en cuanto a las propiedades mecánicas fue en el módulo de elasticidad siendo de 240 MPa para el primer caso y de 265 MPa para cuando la proporción de mortero fue menor (Figura 3.9). Las resistencias obtenidas se indican en la Tabla 3.2.



**Figura 3.9.** Ensayes para la obtención de propiedades mecánicas de la mampostería de piedra.

Entre menor es la cantidad de mortero, mayor es el incremento en las propiedades mecánicas de la mampostería de piedra, sin embargo, no es posible reducir en mayor proporción esta cantidad dado que por su forma irregular, las piedras, requieren de cierta cantidad de mortero para su colocación. De

este modo el modelo se construyó tratando de conservar una proporción de mortero que oscilara entre los 35-40 % de volumen y de piedra 56-65 %.

**Tabla 3.2.** Propiedades mecánicas de las mamposterías de piedra

Contenido de piedra y mortero	Piedra		Mortero		Mampostería		
	Densidad	Resistencia a compresión	Densidad	Resistencia a compresión	Densidad	Resistencia a compresión	Modulo de elasticidad
	kg/m <sup>3</sup>	MPa	kg/m <sup>3</sup>	MPa	kg/m <sup>3</sup>	MPa	MPa
44% mortero; 56% piedra	1900	6.5	1656	0.98	1664	1.3	240
35% mortero; 65 % piedra			1598	0.79	1627	1.3	265

\*Valores obtenidos en especímenes ensayados a la edad de 56 días

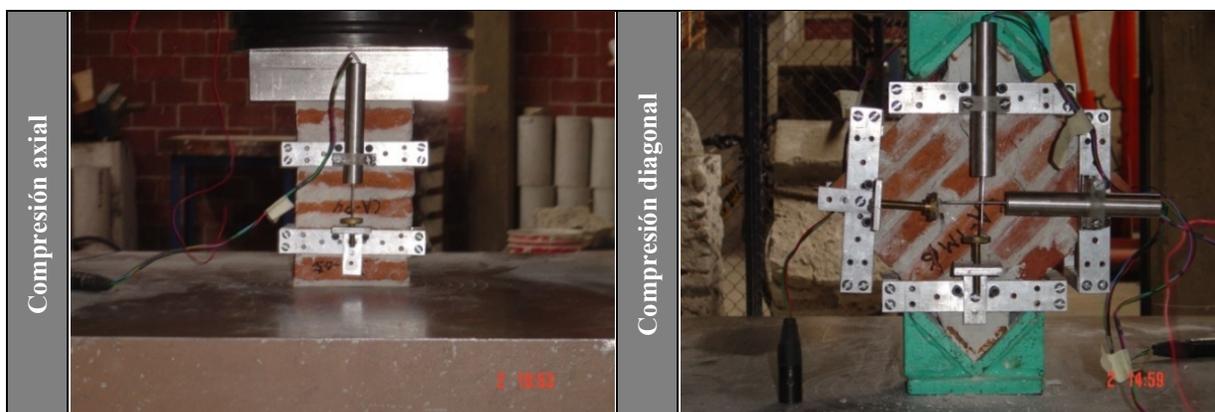
Para definir el tamaño de los ladrillos empleados en la construcción de la bóveda, se utilizó un factor de escala geométrica de 2.5 para que se tuviera un tamaño manejable. Se procuró que en el espesor de la bóveda, que es de 100 mm, existieran cuando menos dos capas de ladrillo con juntas de mortero de 5 mm de espesor. Se construyeron pilas y muretes para la obtención de sus propiedades mecánicas (Tabla 3.3).

**Tabla 3.3.** Propiedades mecánicas de las mamposterías de ladrillo

Ladrillo		Mortero		Mampostería			
Densidad	Resistencia a compresión	Densidad	Resistencia a compresión*	Densidad	Resistencia a compresión*	Modulo de elasticidad*	Resistencia a cortante*
kg/m <sup>3</sup>	MPa	kg/m <sup>3</sup>	MPa	kg/m <sup>3</sup>	MPa	MPa	MPa
1612	11.7	1683	0.79	1541	3.9	471	2.8

\*Valores obtenidos en especímenes ensayados a la edad de 56 días

En el caso de las pilas, la relación altura a espesor fue aproximadamente de cuatro. Para los muretes se consideraron seis hiladas de pieza y media cada una (Figura 3.10).



**Figura 3.10.** Ensayes para la obtención de propiedades mecánicas de la mampostería de ladrillo.

Las propiedades obtenidas de los especímenes construidos con ladrillo tuvieron una menor dispersión en comparación con las de la mampostería de piedra, lo que demuestra lo difícil que resulta caracterizar este último material (Figura 3.11).

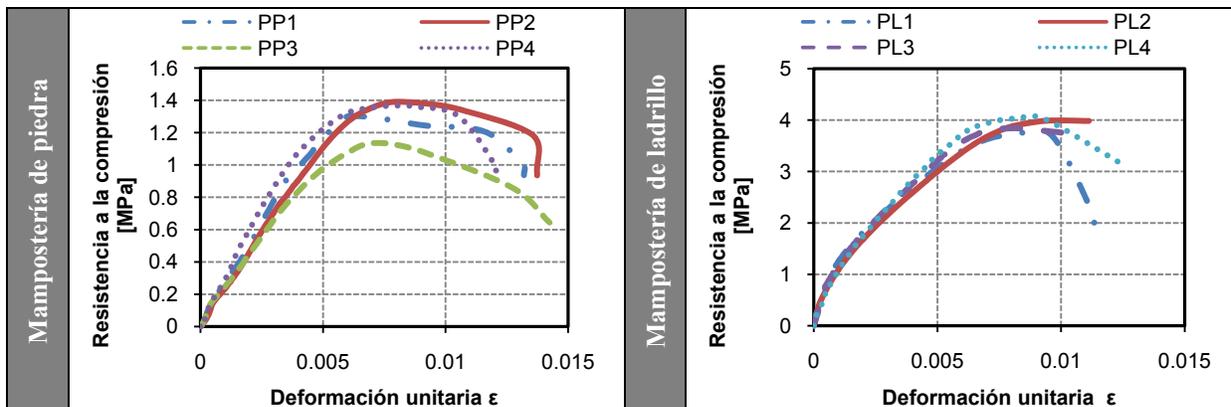


Figura 3.11. Curvas esfuerzo-deformación de las mamposterías empleadas en la construcción del modelo.

### 3.4 Proceso constructivo

El modelo fue construido sobre una base de acero estructural, con perfiles W de 12x40 ( $b=203$  mm y  $d=303$  mm) y de 12 x 4 ( $b=101$  mm y  $d=303$  mm) y placa de  $\frac{1}{2}$  pulgada, diseñada para permitir el traslado y fijación del modelo a la plataforma de la mesa, de manera que al momento de trasladar el modelo no se presentasen distorsiones mayores a 0.001 (Meli y Hernández, 1975), que pudieran provocar agrietamientos en el modelo. El anclaje de la mampostería a la base de acero se logró mediante la colocación de conectores de cortante formados por placas de acero de 100 x 76 x 6.35 mm de espesor a cada 150 mm, ubicados en todo lo largo de la cara de contacto de la base con la mampostería, (Figura 3.12).

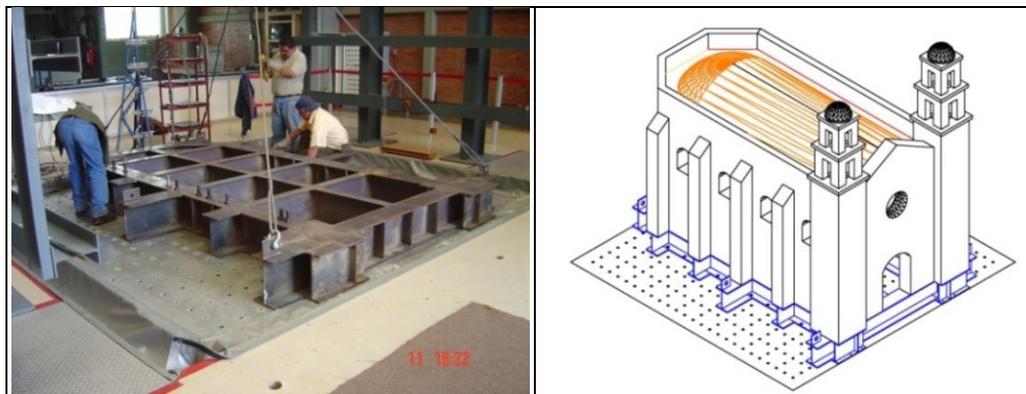


Figura 3.12. Cimentación del modelo sobre la mesa vibradora.

La construcción del modelo se realizó utilizando un tendido de hilos horizontales colocados a paño de ambas caras de los muros. En un principio se utilizó una cimbra metálica, pero resultó complicado su manejo y se optó por utilizar la técnica tradicional. Para la construcción de la bóveda se empleó una cimbra de madera con cubierta de lámina metálica (Figura 3.13). El mortero fue elaborado en una mezcladora mecánica para asegurar una masa uniforme. Los ladrillos utilizados se obtuvieron del corte de ladrillos empleados en la impermeabilización de azoteas.



Figura 3.13. Proceso constructivo del modelo

La parte baja de las torres fue construida a base de piedra dejando a todo lo largo de su interior, un hueco de 0.23 m x 0.23 m, que simula el espacio en donde se encontraría la escalera de acceso al campanario. En la construcción de los campanarios se utilizó ladrillo.

Para una mejor visualización de los daños en los modelos al momento de ser ensayados, todos fueron pintados con agua de cal, ya que esta al secar, forma una capa frágil que al romperse la superficie en donde se encuentra aplicada, resalta la trayectoria de los agrietamientos.

### 3.4.1 Peso del modelo

El peso estimado del modelo fue de 10.74 t (105 kN), empleando los pesos volumétricos obtenidos experimentalmente. En la Tabla 3.4 se hace una descripción de la distribución del peso del modelo.

Para medir el peso real del modelo, se utilizó una celda de carga colocada entre el gancho de la grúa y el marco de izaje del modelo (Figura 3.14). Las micro-deformaciones producidas en la celda al levantar el modelo, comparadas con una curva de calibración previamente obtenida, permitieron estimar el peso, que resultó de 11.96 t (117 kN), incluyendo la base de acero que lo soporta y que tenía un peso de 1.2 t (11.7 kN).

Tabla 3.4. Distribución del peso del modelo

Elemento	Descripción	Volumen m <sup>3</sup>	Material	Peso t	Cantidad	V. total m <sup>3</sup>	P.total t
Torres	P.baja	0.455	M.piedra	0.864	2	0.91	1.638
	Cornisa 1	0.011	M.ladrillo	0.022	2	0.023	0.036
	Campanario PB	0.038	M.ladrillo	0.071	2	0.075	0.116
	Cornisa 2	0.008	M.ladrillo	0.015	2	0.016	0.025
	Campanario PA	0.019	M.ladrillo	0.037	2	0.039	0.060
	Cornisa 3	0.004	M.ladrillo	0.008	2	0.008	0.012
	Cupulín		Concreto	0.027	2		0.054
Fachada		0.531		1.009	1	0.531	0.956
Contrafuertes		0.064	M.piedra	0.122	8	0.512	0.922
Cuñas		0.003	M.piedra	0.006	8	0.024	0.043
Bóveda	Muros	0.594	M.ladrillo	0.565	1	0.594	0.921
	Presbiterio	0.161	M.ladrillo	0.306	1	0.161	0.250
Rellenos	Muros	0.114	M.piedra	0.216	2	0.227	0.409
	Presbiterio	0.148	M.piedra	0.282	1	0.148	0.266
Muros laterales	P.baja	0.843	M.piedra	1.601	2	1.685	3.033
	Pretil	0.171	M.piedra	0.325	2	0.343	0.617
Ábside		0.748	M.piedra	1.42	1	0.748	1.346
Total						6.044	10.704



Figura 3.14. Pesaje del modelo.

### 3.5 Definición de las acciones sísmicas

Definidas las características físicas y geométricas del modelo, se realizó un análisis modal preliminar del modelo empleando el programa de análisis estructural ANSYS para estimar las frecuencias fundamentales de vibrar, tanto en la dirección vertical como transversal, y así definir las acciones sísmicas que sometieran a una condición más desfavorable al modelo. La malla del modelo quedó formada por 26403 elementos sólidos prismáticos de acuerdo con la relación de aspecto que exige el

programa para no producir errores en los resultados (Figura 3.15), lo que implicó un arduo trabajo por la geometría del modelo. La carga aplicada sobre la bóveda fue modelada utilizando elementos sólidos de mínimo espesor con el mismo módulo de elasticidad que la bóveda pero con una densidad equivalente a la masa aplicada, debido a que en el análisis modal el programa desprecia las cargas actuantes en el modelo. Además, como en esta clase de estructuras la distribución de masas y rigideces es muy irregular, (Castellanos, 2004), es necesario considerar un alto porcentaje de la masa actuante y considerar un gran número de modos de vibrar, de manera que para este análisis por el método de eigenvalores se consideraron los primeros 100 modos de vibrar, teniendo una participación de casi el 100%.

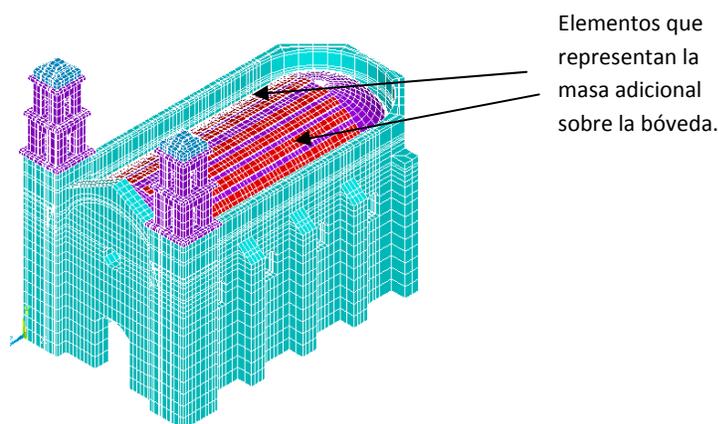


Figura 3.15. Modelo de elemento finito para el programa ANSYS.

Las propiedades de las mamposterías empleadas en los modelos analíticos son las indicadas en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Propiedades mecánicas del modelo

Tipo de mampostería	Elementos estructurales	Peso volumétrico [kg/m <sup>3</sup> ]	Módulo de elasticidad [MPa]	Resistencia a la compresión [MPa]	Resistencia a la tensión [MPa]	Relación de Poisson
Piedra	Nave	1800	442	1.28	0.089	0.3
Ladrillo	Bóveda y campanarios	1550	540	3.93	0.28	0.3

Los resultados del análisis modal se compararon con los obtenidos previamente utilizando el programa de análisis estructural SAP 2000, para tener certeza en el manejo del programa ANSYS. El periodo fundamental resultó de 0.098 s ( $F=10.2$  Hz) para la dirección horizontal y de 0.02 s ( $F=45.38$  Hz) en la dirección vertical. En la Figura 3.16 se muestran algunos modos de vibrar del modelo, obtenidos con ambos programas; como se observa, las formas modales son las mismas y las frecuencias son próximas entre sí.

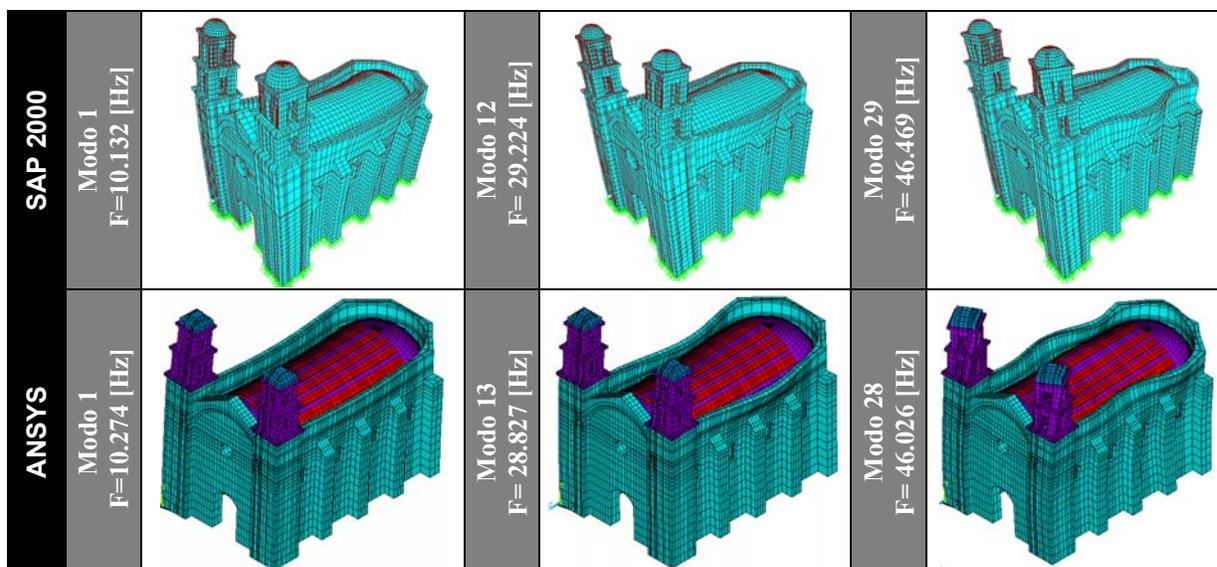


Figura 3.16. Comparación de los modos que más influyen en la dirección corta del modelo obtenidos con SAP y ANSYS.

### 3.5.1 Acciones sísmicas

Con las propiedades dinámicas obtenidas, se seleccionó el sismo más apropiado para que le produjera el mayor daño posible en el modelo. Por lo tanto, fue necesario construir un sismo sintético a modo de que el pico de mayor amplitud de su respectivo espectro de respuesta fuera muy cercano al periodo fundamental de vibrar del modelo.

Con esa base, se seleccionaron dos registros sísmicos. El primero, “CP”, registrado en Acapulco, Guerrero, el 25 de abril de 1989, en la estación “Cerro de Piedra”, ubicada a 30.92 km. del epicentro de un evento de magnitud 6.9 (Ms), considerando tanto el componente horizontal como el vertical de aceleración. La peculiaridad de este movimiento es que ambos componentes de aceleración tienen valores máximos similares,  $0.85 \text{ m/s}^2$  (0.087 g) y  $0.92 \text{ m/s}^2$  (0.094 g) respectivamente. El segundo, “Cal”, registrado en Michoacán, el 19 de septiembre de 1985, en la estación “Caleta de Campos”, con magnitud 8.1 (Ms) y aceleración máxima para los componentes horizontal y vertical de  $1.17 \text{ m/s}^2$  (0.12 g) y  $0.97 \text{ m/s}^2$  (0.099), respectivamente.

Siguiendo las leyes de similitud que impone el análisis dimensional, la escala de aceleraciones queda determinada por  $S_a = 1/FE$  y la escala de tiempo  $S_t = FE$ . Al aplicar el factor de escala correspondiente para ambos registros seleccionados, se observó en los espectros de respuesta (Figura 3.17a) que, para los periodos fundamentales determinados del modelo de elementos finitos (0.098 s y 0.02 s), las ordenadas espectrales son relativamente bajas, por lo que no existe la posibilidad de someter al modelo a condiciones cercanas a la falla. Por tal razón, se modificaron las escalas de tiempo de los registros para que fueran capaces de someter la estructura a una condición más crítica, amplificando la aceleración y utilizando distintos intervalos de tiempo.

Se encontró que para un  $\Delta t=0.0045$  s, el pico del espectro de respuesta horizontal se encuentra cercano al periodo fundamental esperado del modelo. De acuerdo con la capacidad de la mesa, fue posible amplificar la aceleración hasta 12 veces. Los espectros de respuesta se muestran en la Figura 3.17b.

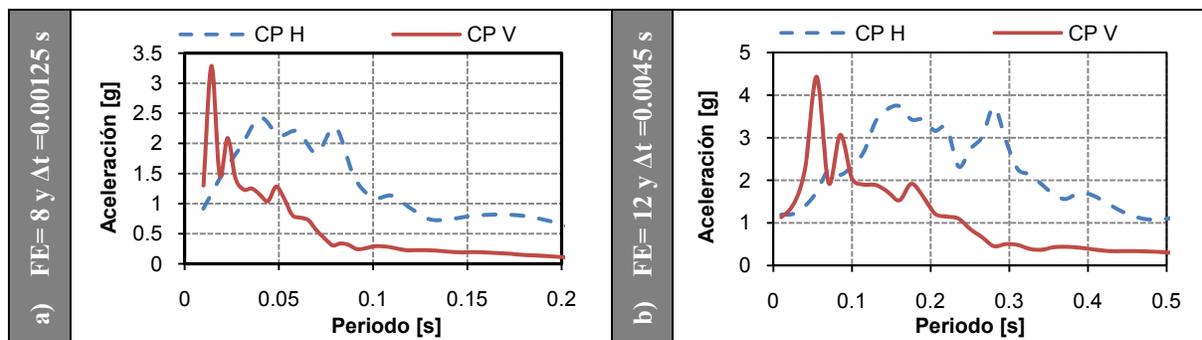


Figura 3.17. Espectros de respuesta de los registros CP.

Para el componente vertical, el pico del espectro de respuesta es cercano al periodo calculado cuando se usa un  $\Delta t=0.0085$  s; sin embargo, para estas condiciones las aceleraciones máximas de los dos componentes ocurren en tiempos muy diferentes. Por lo que fue necesario recortar el registro vertical para que la parte intensa de ambos movimientos coincidiera. Los acelerogramas respectivos se muestran en la Figura 3.18.

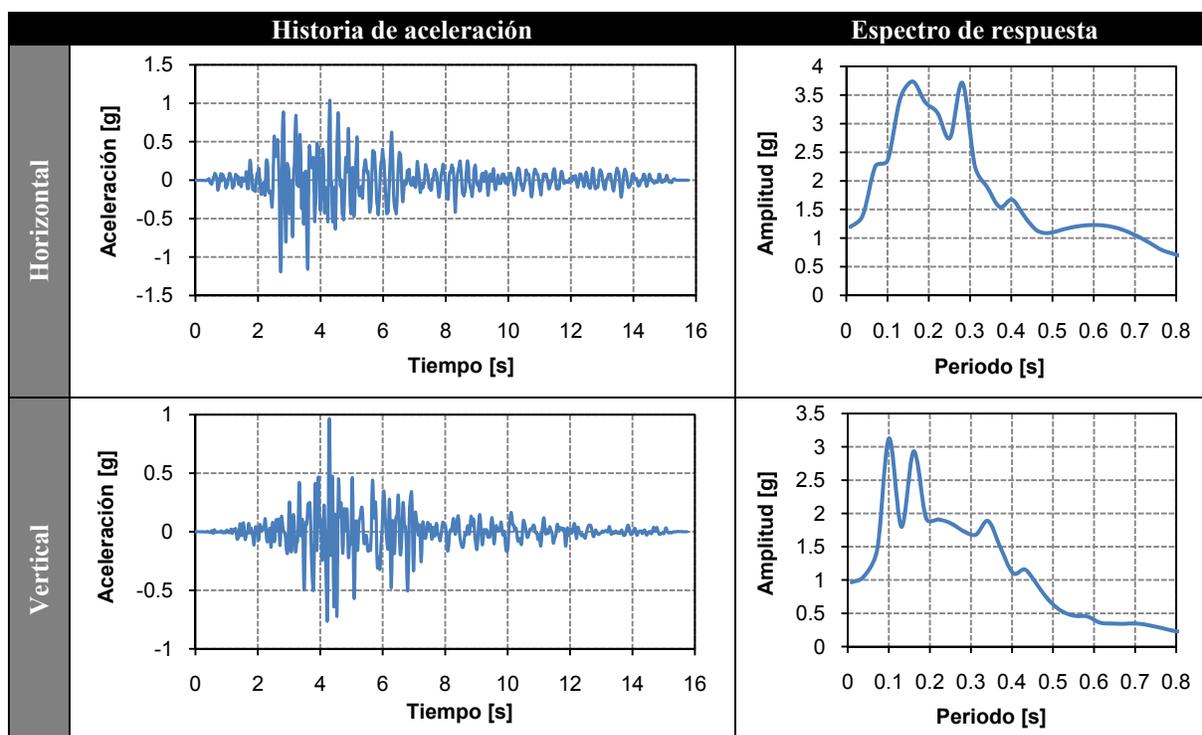


Figura 3.18. Registros CP modificados.

De manera similar se trabajó con el sismo Cal, para el cual el FE para la aceleración fue de 6 y el  $\Delta t = 0.005$  s (Figura 3.19).

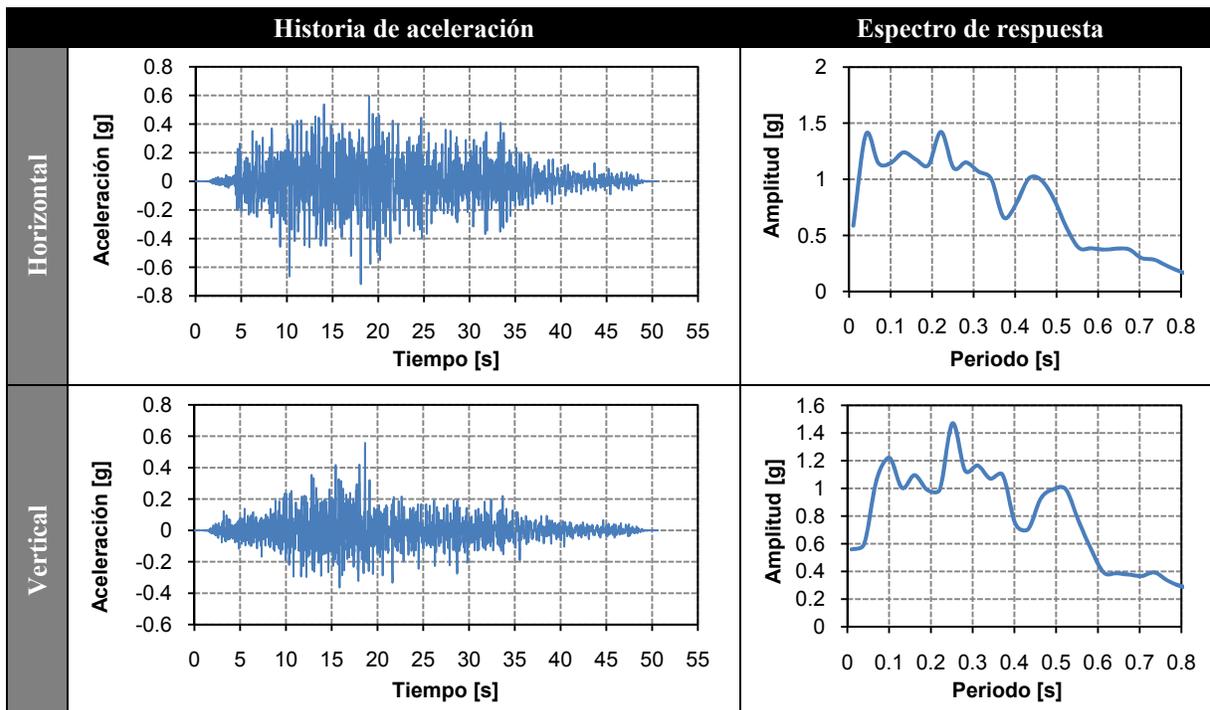


Figura 3.19. Registro Cal modificado con un FE= 6 y  $\Delta t = 0.005$  s

Se aprecia que el evento CP alcanza aceleraciones espectrales muy superiores a las del Cal, pero sólo en las proximidades del pico. Por otra parte, en el Cal las ordenadas permanecen elevadas en un intervalo muy amplio de periodos, por lo que puede seguir afectando significativamente a la estructura, a medida que ésta se daña e incrementa su periodo de vibración. Por esta razón, entre otra que se comentará en el Capítulo 4, el sismo Cal se empleó para las pruebas.

## Capítulo 4

### Descripción del programa experimental

#### 4.1 Generalidades

El programa experimental de pruebas en mesa vibradora fue dividido inicialmente en tres etapas. La primera consideraba el estudio del comportamiento sísmico del modelo en su estado original; la segunda, contemplaba el estudio del comportamiento del mismo modelo, pero rehabilitado y reforzado empleando técnicas convencionales de la rehabilitación estructural de monumentos históricos. Para la última etapa, se buscaría probar un sistema de refuerzo diferente a la anterior. Sin embargo, debido a una falla en el sistema de control de la mesa vibradora durante el inicio de la primera etapa, el modelo sufrió severos daños, al producirse un movimiento brusco en la mesa vibradora, lo que derivó en la suspensión de la primera etapa. De esta manera, para continuar con los objetivos previamente establecidos, se decidió rehabilitar el modelo y continuar con el programa experimental original, pero incluyendo la respuesta del modelo durante el incidente. Así el programa quedó dividido en cuatro etapas definidas de la siguiente manera:

- Etapa 1 MVTEMP-00: Ensaye en modelo no reforzado
- Etapa 2 MVTEMP-01: Ensaye en modelo reparado
- Etapa 3 MVTEMP-02: Ensaye en modelo reforzado I
- Etapa 4 MVTEMP-03: Ensaye en modelo reforzado II

Para cada etapa se realizaron las siguientes pruebas:

- Pruebas de vibración ambiental
- Pruebas con señales de ruido blanco

- Pruebas con el sismo de Caleta (Cal) con distintas escalas de intensidad

Las pruebas de vibración ambiental consisten en registrar el movimiento del modelo, originado por sollicitaciones de carácter ambiental (baja amplitud), mediante dispositivos de alta sensibilidad (acelerómetros). Las señales capturadas son acondicionadas (amplificadas y filtradas), para posteriormente ser procesadas e interpretadas mediante un análisis espectral convencional.

Esta prueba se realizó antes de iniciar los ensayos dinámicos, con el modelo fijado a la mesa vibradora y con la masa adicional sobre la bóveda. Se colocaron servo-acelerómetros de alta resolución a nivel de base, en la clave de la bóveda al centro de la nave, en los cupulínes de ambas torres y en el arranque de los campanarios en la dirección transversal y vertical del modelo. Mediante los cocientes espectrales se obtuvieron las frecuencias fundamentales de vibrar del modelo. El acondicionamiento de estas señales se realizó con el programa que se describe en Mendoza, et al., 2005.

La orientación del modelo en la mesa vibradora quedó como se muestra en la Figura 4.1, de manera que los movimientos horizontales se aplicaran en la dirección transversal o corta del modelo y así estudiar el comportamiento de la nave. En la dirección longitudinal es importante estudiar el comportamiento de la fachada, ya que es común encontrar en los templos de este tipo afectados por sismos fuertes, que ésta suele separarse de la nave; sin embargo, dado que la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería sólo puede moverse en una sola dirección horizontal, este modo de falla no fue considerado en este estudio.

Una señal de ruido blanco, al tener una distribución constante de energía sobre todo el intervalo de frecuencias, permite excitar los periodos de vibración de una estructura y, por ende, caracterizar sus propiedades dinámicas. Estas pruebas se utilizaron para estimar las frecuencias fundamentales de vibrar del modelo al inicio y al final del programa de pruebas mediante el análisis espectral de los registros de aceleración capturados por los acelerómetros ubicados estratégicamente en el modelo. La determinación de las frecuencias fundamentales de vibrar del modelo en las distintas etapas del programa de pruebas fue una manera indirecta de estimar el progreso del daño al reducirse gradualmente su magnitud.

Las pruebas con el sismo Cal se establecieron de manera que se pudiera estudiar el comportamiento del modelo ante distintas intensidades de aceleración empleando inicialmente sólo el componente horizontal de aceleración y después para ambos componentes horizontal y vertical de manera simultánea. La máxima intensidad aplicada estuvo limitada por el nivel de daño esperado, de manera que los daños producidos pudieran ser reparados con facilidad mediante técnicas convencionales de rehabilitación de monumentos históricos, para que posteriormente fuera nuevamente posible ser ensayado. A continuación se hace una breve descripción de cada una de las etapas del programa experimental.

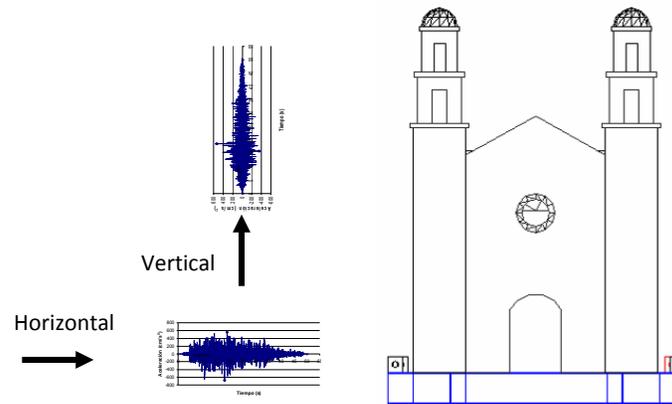


Figura 4.1. Orientación del modelo para la aplicación de los sismos

## 4.2 Descripción de los especímenes

### 4.2.1 Modelo MVTEMP-00: Modelo no reforzado

Concluida la etapa de construcción del modelo, se procedió a programar el primer ensaye en la mesa vibradora (MVTEMP-00). A pesar de haber colocado una capa de neopreno entre la plataforma de la mesa y la cimentación del modelo para absorber las irregularidades de la superficie de la cimentación y tener una distribución más uniforme de esfuerzos al momento del apriete de los tornillos para fijar el modelo a la mesa (Ver Figura 4.2), esto no fue suficiente, y se produjeron pequeños agrietamientos en el modelo localizados en la esquina izquierda inferior del ábside y en la base de cuerpo principal de la torre derecha. Estos daños fueron reparados inyectando una lechada cementante.

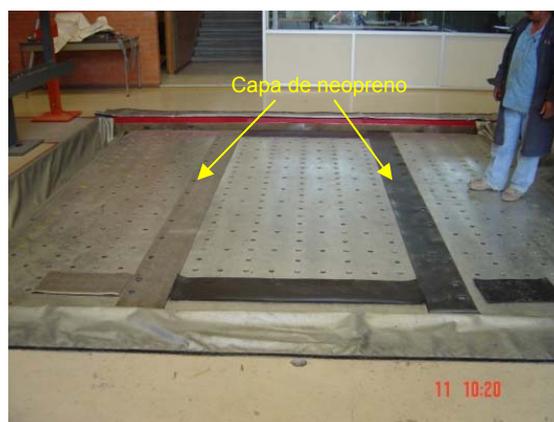
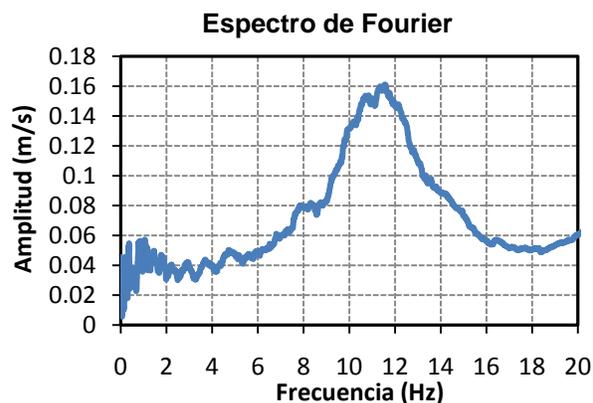


Figura 4.2. Capa de neopreno para absorber las irregularidades de la cimentación

Con el modelo instrumentado y con la carga adicional dada por lingotes de plomo colocada sobre la bóveda, se procedió a aplicar una señal de ruido blanco de 5 Gal para estimar la frecuencia fundamental del modelo en la dirección horizontal obteniendo del espectro de amplitudes de Fourier (Figura 4.3) del sensor colocado en el centro de la bóveda (C-BOV), de él se estimó que la frecuencia fundamental transversal es 11.7 Hz, ( $T= 0.086$  s).



**Figura 4.3.** Ensayo con una señal de ruido blanco para estimar la frecuencia fundamental horizontal de vibrar del modelo

Una vez concluida la etapa preliminar de pruebas se procedió a iniciar con la aplicación de las señales sísmicas a distintas intensidades. Sin embargo, al momento de revisar los parámetros de configuración de la mesa vibradora se produjo un fallo en el sistema de control, lo que generó un fuerte movimiento de la mesa que provocó severos daños al modelo, imposibilitando la continuación del ensayo. Debido a lo repentino de la falla, en ese momento no se encontraba encendido el sistema de adquisición de datos, por lo cual no se registró información alguna del comportamiento del modelo ante el fuerte movimiento. En diversas partes del modelo se presentaron severos daños (Figura 4.4).

La fachada tuvo un agrietamiento diagonal de hasta 50 mm en su parte más amplia; el frontón quedó completamente dañado. La torre derecha sufrió un desplome de 40 mm medido en el arranque del segundo cuerpo de la torre, el muro poniente fue el más dañado presentado diversos agrietamientos principalmente en el área aledaña a la torre. Los pilares de los campanarios sufrieron grandes deslizamientos que pudieron provocar su colapso.

Dadas las circunstancias, se decidió por reparar el modelo y continuar con los objetivos de esta investigación. Previamente al retiro del modelo de la mesa vibradora, se realizó una prueba de vibración ambiental para estimar el cambio en la frecuencia fundamental de vibrar provocado por el alto nivel de daño. Calculando la función de transferencia entre los sensores colocados al centro de la base (C-B) y al centro de la bóveda (C-BOV) (Figura 4.5), se obtuvo una frecuencia de 7.32 Hz en la dirección horizontal ( $T=0.13$  s), lo que demuestra la importante pérdida de rigidez del modelo.

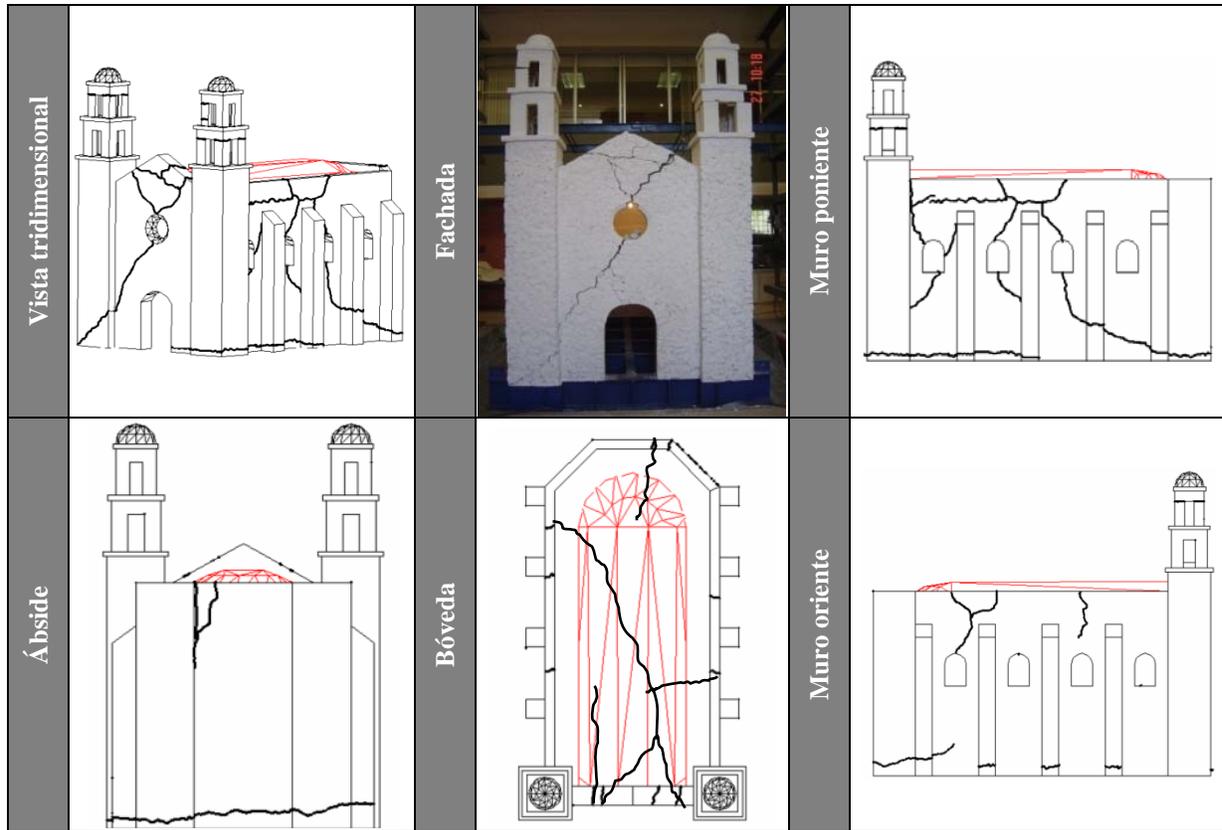


Figura 4.4. Levantamiento de daños en el modelo

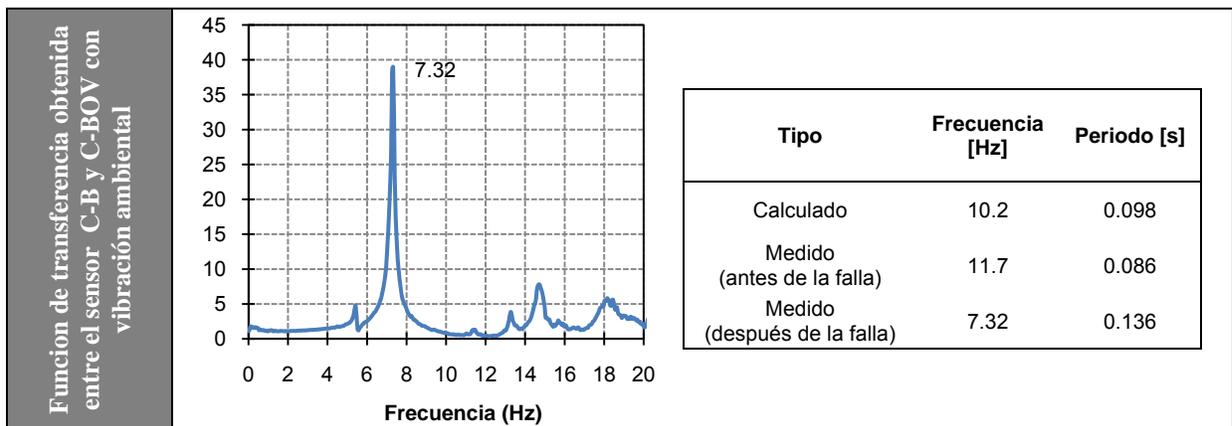


Figura 4.5. Comparación de la frecuencia fundamental de vibrar antes y después de la falla

#### 4.2.2 Modelo MVTEMP-01: Modelo reparado

En esta prueba se utilizó el mismo modelo, después de que fue sometido a una rehabilitación exhaustiva. Se plantearon dos alternativas: la primera, reparar el modelo dejándolo con la nueva configuración deformada de su geometría o, la segunda; tratar de reintegrar la geometría original del

modelo mediante un sistema de confinamiento para después con algún proceso de inyección consolidar las grietas.

Considerando el tamaño del modelo, se optó por la segunda opción. Mediante unas vigas tipo “I” de acero colocadas a lo largo de los muros longitudinales en la parte exterior y empleando templadores ligados a las vigas por medio de cables a la altura de las ventanas, fue posible ir apretando poco a poco el modelo hasta aproximarse a la geometría original, sin que se presentaran nuevos daños (Figura 4.6a). Previamente, en la grieta de la fachada se retiró todo el material suelto, y la bóveda fue levantada en la zona dañada con un sistema de gatos para facilitar el cierre de las grietas.

Una vez corregida la geometría del modelo se procedió a restituir las partes más dañadas y a consolidar todas las grietas utilizando la técnica de inyección por gravedad. Esta técnica consiste en dejar fluir por gravedad lechada en el interior de la grieta, a través de unos tubos cobre de 12.7 mm de diámetro previamente colocados a una profundidad de la mitad del espesor del muro a lo largo de las grietas; y a cada 200 mm de distancia (Figura 4.6b), dejando que sobresalieran 150 mm del paño del muro; posteriormente se limpiaron los labios de las grietas retirando todo el material suelto, para después lavarlas con agua corriente. El paso siguiente fue sellar las grietas con mortero pobre para que una vez endurecido, se inyectara agua a las grietas para dejar perfectamente humedecido el muro y a su vez detectar posibles fugas. Por último, se procedió a inyectar la lechada comenzando por la boquilla inferior dejando fluir la lechada hasta que comenzara a salir en la boquilla inmediata superior tapando la boquilla inyectada y así se prosiguió con el resto de las boquillas. Para obtener una presión adecuada en la inyección, la lechada se preparó en una batidora que fue colocada a 2 m de altura sobre la boquilla a inyectar.

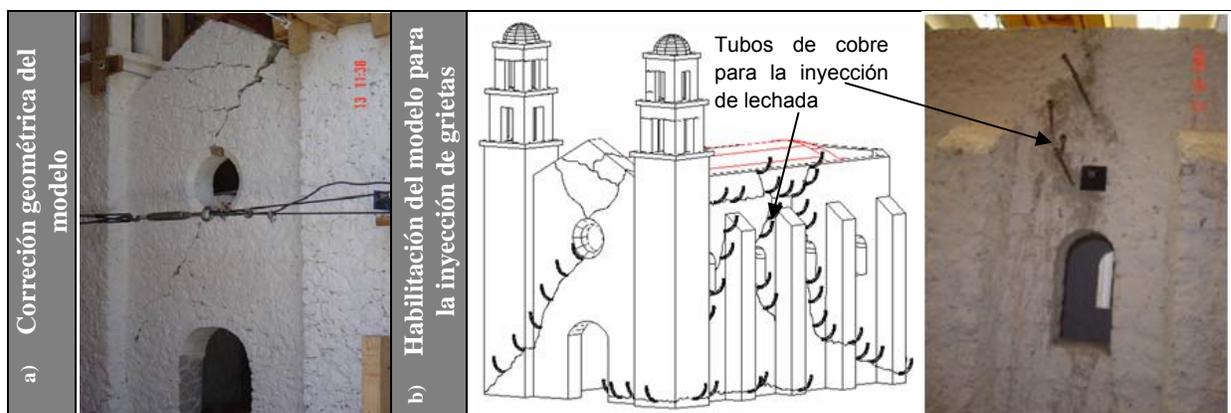


Figura 4.6. Reparación de lo modelo

La lechada empleada tenía una mayor resistencia que la del material original con el fin de evitar que nuevamente se presentara la grieta. De una lista presentada en Chávez, 2003, se seleccionó la lechada C-AE-AF, la cual contiene las propiedades que se indican en la Tabla 4.1. Además, que su

eficacia ha sido demostrada en la consolidación de grietas de las columnas de la Catedral Metropolitana.

**Tabla 4.1.** Características de la lechada C-AE-AF

Composición			Propiedades mecánicas		
Material	% de peso en masa	Peso kN	Resistencia a compresión [MPa]	Viscosidad relativa* [s]	Contracción por secado [%]
Cemento	94	0.14			
Pozzolith 322,N	0,6	0.00083	49	122	1.71
Flowcable	6	0.083			
Agua	36	0.052			

\*La viscosidad se determinó de manera indirecta utilizando el cono de Marsh y consiste en la medición del tiempo que tarda en pasar un litro de lechada a través de dicho cono.

Algunas grietas de ancho muy pequeño resultaron difíciles de inyectar, por lo que hubo que retirar cuidadosamente la junta de mortero para luego restituirla por un mortero de mejor calidad. La falla de la mesa fue identificada en un error de programación del software de operación, y se comprobó que si el sistema se manejaba bajo ciertas condiciones, el problema ya no se volvía a presentar. Posteriormente, el software fue actualizado y el problema fue eliminado.

El modelo resistió un movimiento de 60% de intensidad equivalente a 0.4 g de aceleración horizontal y 0.37 g vertical. Los daños más significativos del modelo fueron el colapso de la parte superior de ambos campanarios y el agrietamiento de la bóveda y de la fachada. El programa de pruebas completo se describe al final de este capítulo.

#### 4.2.3 Modelo MVTEMP-02: Templo rehabilitado y reforzado I

Siguiendo con el programa experimental anteriormente descrito, se continuó con la etapa 3 del programa experimental que consistía en realizar el ensaye del mismo modelo, ahora reforzado empleando algunas técnicas comúnmente utilizadas en esta clase de estructuras y que se considera no alteran de manera significativa su originalidad, como lo demandan los reglamentos de restauración de monumentos históricos.

El proceso de reparación consistió en la inyección de las grietas de manera similar que en la etapa anterior. Se hicieron algunas correcciones geométricas de la bóveda. Los campanarios de ambas torres fueron reconstruidos con el mismo tipo de material. En la Figura 4.7 se muestra el proceso de reparación del modelo.

Para reducir la apertura de la bóveda ocasionada por las fuerzas sísmicas, se colocaron barras de acero tipo “cold rolled” de 5/16”, postensadas a un bajo esfuerzo y colocadas a la altura del arranque de la bóveda, con el fin de ligar ambos muros longitudinales y confinar la nave. La fuerza de tensión

estuvo limitada a la resistencia flexión de la mampostería del modelo que se tomó de forma conservadora como el 2% de la resistencia a compresión de la mampostería de piedra que es de 1.2 MPa (13 kg/cm<sup>2</sup>). De esta manera, el esfuerzo en las barras no fue mayor de 19.6 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>), para evitar dañar la mampostería. En los extremos de las barras se colocaron placas para tener una mayor área de contacto y así una mejor distribución de esfuerzos sobre los muros. Para evitar el colapso de los campanarios se colocó en su interior malla electrosoldada que fue clavada y recubierta con mortero. Por lo reducido del espacio interior de los campanarios, la malla sólo pudo penetrar hasta 20 cm del cuerpo principal de las torres. En la Figura 4.8 se presenta un esquema del reforzamiento.



Figura 4.7. Reparación del modelo

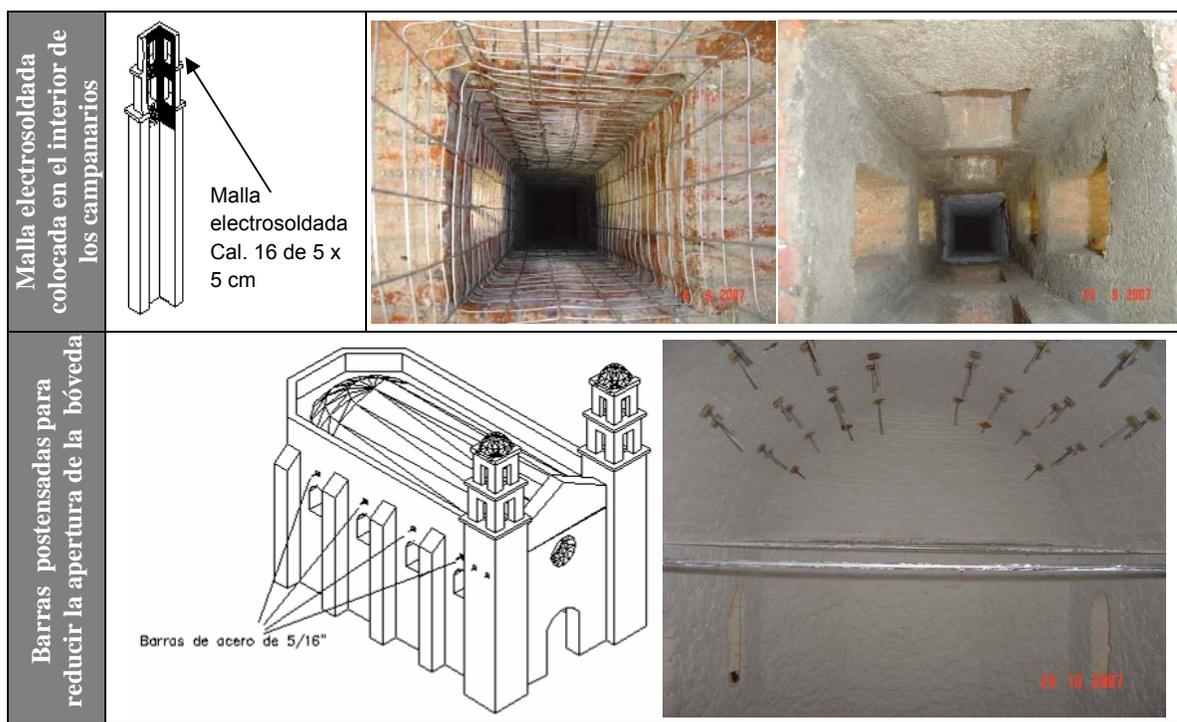


Figura 4.8. Reforzamiento estructural del modelo.

Los tensores transversales han sido ampliamente utilizados en algunos templos en donde se tienen problemas en las bóvedas ya sea por la fuerza de empuje que no logran contrarrestar los contrafuertes del templo (De la Torre, et al., 2004), o, para resistir la acción de fuerzas sísmicas. El empleo de malla electrosoldada es muy socorrido para evitar el colapso de las torres. Por ejemplo, en el estado de Puebla se ha aplicado este tipo de soluciones en el templo de La Compañía y en el templo de Almolonga, entre muchos otros (Figura 4.9).

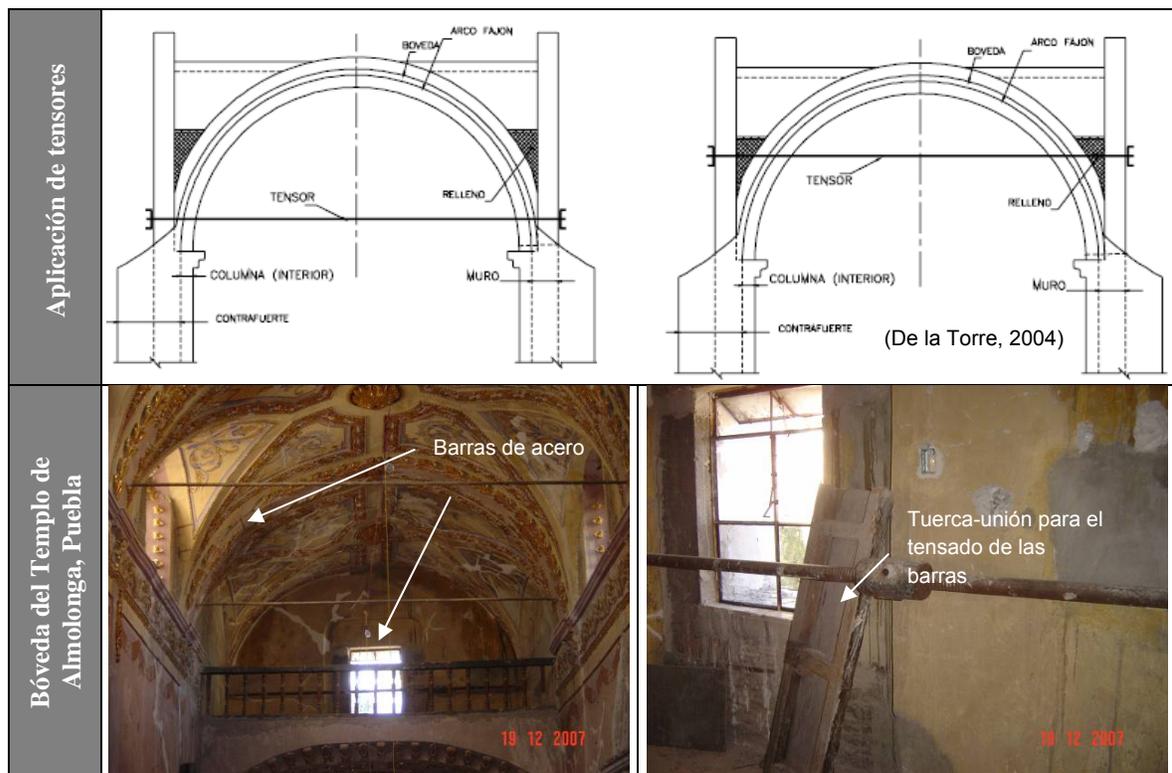


Figura 4.9. Colocación de tensores para impedir la apertura de la bóveda.

La intensidad resistida en este modelo fue de 80% del sismo Cal, equivalente a una aceleración de 0.56 g, sólo en la dirección horizontal. Los campanarios no sufrieron daños, pero 20 cm por debajo de su base, justo donde terminaba el refuerzo de la malla de acero clavada en el interior de los campanarios se presentó la falla. Los muros y la fachada presentaron agrietamientos diagonales.

#### 4.2.4 Modelo MVTEMP-03: Templo rehabilitado y reforzado II

En este último modelo se empleó un sistema de refuerzo más completo que el utilizado en la prueba anterior. Fue necesario implementar un proceso de rehabilitación exhaustivo que reparara los daños producidos en el modelo durante la última prueba y que consistió en la inyección de grietas con una lechada cementante y en la reconstrucción de las partes más dañadas del modelo, empleando el mismo tipo de materiales. (Figura 4.10).

El nuevo sistema de refuerzo estuvo enfocado a minimizar el daño que comúnmente se presenta en los campanarios y evitar su posible colapso, ya que al ser éstos elementos de gran esbeltez, suelen ser los más susceptibles a los efectos de las fuerzas de naturaleza sísmica, tal y como se ha visto en pruebas anteriores y sobre todo en casos reales. También, se consideró reducir la flexión producida en la bóveda mediante su confinamiento y a su vez incrementar la conectividad de los muros longitudinales con la fachada y con el ábside. Todo esto teniendo siempre en cuenta que el refuerzo empleado no debe modificar de manera significativa la geometría y estética original del modelo.



Figura 4.10. Rehabilitación del modelo

Las torres se reforzaron con un sistema de postensado que consistió en la colocación de una barra de acero vertical en todo lo largo de las torres, desde la base hasta la parte superior de los campanarios, de manera que al aplicar una fuerza de tensión en la barra se incrementara el esfuerzo vertical actuante en las torres y así reducir el nivel de daño y su posible colapso. Para esto fue necesaria la construcción de una losa de concreto reforzado sobre el extremo superior de ambos campanarios, que fuera capaz de resistir la fuerza de tensión aplicada a la barra y a su vez de transmitir un esfuerzo vertical uniforme en toda el área de contacto con la sección transversal del campanario. Aprovechando la base de acero sobre la cual está construido el modelo, se habilitó un sistema de sujeción de la barra (Figura 4.11), lo que obligó a realizar unas aberturas en la parte baja de las torres para facilitar su implementación; las perforaciones fueron realizadas con una motosierra para concreto que redujo al mínimo los daños provocados por el corte. Ya colocadas las barras, las aberturas se taparon utilizando el mismo tipo de materiales. En un caso real no sería necesaria la realización de alguna abertura, pero se requeriría de la construcción de una losa de concreto o alguna estructura de acero, que permitiera la sujeción de los cables para la aplicación del postensado.



Figura 4.11. Habilitado para la sujeción de la barra de postensado con la base del modelo.

La fuerza de tensión aplicada para cada barra fue de 1 t. Mediante un análisis no lineal de elemento finito (Figura 4.12), se comprobó que los campanarios eran capaces de resistir esta carga sin daño alguno, dado que los primeros agrietamientos se presentan a una carga de 1.4 t y el colapso a las 2 t; además, se comprobó que el esfuerzo producido en la barras era inferior al esfuerzo de fluencia, que se presentaba para una fuerza de tensión de 3 t.

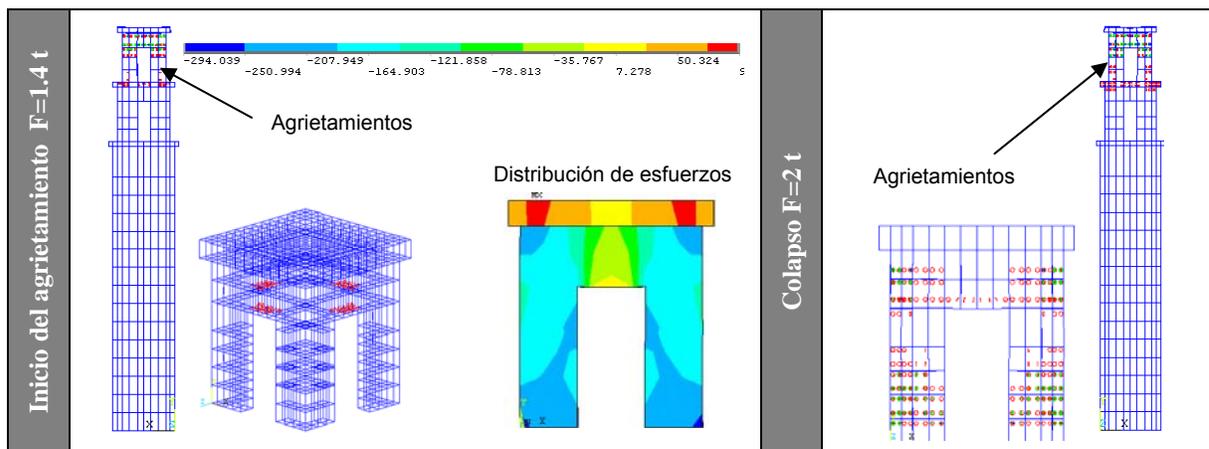


Figura 4.12. Comportamiento global de las torres ante el efecto de incrementos constantes de carga axial

En la Figura 4.13 se muestra un esquema del sistema de refuerzo empleado en ambas torres. Para la aplicación del postensado, las barras fueron roscadas en sus extremos e instrumentadas con deformímetros eléctricos, de manera que con el apriete gradual de las tuercas se fuera aplicando la tensión necesaria hasta llegar a las micro-deformaciones que previamente se había estimado representaban la carga deseada.

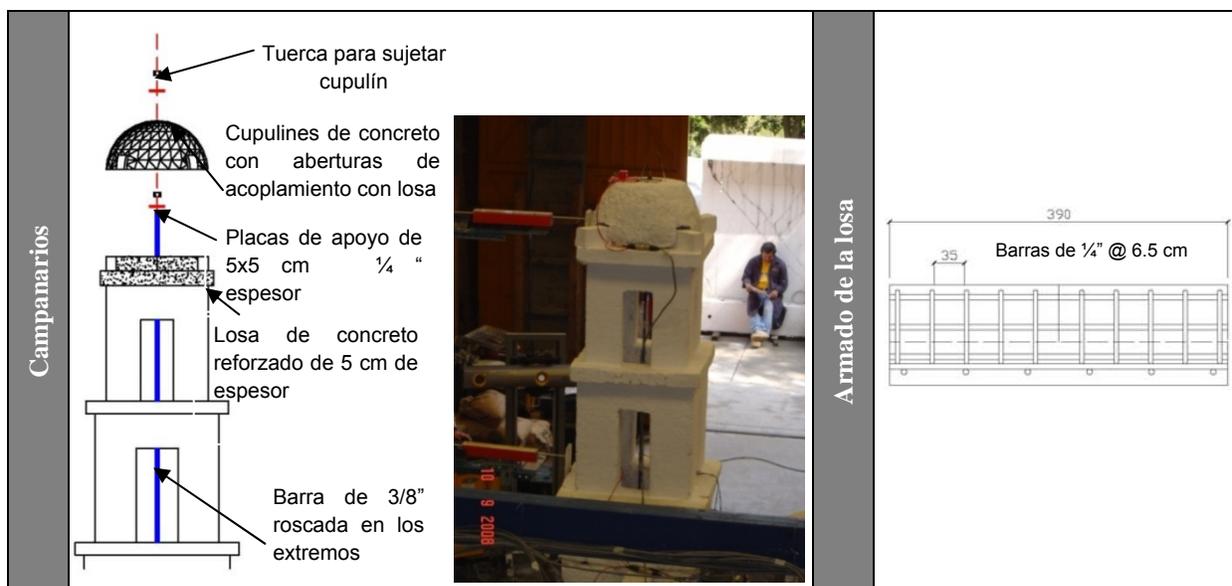


Figura 4.13. Detalle de refuerzo en torres.

Para mejorar la conectividad de los distintos elementos de la nave, se colocó una cadena de concreto reforzado sobre la bóveda a la altura del arranque de la misma. Debido a las características de modelo y con el fin de que este sistema de refuerzo no modificara de manera significativa la estructura, la dala se coló sólo en los alrededores de la parte superior de la bóveda a la altura de su arranque, entre el pretil y la bóveda misma. Los extremos de la cadena se anclaron a los cuerpos principales de las torres mediante una barra de acero que quedó embebida en el concreto y que atravesó el ancho de las torres, sobresaliendo 15 cm del paño de las anteriores para que las barras pudieran sujetarse a las torres mediante un sistema de placa-tuerca, como el que se indica en la Figura 4.14. Para conectar la cadena con la fachada y cerrar el cinturón de confinamiento, se utilizó el refuerzo de la prueba anterior colocado en la fachada, consistente en dos barras de acero ubicadas al interior y exterior de la misma. Para fines prácticos y con el propósito de evaluar la mejora en la resistencia del modelo, el resto del refuerzo anterior también fue conservado.

En la Figura 4.14, se presenta un esquema del sistema de refuerzo empleado. Las características de la cadena de concreto y su anclaje con la nave y con las torres se muestran en la Figura 4.15.

La máxima intensidad de movimiento aplicada fue de 120 % ( $H=0.89$  g y  $V=0.81$  g) con ambos componentes de aceleración actuando de manera simultánea. La aparición de los daños inició a una intensidad de 80% y se concentraron principalmente en el ábside; los campanarios no sufrieron daños.

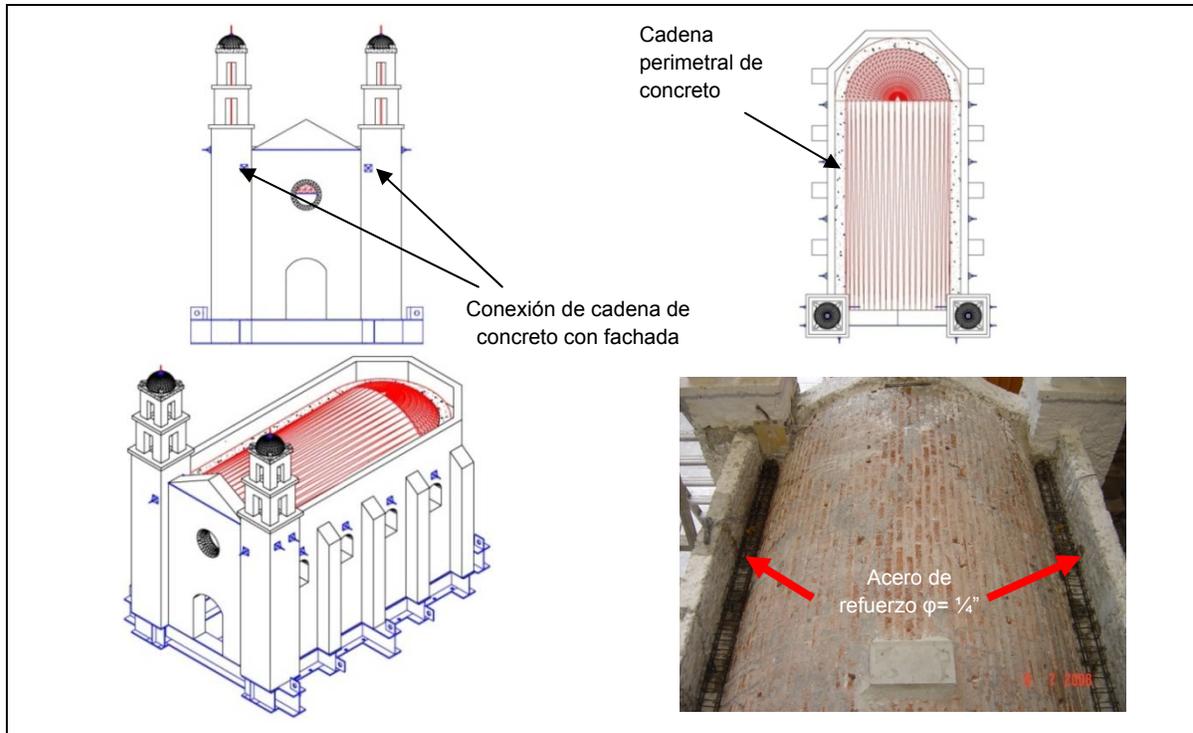


Figura 4.14. Características del sistema de refuerzo aplicado al modelo MVTEMP-03

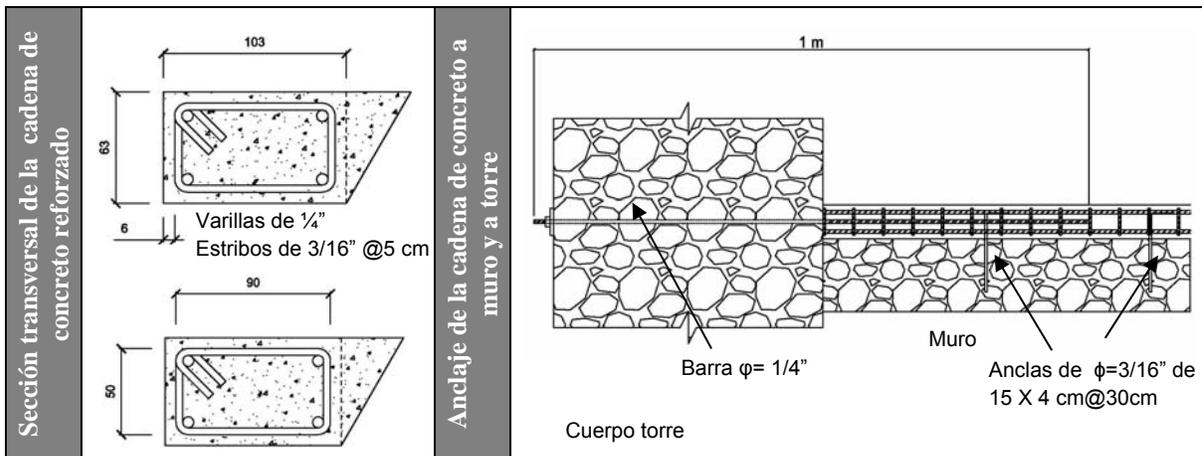


Figura 4.15. Detalle de la cadena de concreto.

### 4.3 Instrumentación de los modelos

Para medir la respuesta global y local de los modelos durante la fase de ensayos, éstos fueron instrumentados con sensores ubicados en los puntos de interés. La respuesta en aceleración se midió mediante el uso de acelerómetros. La respuesta en desplazamiento se obtuvo mediante transductores de desplazamiento.

Para medir los desplazamientos de las torres y de la nave en los ensayos MVTEMP-00 y 01, se utilizaron transductores de cable tipo CELESCO, rango de 0-1016 mm. Para medir la distorsión de la bóveda se utilizaron potenciómetros.

La instrumentación para estos modelos estuvo compuesta por:

- 21 acelerómetros (Tipo SETRA de  $\pm 2$ ,  $\pm 4$ ,  $\pm 8$  g)
- 7 Extensómetros de cable (Tipo CELESCO, rango de 0-1016 mm)
- 15 potenciómetros (Transductores de desplazamiento)

Para medir los desplazamientos de las torres y de la nave en los ensayos MVTEMP-00 y 01, se utilizaron transductores de cable que tuvieron que fijarse en estructuras externas a la mesa, debido a que no se tenía espacio suficiente para que fueran montados sobre la misma. De manera que los movimientos registrados fueron absolutos.

La distorsión de la bóveda se midió mediante potenciómetros colocados en el interior de la nave. En la Figura 4.16 se muestra la ubicación de los transductores de desplazamiento.

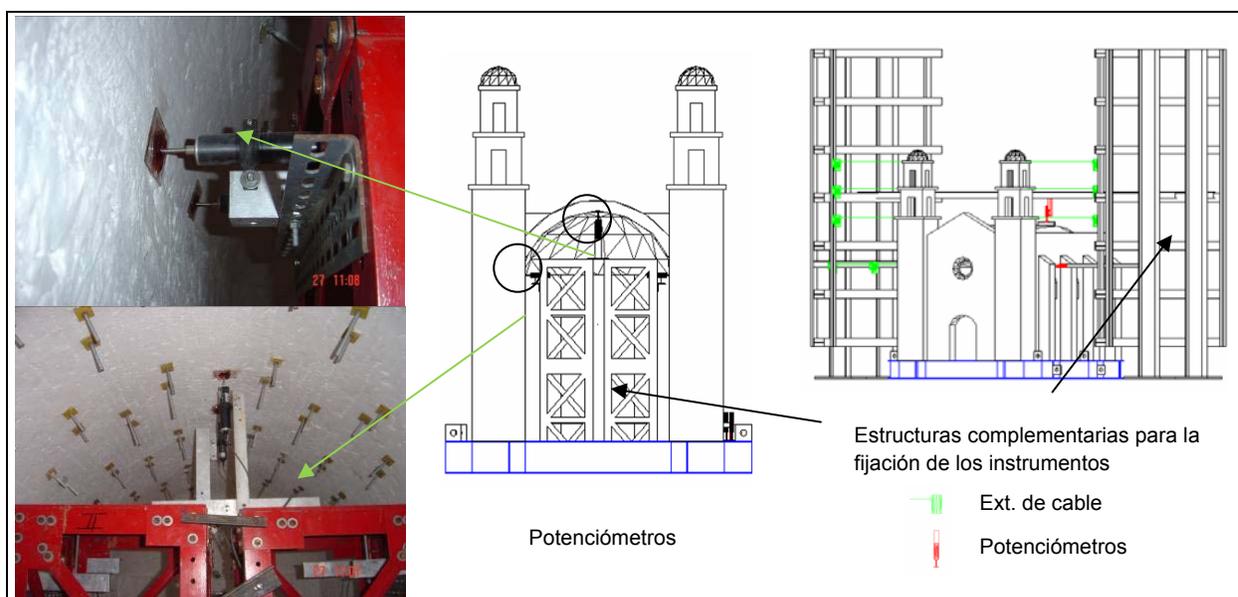


Figura 4.16. Ubicación de transductores de desplazamiento y extensómetros

Los acelerómetros fueron colocados en la superficie de la bóveda para medir aceleraciones horizontales y verticales; los de los campanarios como se muestran en la Figura 4.17. Además, se colocaron cuatro acelerómetros en la base del modelo: dos en dirección horizontal y dos en dirección vertical.

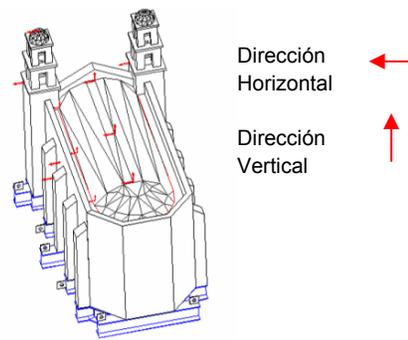


Figura 4.17. Ubicación de acelerómetros

Para las pruebas MVTEMP-02 Y 03 se sustituyeron los extensómetros de cable por transductores de desplazamiento (potenciómetros), ya que los primeros tienden a vibrar demasiado durante la prueba y su capacidad de respuesta es muy baja en ensayos dinámicos. Las barras de acero se instrumentaron con deformímetros eléctricos. La instrumentación de este modelo estuvo compuesta por:

- 21 acelerómetros
- 34 transductores de desplazamiento (potenciómetros)
- 12 deformímetros eléctricos

Se colocaron transductores de desplazamiento en el interior de la nave y sobre marcos de referencia externos para medir los desplazamientos absolutos del modelo, (Ver Figura 4.18).



Figura 4.18. Estructuras complementarias para la colocación de los transductores de desplazamiento.

#### 4.4 Calibración de la mesa vibradora

Antes del inicio de cualquier prueba en una mesa vibradora, es indispensable realizar la calibración de la misma, para obtener una respuesta lo más aproximada a la deseada, sobre todo en frecuencia.

Este procedimiento consiste en la puesta a punto de la mesa, en donde se toma como referencia una función de transferencia entre la señal de entrada que se aplica a la mesa y la señal de salida que ésta entrega, la cual se obtiene por medio de los transductores con los que se encuentra equipada la mesa. En lo que se refiere a registros sísmicos, la puesta a punto se realiza considerando tres factores importantes que son: la ganancia que utiliza el sistema para el cálculo de la señal de control; la magnitud de las señales y por último el periodo de muestreo de la señal. Haciendo los ajustes necesarios de estos parámetros mediante un proceso iterativo, se busca obtener una función de transferencia plana dentro del rango de frecuencias de interés y con una amplitud próxima a la unidad. Si esto se cumple, la reproducción del movimiento elegido será la adecuada.

Para cada etapa del programa de pruebas se realizó la respectiva calibración de la mesa vibradora, primero, sin considerar masa alguna sobre la mesa y después colocando un masa equivalente en magnitud y no en distribución a la del modelo, formada por tres cubos de concreto de 4 t (Figura 4.19).

Se aplicaron los sismos seleccionados llamados “Cerro de Piedra” (CP) y “Caleta” (Cal) sin la presencia de masa. Las funciones de transferencia obtenidas se muestran en la Figura 4.20.



**Figura 4.19.** Lastre utilizado para la calibración de la mesa vibradora

Con esta prueba preliminar no se observaron fallas en el sistema de control de la mesa, por lo que se continuó con el programa de pruebas. Después, con la masa colocada, se hizo una calibración de la mesa, obteniendo las funciones de transferencia que se muestran en la Figura 4.20. De ellas se dedujo que la mesa no podía reproducir el sismo de CP, pues para el componente horizontal después de los 6 Hz, la función de transferencia presentaba un comportamiento inaceptable siendo que la frecuencia de interés oscilaba alrededor de los 10 Hz. En cambio, el sismo de Cal se reprodujo en un mayor intervalo de frecuencias para ambos componentes, por lo que se decidió utilizar este sismo para el ensayo del modelo.

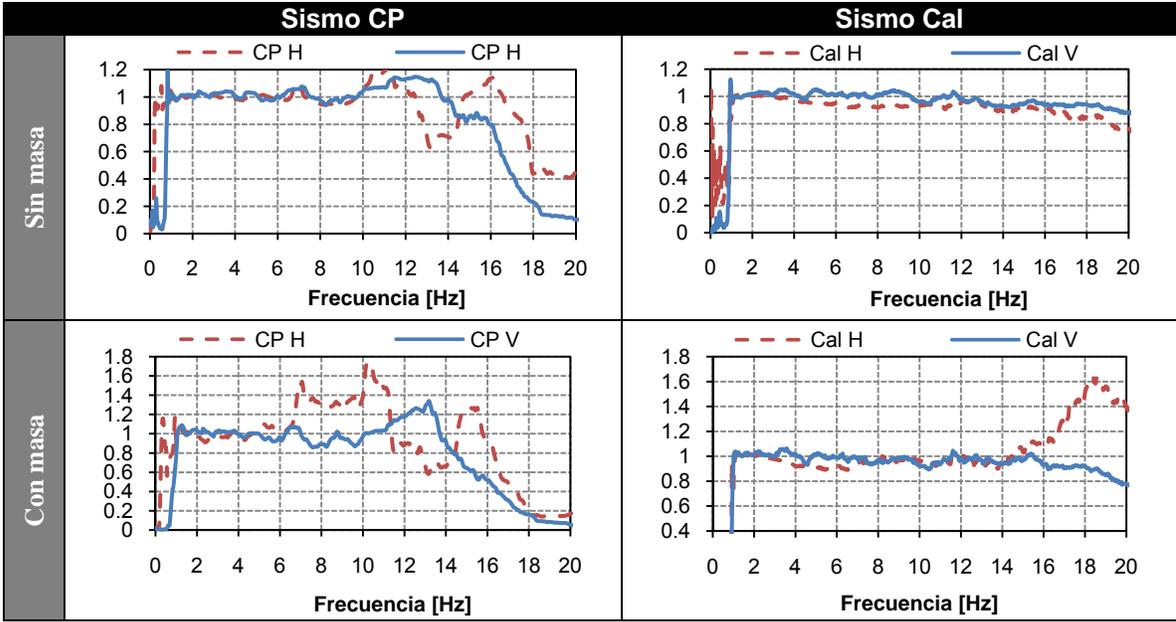


Figura 4.20. Funciones de transferencia entre las señales de referencia y realimentación de la mesa vibradora.

Este procedimiento se realizó para las demás pruebas, utilizando sólo el sismo Cal. Para estos casos se realizó una calibración para bajas intensidades y otra para las altas. En la Figura 4.21 se presentan las respectivas funciones de transferencia para los modelos MVTEMP-02 y MVTEMP-03.

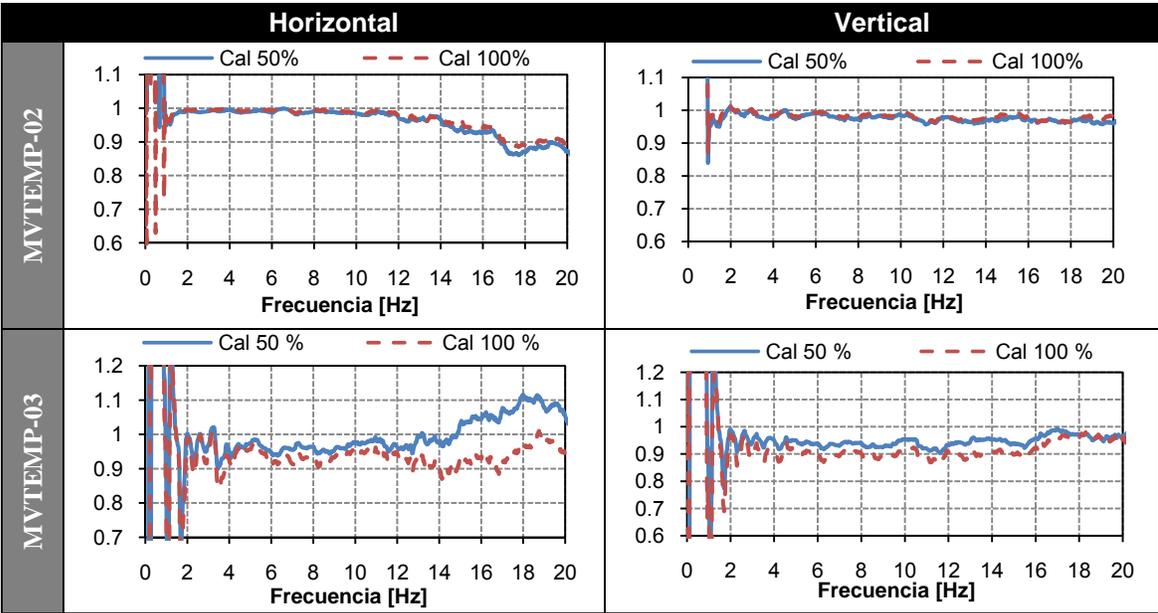


Figura 4.21. Funciones de transferencia entre las señales de referencia y realimentación de la mesa vibradora de los modelos.

#### 4.5 Programa experimental detallado para las pruebas con el sismo Cal

El programa experimental para las pruebas con el sismo Cal fue planeado para que pudiera estudiarse el comportamiento sísmico del modelo, tanto en bajas como en altas intensidades de movimiento, tratando de establecer en qué momento el modelo dejaba de presentar un comportamiento aproximadamente lineal, y cuándo comenzaba el comportamiento no lineal de sus materiales constituyentes.

Los movimientos fueron aplicados inicialmente en la dirección horizontal y después de manera simultánea se aplicaron movimientos tanto en la dirección horizontal como en la vertical, con la misma intensidad. Una vez terminada esta etapa, la intensidad del movimiento se incrementaba y se repetía la aplicación de los movimientos y así sucesivamente hasta llegar a un nivel de daño en el modelo que permitiera su reparación. En la Tabla 4.1, se presentan los programas de pruebas para los modelos MVTEMP-01, MVTEMP-02 y MVTEMP-03 respectivamente.

Tabla 4.1. Programa experimental para los tres modelos

Prueba [%]	Comp. de aceleración	MVTEMP-01				MVTEMP-02				MVTEMP-03			
		Acel. Máx.		Desp. Máx.		Acel. Máx.		Desp. Máx.		Acel. Máx.		Desp. Máx.	
		H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
		[g]		[mm]		[g]		[mm]		[g]		[mm]	
Ruido blanco inicial	H									0.02		0.85	0.03
	V									0.02	0.05	1.03	
5	H	0.05	0.01	0.99									
	HV	0.05	0.05	0.98	0.60								
10	H	0.07	0.01	2.04		0.07	0.01	2.02		0.08	0.01	2.25	0.03
	HV	0.09	0.08	2.04	1.22	0.07	0.06	2.02	1.20	0.08	0.07	2.36	1.60
20	H	0.15	0.02	4.15		0.13	0.01	4.12		0.15	0.00	4.77	0.03
	HV					0.14	0.12	4.11	2.41	0.15	0.12	4.78	3.29
30	H					0.23	0.03	6.21		0.23	0.02	7.08	0.04
	HV					0.21	0.17	6.20	3.65				
40	H	0.35	0.05	8.43		0.29	0.07	8.32		0.31	0.03	9.35	0.05
	HV	0.35	0.28	8.41	4.96	0.28	0.22	8.30	4.86	0.31	0.24	9.24	6.09
50	H					0.35	0.15	10.49		0.41	0.05	11.67	0.04
	HV	0.47	0.14	12.79		1	0.15	12.80		0.52	0.06	13.62	0.04
60	H	0.44	0.36	12.95	7.49	0.44	0.33	12.84	7.33	0.45	0.28	13.35	8.39
	HV					0.56	0.30	17.42		0.62	0.16	18.29	0.06
80	H									0.62	0.48	17.91	11.30
	HV									0.78	0.49	23.53	0.11
100	H									0.77	0.65	23.03	14.15
	HV									0.85	0.60	28.05	0.17
120	H									0.89	0.81	27.41	16.98
	HV									0.89	0.81	27.41	16.98
Ruido blanco final	H									0.03		0.91	0.03
	V									0.02	0.10	1.03	

## Capítulo 5

### Resultados experimentales

En este capítulo se presentan y discuten los resultados obtenidos en cada ensaye. Se describen los modos de falla, la respuesta en aceleración y desplazamiento de los elementos más significativos del modelo, la variación de los periodos fundamentales de vibrar y de los porcentajes de amortiguamiento, así como del comportamiento histerético y de la pérdida gradual de la rigidez del modelo debido al incremento de daño. Finalmente se confrontan los resultados de los tres modelos, comparando la respuesta del modelo no reforzado con la obtenida en los reforzados.

Dada la necesidad de proteger el equipo de prueba y de preservar el modelo en condiciones que permitieran su fácil reparación y reforzamiento, las pruebas se limitaron a intensidades que no ocasionaron el colapso total del modelo.

#### 5.1 Descripción de daños

##### 5.1.1 MVTEMP-01

El máximo movimiento aplicado en la base en el modelo MVTEMP-01 fue de 60% del sismo de referencia, Cal, lo que corresponde a una aceleración máxima de 0.4 g en la dirección horizontal y de 0.37 g en la dirección vertical. Los daños iniciaron a partir del sismo Cal H 20% (0.14 g), cuando aparecieron pequeños fisuramientos longitudinales en la bóveda, sin que ellos representaran un peligro de colapso. Al aplicar el sismo Cal HV 40% (H=0.33 g y V=0.27g), el campanario inferior izquierdo falló en su base y con el incremento de la intensidad del movimiento se propagaron los daños en áreas aledañas a esta torre.

Los daños acumulados al final de la aplicación del sismo Cal HV al 60% fueron los siguientes: el colapso de la parte alta de ambos campanarios, el desprendimiento de la parte baja de la torre izquierda tanto del muro como de la fachada, el agrietamiento longitudinal de la bóveda del lado izquierdo, y el agrietamiento del muro izquierdo, acentuado en la cercanía a la torre (Figura 5.1). Por el nivel de daño alcanzado se decidió dar por terminado el ensaye para evitar el posible colapso de la torre izquierda, lo cual complicaría la reparación del modelo.

Hay que recordar que, debido a que no fue posible escalar los esfuerzos verticales actuantes en el modelo, los esfuerzos de tensión por flexión y por cortante fueron mayores que los que aparecerían en el prototipo; por ello la magnitud de los daños debería ser menor para el prototipo, como en el siguiente capítulo se demuestra.



Figura 5.1. Principales daños en el modelo MVTEMP-01.

### 5.1.2 MVTEMP-02

Este modelo presentó un comportamiento distinto al del ensaye anterior. El máximo movimiento aplicado fue de Cal H 80%. La acumulación de daños se presenta en la Figura 5.2.

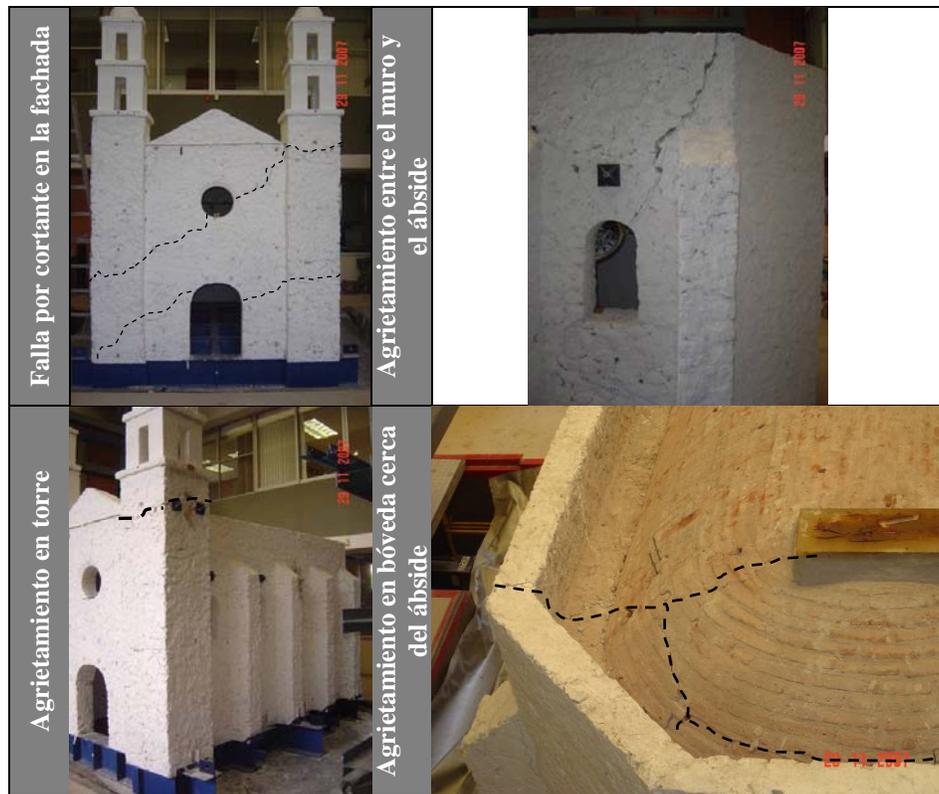


Figura 5.2. Principales daños en el modelo MVTEMP-02

Con la aplicación del sismo Cal 40% H, comenzaron a aparecer pequeñas fisuras tanto en la bóveda como en los muros, principalmente en la cercanía del ábside y de las torres, sin embargo, en algunos casos se determinó que estas fisuras eran producto de una deficiente reparación o que se trataba de fisuras que anteriormente no fueron reparadas y que en su momento no eran visibles. A pesar de ello, el agrietamiento que se presentaba en todo el modelo no era significativo. Los campanarios para esta misma intensidad en el ensayo anterior, ya presentaban algunos daños e incluso en uno de ellos, los pilares de su cuerpo inferior ya se habían despegado del cuerpo principal de la torre, pero para este ensayo los campanarios no presentaron daño alguno.

Al aplicar el sismo Cal 60% H, la bóveda presentaba algunas fisuras longitudinales, y el muro derecho presentaba un agrietamiento importante en la unión con el ábside. En la fachada; comenzaron a aparecer grietas en la unión de las torres con los muros; sin embargo, ambos campanarios hasta ese momento no presentaban daño alguno y, como la bóveda no tenía deflexiones apreciables, se continuó con el programa de pruebas.

Finalmente, al aplicar el 80% del sismo sólo en la dirección horizontal, la fachada falló por cortante, presentándose dos grietas diagonales como se observa en la Figura 5.2, por lo cual se dio por terminado el programa de pruebas, siendo el modo de falla completamente diferente al obtenido en el ensayo anterior, donde colapsaron ambos campanarios y hubo un desplome en la bóveda.

### 5.1.3 MVTEMP-03

La máxima intensidad de movimiento aplicada al modelo fue del 120% del sismo Cal correspondiente a una aceleración máxima de 0.89 g en la dirección horizontal y 0.81 g en la vertical actuando de manera simultánea. Los principales daños se muestran en la Figura 5.3.



Figura 5.3. Daños del modelo MVTEMP-03 al final del programa experimental

El sistema de refuerzo empleado permitió incrementar en un 100% la aceleración máxima aplicada con respecto a la que resistió el modelo no reforzado. El modo de falla resultante fue diferente al presentado en pruebas anteriores, siendo notorio que los campanarios no colapsaron ni presentaron daño, gracias al efectivo funcionamiento del sistema de postensado. El mayor daño se localizó en el ábside, dado que esta sección estaba carente de refuerzo y que con el incremento de la intensidad de movimiento aplicada en la base, finalmente no tuvo la capacidad de resistir las fuerzas inerciales producidas por los campanarios y la bóveda, que hasta ese momento no presentaban daños significativos por la acción del sistema de postensado y del zuncho de concreto. Al iniciarse el daño en este elemento con el sismo Cal H 80% (0.62 g), conforme se aplicaban sismos de mayor aceleración, también se incrementaron y se propagaron los daños, produciéndose el agrietamiento longitudinal de la nave. También, aparecieron pequeños agrietamientos diagonales en la fachada

ocasionados por la fuerza cortante. En los muros se presentaron agrietamientos longitudinales en la base debidos a la flexión.

## 5.2 Desplazamientos y aceleraciones

Para evaluar los desplazamientos y aceleraciones de los elementos estructurales más representativos del modelo, como lo son las torres y la bóveda durante cada una de las pruebas, se analizaron los registros obtenidos con los transductores de desplazamiento y los acelerómetros colocados en los puntos de interés. En la bóveda se colocaron potenciómetros en la franja central de la nave para medir la apertura-cierre de la misma. Estos instrumentos funcionaron adecuadamente durante todo el programa de pruebas. Los desplazamientos de las torres se midieron con transductores de desplazamiento colocados en estructuras externas a la mesa vibradora, por lo mismo, para determinar sus desplazamientos relativos fue necesario restarles el desplazamiento registrado en la base. Para ambos parámetros se evaluaron las amplitudes máximas (positiva y negativa).

De la respuesta registrada con los acelerómetros se determinaron algunas características de las propiedades dinámicas del modelo. Las señales fueron corregidas en su línea base y mediante el programa Degtra (Ordaz y Montoya, 1991); se utilizó un filtro paso alta de 2Hz, para eliminar las frecuencias inherentes al funcionamiento de la mesa vibradora. Este procedimiento fue realizado para el manejo de cada uno de los registros en el tiempo presentados en este trabajo.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para los tres ensayos.

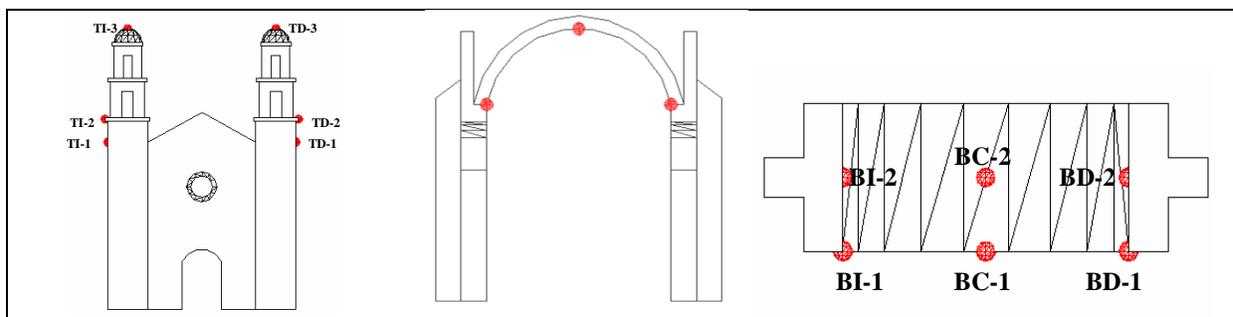


Figura 5.4. Puntos en donde se midieron los desplazamientos relativos.

### 5.2.1 MVTEMP-01

Para este ensayo se presentaron algunas complicaciones al medir los desplazamientos de las torres, debido a que se utilizaron extensómetros de cable, los cuales, para movimientos de baja intensidad (5 y 10%), sólo registraron ruido.

En la Tabla 5.1 se muestran los valores máximos de desplazamientos medidos en la torre derecha y en la franja central de la nave. Se observa que, con los pocos datos confiables que se obtuvieron, al aplicar simultáneamente los componentes horizontal y vertical de aceleración, los desplazamientos incrementaron hasta en un 100%, que cuando sólo se aplicaba el componente horizontal, aunque esta variación pudo ser consecuencia del deficiente funcionamiento de los extensómetros. El cupulín alcanzó un desplazamiento máximo de 19 mm antes de su colapso.

Los desplazamientos registrados en la bóveda medidos en contrafuertes (BI-2, BC-2, BD-2) no fueron muy diferentes a los medidos en ventanas (BI-1, BC-1, BD-1); la mayor diferencia fue de 24%, aunque en el mayor de los casos no superó el 10%. También, se notó un incremento de hasta el 30% en los desplazamientos al aplicar ambos componentes de aceleración simultáneamente. El muro izquierdo se desplazó hasta 5.8 mm y el derecho sólo 3.14 mm. Esto puede ser consecuencia de que el muro derecho resultó más rígido, al ser el más intervenido en la reparación del modelo al haber sufrido mayores daños.

**Tabla 5.1.** Desplazamientos relativos máximos medidos en la torre derecha y en la franja central de la bóveda

Prueba [%]	Componente de aceleración	Desplazamientos [mm]								
		TD-1	TD-2	TD-3	BI-1	BC-1	BD-1	BI-2	BC-2	BD-2
5	H				0.090	0.022	0.086	0.092	0.026	0.084
	HV				0.094	0.026	0.084	0.102	0.031	0.068
10	H				0.167	0.038	0.130	0.165	0.039	0.123
	HV	0.94	0.63	1.12	0.169	0.031	0.149	0.165	0.036	0.135
20	H	1.18	1.21	2.18	0.411	0.069	0.296	0.420	0.079	0.288
40	H	3.34	3.70	8.50	1.481	0.289	0.955	1.506	0.322	0.970
	HV	7.00	7.68	7.70	1.745	0.367	1.090	1.755	0.401	1.097
60	H	3.99	6.09	19.40	4.809	0.866	2.890	4.796	0.961	2.890
	HV		9.68		5.890	1.201	3.132	5.761	1.292	3.143

En la Figura 5.5, se compara el efecto producido en el comportamiento del modelo cuando se aplicaban simultáneamente ambos componentes de aceleración, respecto al que se midió cuando sólo se aplicaba el componente horizontal. Se aprecian mayores desplazamientos ante la acción de ambos componentes de aceleración y también se observa que el muro izquierdo alcanza mayores desplazamientos que el derecho. Esto coincide con los daños observados, al ser el muro izquierdo el más afectado.

En la Tabla 5.2, se presentan los valores máximos de aceleración medidos aplicando tanto el componente horizontal como el vertical del sismo Cal a distintas intensidades.

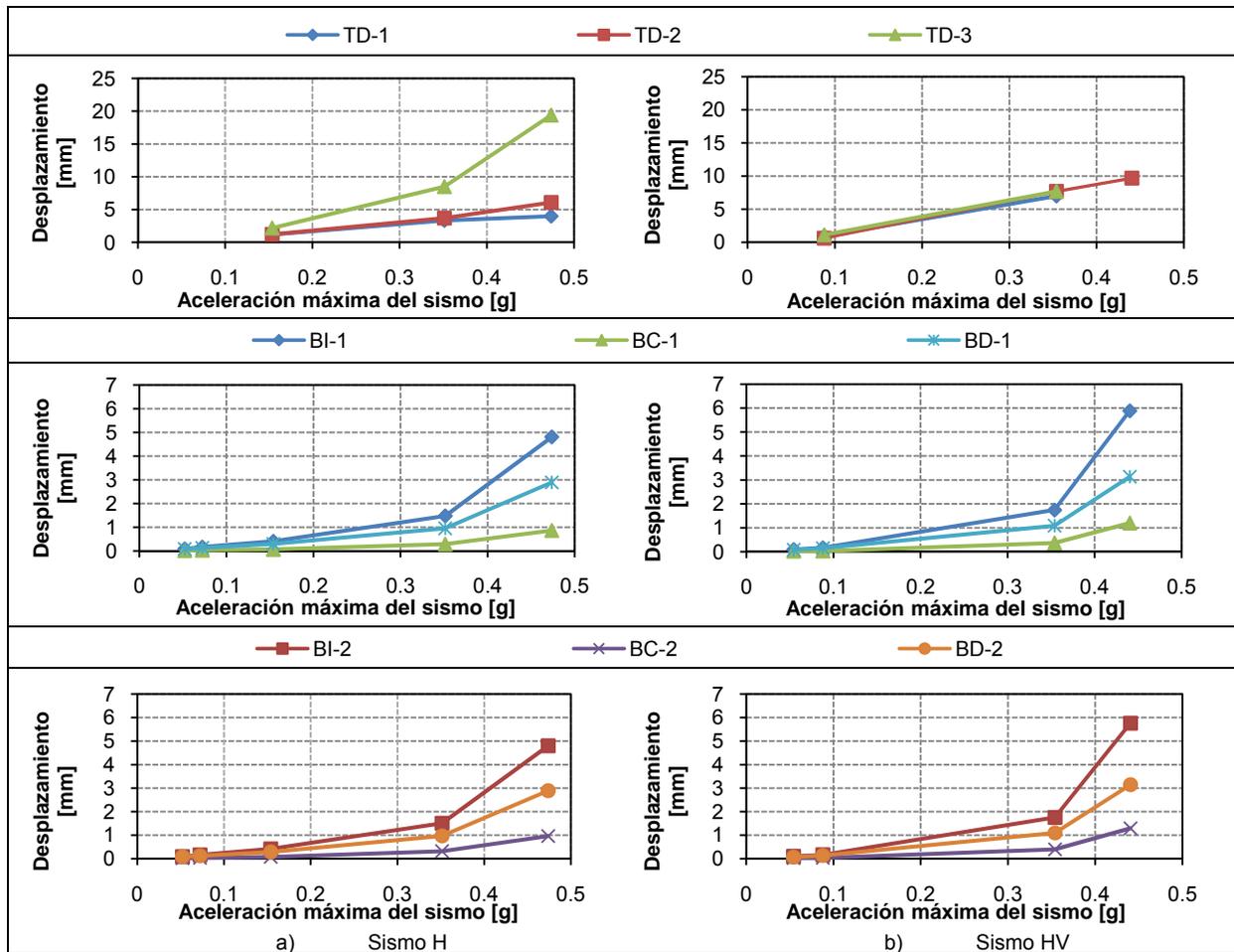


Figura 5.5. Desplazamientos máximos relativos.

Tabla 5.2. Valores máximos de aceleración

Intensidad	ACELERACIÓN BASE				BÓVEDA				TORRE DER.			
	H	H	V	V	Cent. H		Cent. V		Base campanario		Cupulín	
	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV
	Componentes de aceleración del sismo											
[%]	[g]											
5	0.05	0.05	0.01	0.05	0.06	0.07	0.04	0.08	1.17	1.27	3.25	4.03
10	0.07	0.09	0.01	0.08	0.13	0.11	0.03	0.10	1.60	1.28	4.90	2.63
20	0.15		0.02		0.24		0.13		1.27		2.54	
40	0.35	0.35	0.05	0.28	0.54	0.55	0.34	0.43	1.30	1.54	3.20	3.84
60	0.47	0.44	0.14	0.36	0.89	0.82	0.73	0.87	1.88	1.86	7.72	0.25

En la Figura 5.6, se presenta la amplificación de la aceleración de la bóveda y la torre con respecto a la aceleración medida en la base. Como era de esperarse, la amplificación resultó mayor en la parte alta de las torres, siendo más de tres veces la aceleración de la base. En lo que respecta a la bóveda la amplificación no rebasó 1.8 veces la aceleración en la base. Para la última prueba con el sismo al

60%, en algunos puntos se registraron niveles elevados de aceleración, lo que es atribuido a que, por el nivel de daño, hubo golpeteos de las partes sueltas lo que generó que se registraran picos importantes en los registros de aceleración.

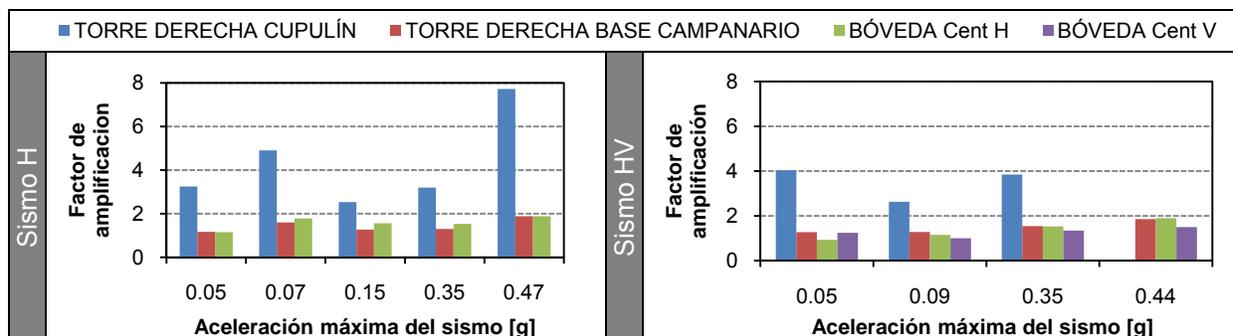


Figura 5.6. Amplificación de la aceleración con respecto a la base

Cuando se aplicaron ambos componentes de aceleración, se alcanzaron diferencias de hasta 30% en los resultados, aunque también se presentaron algunas inconsistencias, ya que en algunos casos la amplificación mayor sucedió al aplicar sólo el componente horizontal, aun para bajas intensidades de movimiento. En lo que respecta a la aceleración vertical medida en la bóveda, se observa que al aplicar ambos componentes de aceleración, la amplificación con respecto a la base fue de 1.5 veces. Lo anterior demuestra que con el movimiento aplicado en esta dirección sí fue posible excitar a la bóveda. En la Figura 5.7, se presenta el comportamiento de la aceleración de las torres y de la bóveda durante todo el ensaye y se visualiza de mejor manera el comportamiento anteriormente descrito.

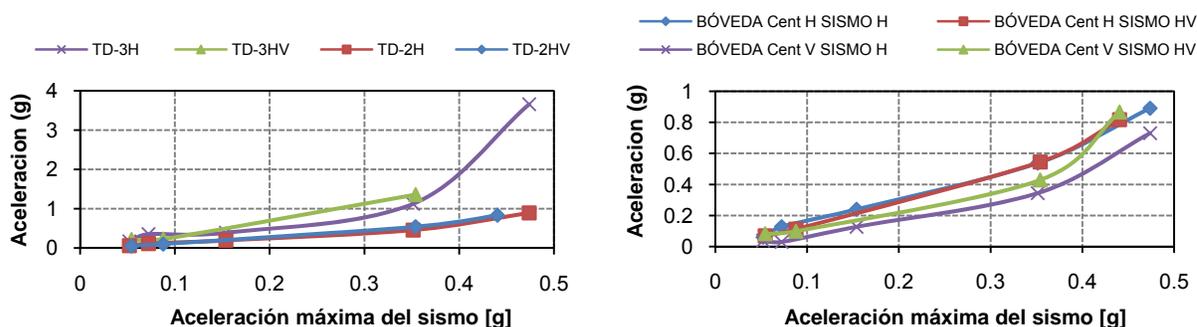


Figura 5.7. Comportamiento de las aceleraciones máximas registradas en bóveda y torres.

En la Figura 5.8 y 5.9, se presentan las historias de desplazamiento y aceleraciones medidas en la torre derecha y en la bóveda con el sismo Cal 40% para H y HV. Se aprecia que la parte intensa del movimiento fue de los 10 a 30 s, aunque a los 34 s se presenta otro pico importante.

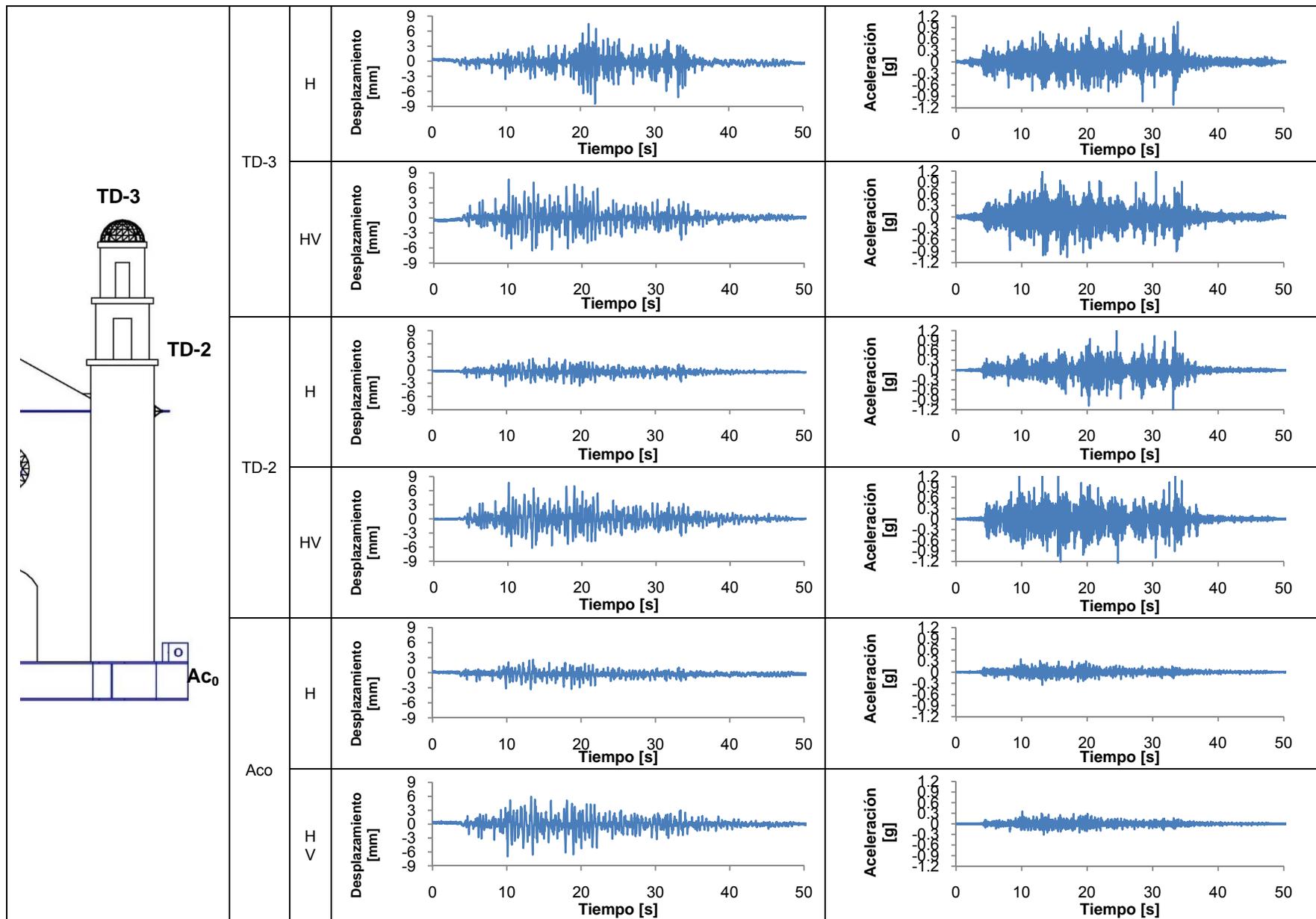


Figura 5.8. Historias de desplazamiento relativo y aceleración horizontal medidas en la torre derecha con el sismo Cal H y HV al 40%.

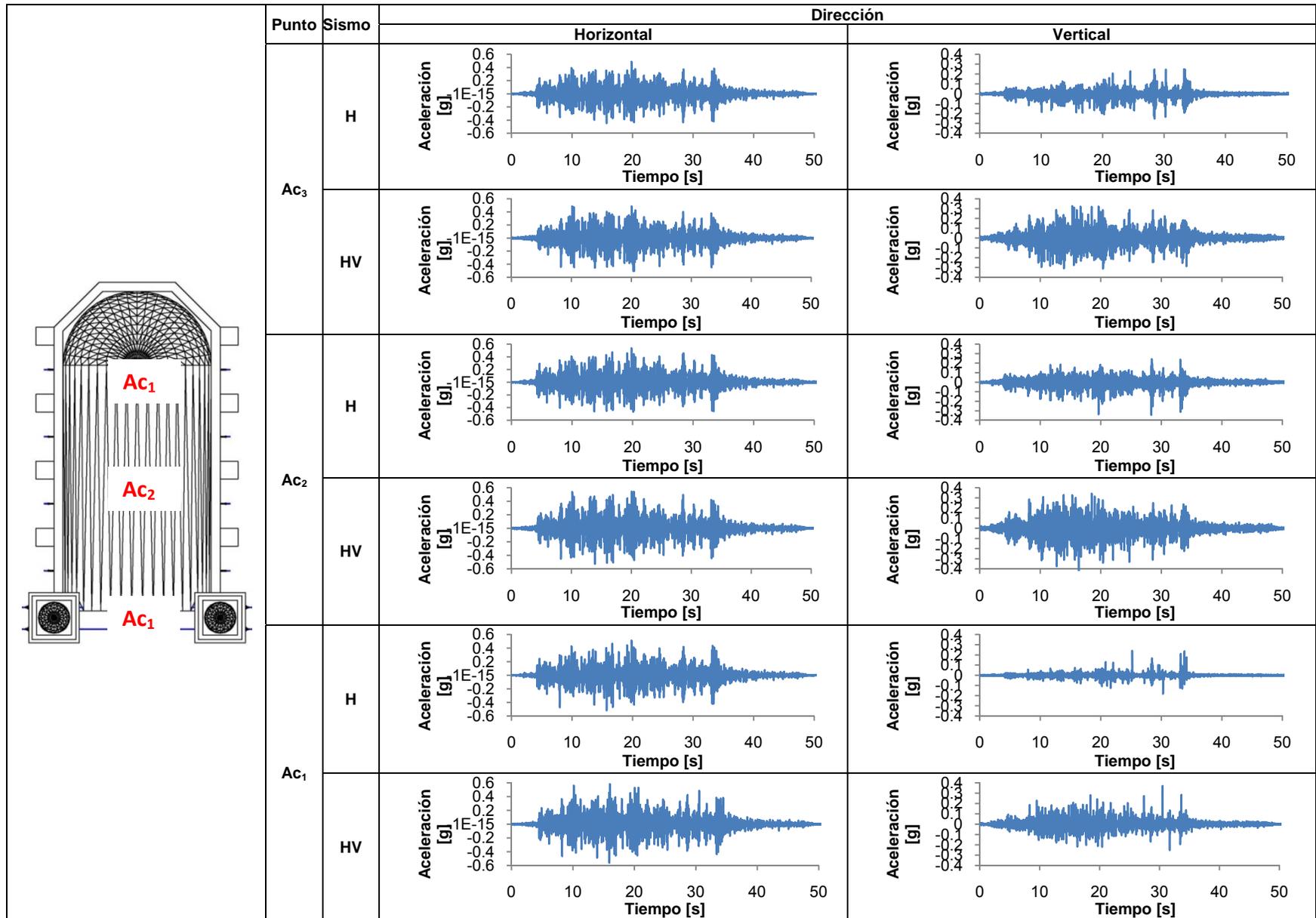


Figura 5.9. Historias de aceleraciones medidas en bóveda con el sismo Cal H y HV al 40% de intensidad

### 5.2.2 MVTEMP-02

Ante los problemas ocurridos en el ensaye anterior por el uso de los extensómetros de cable, para esta prueba se optó por sustituir estos instrumentos por transductores de desplazamiento, lo cuales son más apropiados para pruebas dinámicas. En la Tabla 5.3 se presentan los valores máximos medidos en torres y en la franja central de la bóveda. Se aprecia que ambas torres tuvieron desplazamientos en los cupulines de aproximadamente 7 mm hasta una intensidad de movimiento de 60%, 0.2% de la longitud de las torres. En la franja central, los desplazamientos de la clave (BC-2) resultaron hasta 50% mayores a los medidos en ventanas (BC-1), que es en donde se encontraban colocadas las barras de acero para reducir la apertura de la bóveda. En el arranque, las diferencias fueron no mayores de 3%. La apertura de la bóveda fue de hasta 8 mm, 0.6% del claro de la bóveda. También se aprecia que para este caso ambos muros tuvieron desplazamientos semejantes, lo cual se debe a que las barras transversales ligaron adecuadamente ambos muros.

**Tabla 5.3.** Desplazamientos relativos máximos medidos en la torre derecha y en la franja central de la bóveda

Prueba [%]	Componente de aceleración	[mm]											
		TD-1	TD-2	TD-3	TI-1	TI-2	TI-3	BI-1	BC-1	BD-1	BI-2	BC-2	BD-2
10	H	0.687	0.743	0.886	0.771	*1.133	0.844	0.303	0.014	0.289	0.298	0.021	0.293
	HV	0.915	0.974	1.139	0.676	*2.547	0.854	0.334	0.028	0.322	0.324	0.038	0.317
20	H	1.763	1.906	2.378	1.519	*2.494	1.946	0.744	0.058	0.751	0.739	0.085	0.730
	HV	1.308	1.478	2.074	1.401	*2.398	1.971	0.852	0.092	0.852	0.851	0.116	0.842
30	H	1.801	2.010	2.780	1.636	1.824	2.455	1.418	0.205	1.472	1.406	0.246	1.478
	HV	1.762	1.997	3.043	1.852	2.186	2.664	1.458	0.247	1.524	1.443	0.294	1.525
40	H	2.452	2.722	3.937	2.658	2.965	3.824	1.992	0.436	2.156	2.002	0.490	2.159
	HV	2.589	2.916	4.002	2.721	2.969	4.128	2.147	0.477	2.195	2.153	0.531	2.172
50	H	3.759	4.127	5.895	3.842	4.030	5.717	3.257	0.608	3.275	3.259	0.724	3.275
60	H	4.727	5.235	7.650	4.720	5.338	7.196	4.582	1.009	4.717	4.569	1.198	4.691
	HV	5.368	6.099	8.645	5.000	5.787	7.342	4.487	1.071	4.621	4.461	1.181	4.564
80	H	9.297	12.916	54.134	9.773	10.176	13.013	8.484	2.570	8.498	8.517	2.600	8.399

\*Estos valores no son confiables

Este comportamiento se aprecia mejor en la Figura 5.10, y se muestra también que, al aplicar ambos componentes de aceleración de manera simultánea, en la clave de la bóveda se incrementaron los desplazamientos hasta en un 100%, y en el arranque hasta un 20%. En la torres, para la mayoría de los casos, el incremento no fue mayor al 30% y la diferencia entre ambas torres no superó el 25%.

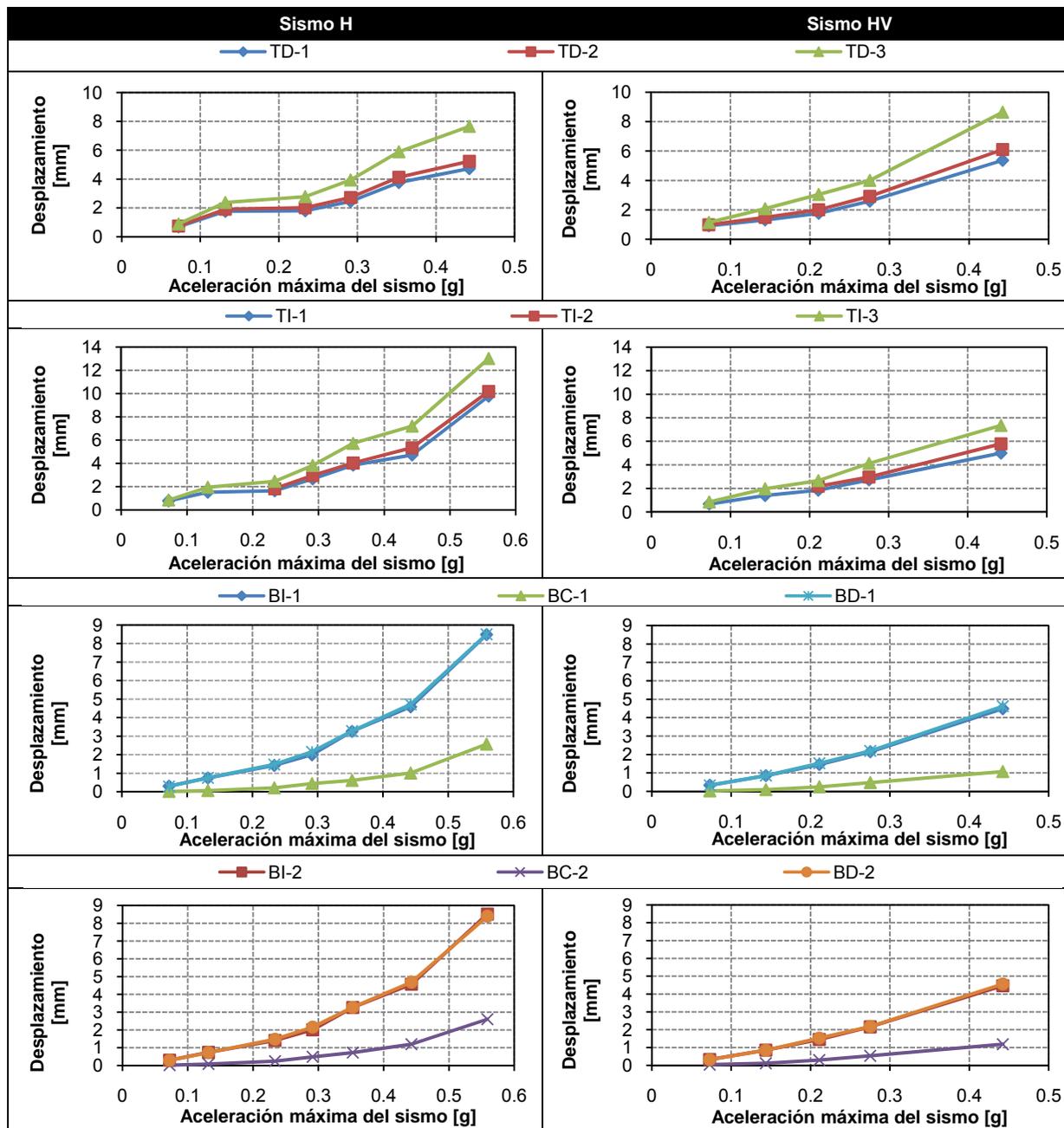


Figura 5.10. Desplazamientos máximos relativos en torres y bóveda durante el programa de pruebas

Las aceleraciones máximas medidas en puntos ubicados sobre la base, la bóveda y las torres se indican en la Tabla 5.4. Se observa que en el cupulín de la torre derecha se registró una aceleración de hasta 4 g. La bóveda, alcanzó hasta 2 g en la dirección vertical y 1.2 g en la dirección horizontal.

La bóveda incrementó hasta un 15% la aceleración y las torres un 17% cuando se aplicaron ambos componentes de aceleración.

Tabla 5.4. Valores máximos de aceleración MVTEMP-02.

Prueba	Aceleración base				Bóveda				Torre der			
	H	H	V	V	Cent. H		Cent. V		Base campanario		Cupulín	
	Componentes de aceleración del sismo											
	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV
[g]												
10	0.07	0.07	0.01	0.06	0.13	0.15	0.03	0.09	0.13	0.14	0.35	0.36
20	0.13	0.14	0.01	0.12	0.29	0.30	0.07	0.14	0.25	0.30	0.55	0.56
30	0.23	0.21	0.03	0.17	0.46	0.48	0.25	0.42	0.44	0.48	0.99	1.16
40	0.29	0.28	0.07	0.22	0.64	0.65	0.51	0.77	0.60	0.58	1.99	2.14
50	0.35		0.15		0.82		0.93		0.68		2.24	
60	0.44	0.44	0.15	0.33	1.00	0.85	1.44	1.55	0.77	0.76	2.88	3.26
80	0.56		0.30		1.26		2.09		2.72		4.33	

En la Figura 5.11, se presenta la amplificación de la aceleración medida en la bóveda y en los campanarios con respecto a la medida en la base. Se observa que, al incrementar la intensidad del movimiento, la amplificación de la aceleración de la bóveda con respecto a la base fue de 2.5 veces, manteniéndose más o menos constante durante todo el programa de pruebas. En los campanarios la amplificación fue de 4 hasta un movimiento con 30% de intensidad. Para intensidades mayores, la aceleración en este punto se amplificó en mayor proporción con un valor cercano a 8.

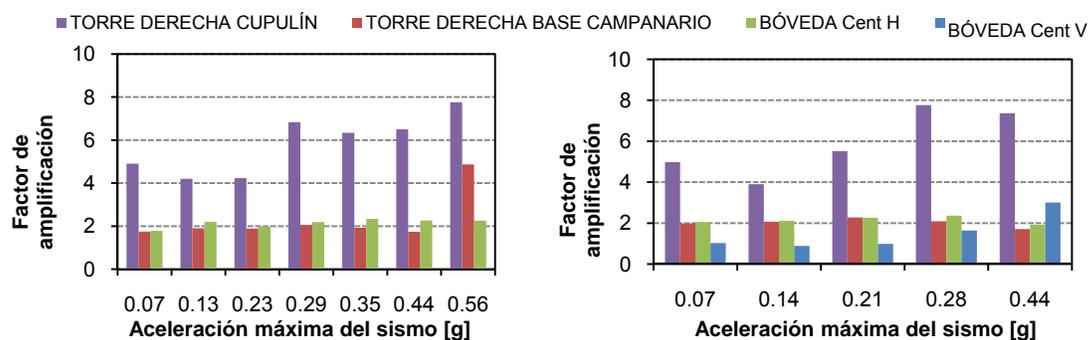


Figura 5.11. Amplificación de la aceleración con respecto a la base

Respecto a la aceleración vertical registrada en la bóveda, ésta se amplificó hasta 3 veces, de la misma manera que en el ensaye anterior. El sismo aplicado logró excitar este elemento en esa dirección.

En la Figura 5.12 se grafican el comportamiento de la aceleración durante todo el programa de pruebas. En esta figura se aprecia que ambos componentes de aceleración, la respuesta del modelo es mayor que cuando sólo se aplica el componente horizontal.

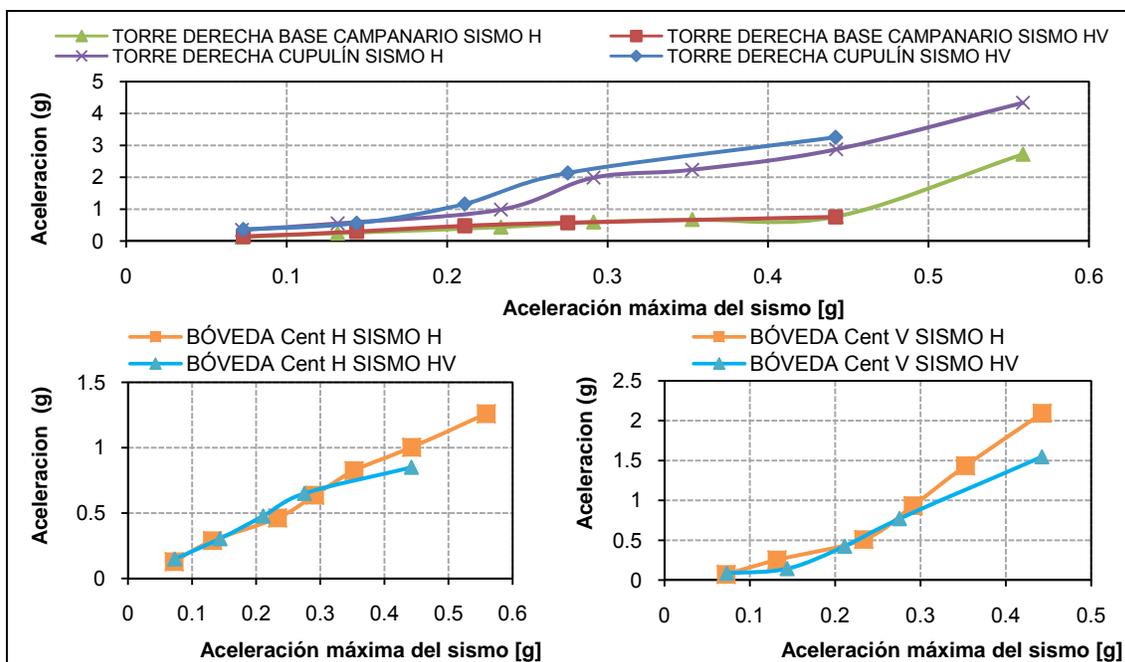


Figura 5.12. Comportamiento de las aceleraciones máximas registradas en bóveda y torres

En la Figura 5.13 y 5.14, se muestran las historias de desplazamiento y aceleración para el caso del sismo Cal H y HV al 60%, registradas en la bóveda en las torres.

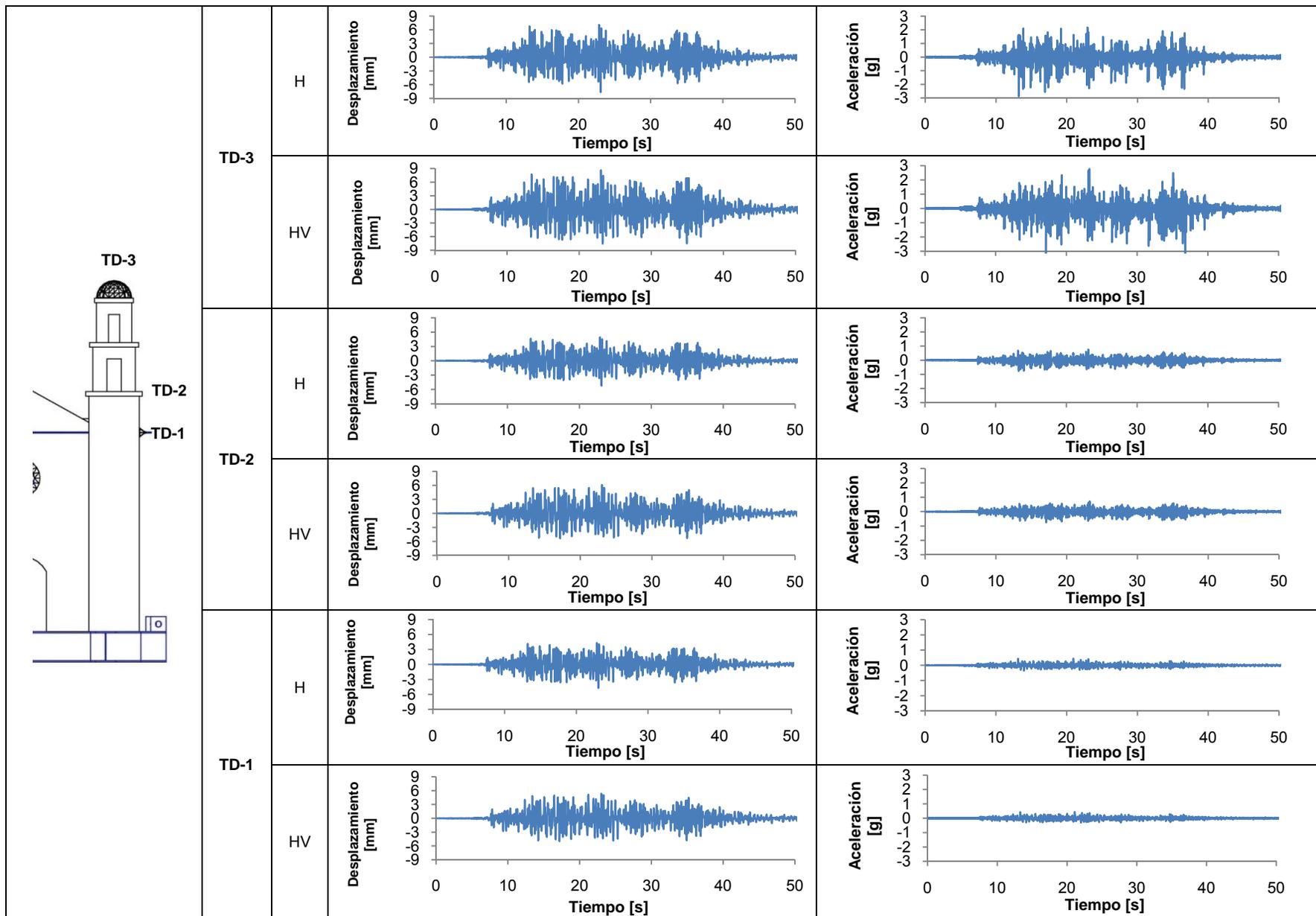


Figura 5.13. Historias de desplazamiento relativo y aceleración horizontal medidas en la torre derecha con el sismo Cal H y HV al 60%.

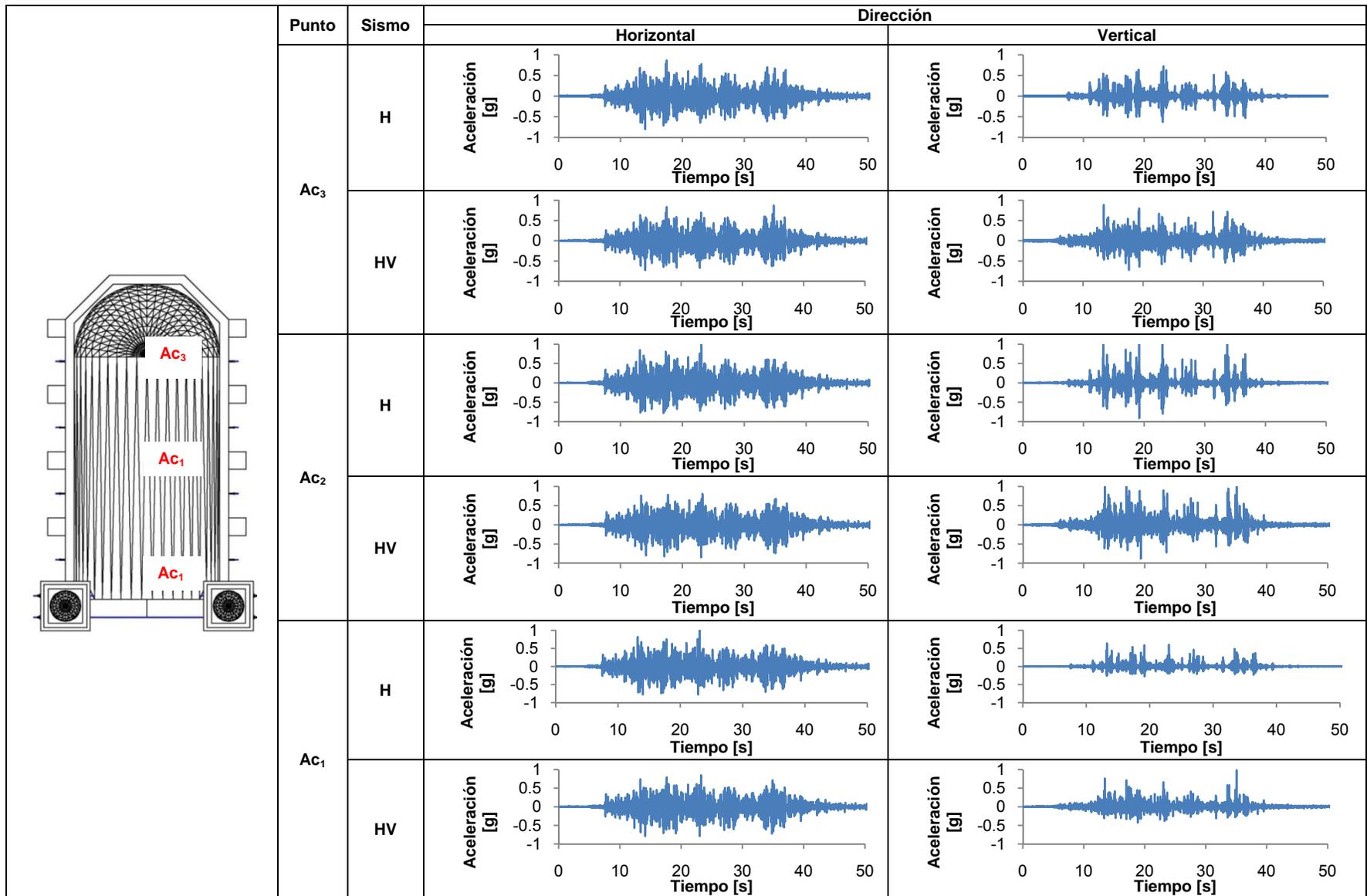


Figura 5.14. Historias de aceleraciones medidas en bóveda con el sismo Cal H y HV al 60% de intensidad

### 5.2.3 MVTEMP-03

En la Tabla 5.5, se presentan los desplazamientos máximos medidos en las torres y en la franja central de la nave. La torre derecha alcanzó un desplazamiento de 14 mm y la izquierda de 6 mm, que corresponden a una distorsión de 0.4 % y 0.2 % de la longitud de las torres, sin que se presentara el colapso. En la bóveda, la máxima apertura antes del inicio de los daños fue 3.9 mm, correspondiente a 0.2 % del claro. Los desplazamientos medidos en contrafuertes (BI-2, BC-2, BD-2) resultaron hasta 14% mayores a los medidos en ventanas (BI-1, BC-1, BD-1). Esto es porque en las ventanas se ubicaban las barras de acero transversales que limitaban la apertura de la bóveda.

**Tabla 5.5.** Desplazamientos máximos relativos registrados en las torres y en la bóveda.

Prueba [%]	Componente de aceleración	Acel (max)		Torres						Bóveda					
		H	V	TD-1	TD-2	TD-3	TI-1	TI-2	TI-3	BI-1	BC-1	BD-1	BI-2	BC-2	BD-2
10	H	0.08	0.01	1.65	1.66	1.62	0.55	0.53	0.57	0.17	0.03	0.01	0.18	0.05	0.17
	HV	0.08	0.07	1.66	1.70	1.69	0.57	0.57	0.67	0.18	0.03	0.01	0.19	0.06	0.18
20	H	0.15	0.03	3.18	3.23	3.21	0.98	0.98	1.09	0.40	0.04	0.02	0.40	0.15	0.38
	HV	0.15	0.12	3.38	3.41	3.48	1.12	1.14	1.26	0.42	0.06	0.02	0.42	0.14	0.39
30	H	0.23	0.02	4.78	4.88	4.91	1.48	1.54	1.73	0.60	0.11	0.01	0.60	0.20	0.58
40	H	0.31	0.03	6.42	6.54	6.54	1.91	2.00	2.43	0.89	0.17	0.01	0.89	0.37	0.90
	HV	0.31	0.24	6.58	6.68	6.74	2.34	2.38	2.63	0.90	0.21	0.01	0.89	0.36	0.86
50	H	0.41	0.05	7.83	7.90	8.01	2.53	2.59	3.05	1.27	0.29	0.02	1.30	0.51	1.24
60	H	0.52	0.06	9.27	9.40	9.61	2.95	3.06	3.48	1.73	0.41	0.01	1.75	0.64	1.58
	HV	0.45	0.28	9.54	9.80	10.17	3.30	3.37	3.83	1.65	0.44	0.02	1.68	0.61	1.54
80	H	0.62	0.16	12.41	12.64	13.10	3.97	4.24	5.24	2.61	0.84	0.02	2.62	0.85	2.52
	HV	0.62	0.48	13.10	13.60	14.45	4.36	4.62	6.33	3.69	1.28	0.02	3.91	1.49	3.87
100	H	0.78	0.49	15.84	16.26	---	5.31	5.81	---	6.31	2.69	6.20	6.82	3.34	6.67
	HV	0.77	0.65	15.60	16.27	17.65	5.56	6.06	8.10	8.05	4.15	7.97	8.87	4.91	8.63
120	H	0.85	0.60	18.97	19.54	21.29	6.74	8.24	12.95	11.48	8.68	10.53	13.07	10.30	11.82
	HV	0.89	0.81	18.57	19.53	21.54	8.26	9.67	15.33	12.16	11.17	11.69	13.80	13.53	13.06

En la Figura 5.15, se presenta la respuesta en desplazamiento de cada torre y de la franja central de la bóveda. Se aprecia que la torre derecha resultó más flexible que la izquierda, al presentar desplazamientos tres veces mayores que los medidos en la otra torre, aún antes de que se iniciaran los daños; sin embargo, las dos torres tuvieron un comportamiento similar, debido a que las barras postensadas, limitaron las deformaciones de ambas, reduciendo notablemente los desplazamientos a lo largo de la longitud de las mismas, haciendo que casi se comportaran como un cuerpo rígido. En la bóveda, los desplazamientos verticales fueron menores a los desplazamientos horizontales. Los datos registrados en el punto BD-1 son erróneos hasta la prueba de 80%, por un mal funcionamiento del transductor de desplazamiento.

La aplicación del movimiento en la base con ambos componentes de aceleración, incrementó hasta 7% los desplazamientos horizontales de la bóveda y hasta 50% los verticales en la clave, al menos hasta que no se apreciaban daños. Para pruebas con intensidades mayores, con el inicio de los daños, los desplazamientos se incrementaron hasta 40% con respecto a los medidos al aplicar sólo el componente horizontal de aceleración. En las torres las diferencias no fueron mayores de 20%.

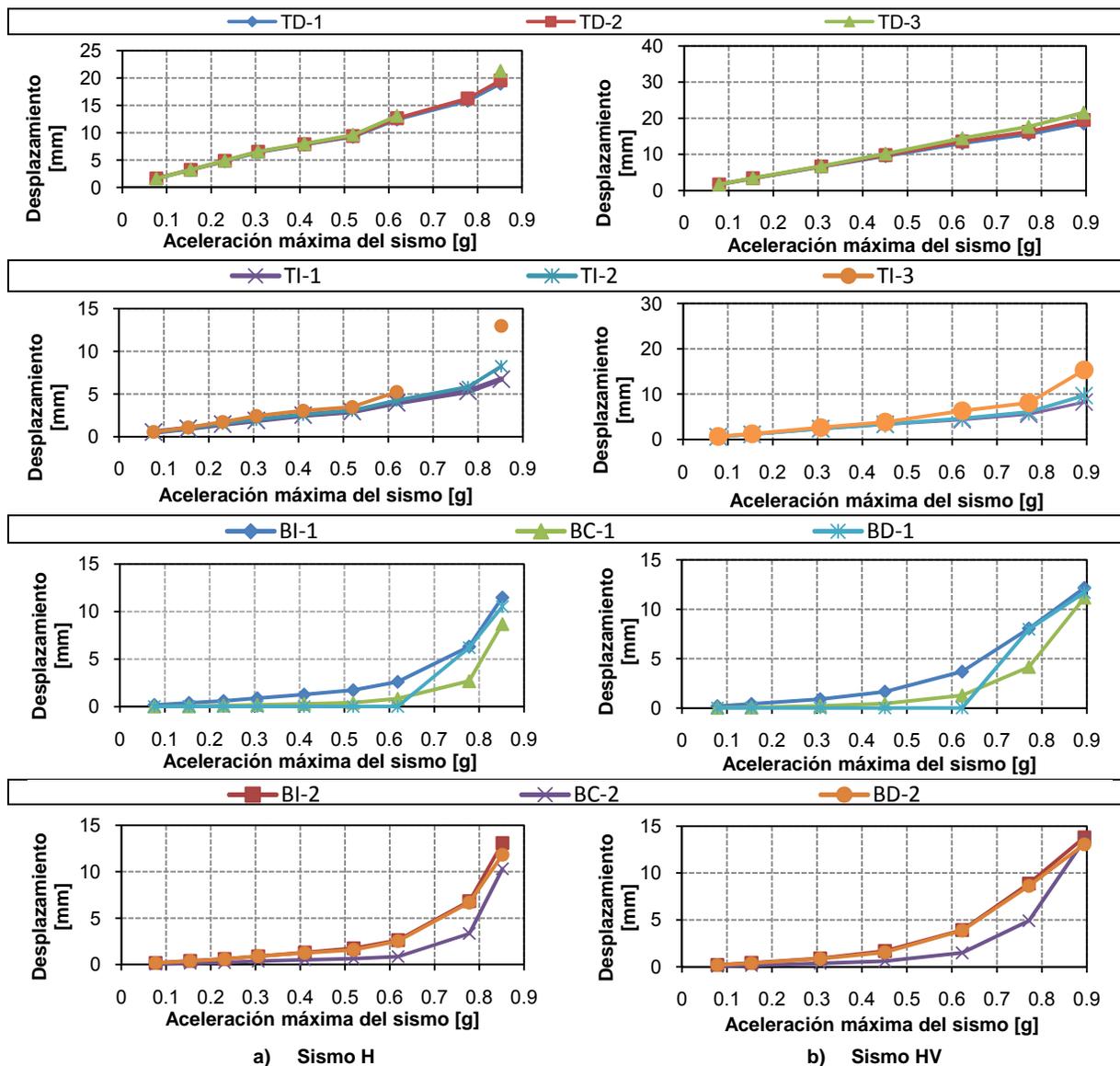


Figura 5.15. Respuesta en desplazamiento de las torres y de la franja central de la bóveda

En este último ensaye se amplió el número de puntos instrumentados con acelerómetros para que pudiera estudiarse el comportamiento de ambos muros y de las torres. De esta manera, se apreció que las torres se aceleraron de manera distinta, siendo la máxima aceleración registrada en la torre de izquierda de 4 g y de 3.4 g para la torre derecha, posiblemente, debido, a que, a pesar de que ambas torres geométricamente son iguales, por el proceso constructivo artesanal y por el tipo de materiales

de estos elementos, resulta imposible reproducir dos elementos exactamente iguales. En ambos muros, las aceleraciones máximas llegaron hasta los 2 g, al igual que la bóveda. En la Tabla 5.6 se presentan los valores máximos de aceleración registrados en distintas partes del modelo.

Tabla 5.6. Aceleraciones máximas registradas

Prueba [%]	Aceleración base		Muro		Bóveda				Torre izq.				Torre der.						
	H	HV	Der.	Izq.	Cent. H		Cent. V		Base campanario		Cupulín		Base campanario		Cupulín				
					H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV			
	Componentes de aceleración del sismo [g]																		
H	H	V	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	
10	0.08	0.08	0.07	0.09	0.11	0.11	0.11	0.10	0.12	0.04	0.13	0.11	0.12	0.31	0.33	0.08	0.10	0.31	0.27
20	0.15	0.15	0.12	0.21	0.25	0.23	0.27	0.22	0.26	0.09	0.20	0.21	0.22	0.87	0.92	0.16	0.19	0.62	0.70
30	0.23			0.37	0.38			0.37	0.14			0.34		1.24		0.25		0.83	
40	0.31	0.31	0.22	0.51	0.52	0.52	0.48	0.53	0.55	0.19	0.30	0.46	0.48	1.69	1.16	0.43	0.42	1.34	1.32
50	0.41			0.62	0.61			0.70	0.40			0.64		1.61		0.58		1.87	
60	0.52	0.45	0.27	0.72	0.82	0.68	0.68	0.87	0.86	0.67	0.69	0.70	0.69	2.28	2.48	0.57	0.57	1.79	1.61
80	0.62	0.62	0.36	1.05	1.13	0.89	1.21	1.22	1.35	1.02	1.84	1.08	1.06	3.43	3.87	0.74	0.92	2.17	2.52
100	0.78	0.77	0.49	1.95	1.74	2.30	2.28	1.53	2.75	2.33	2.33	1.14	1.13	4.03	3.52	0.85	0.89	2.29	2.57
120	0.85	0.89	0.68	0.00	2.33	2.22	2.46	2.26	2.90	2.33	2.33	1.28	1.30	4.01	3.39	1.14	0.98	3.46	3.24

Los factores de amplificación de diversos puntos con respecto a la aceleración registrada en la base se presentan en la Figura 5.16. La amplificación de ambas torres fue aproximadamente de 4 y de la bóveda de 3. En la mayoría de los casos al aplicar ambos componentes de aceleración se obtuvo una mayor amplificación que cuando sólo se aplicaba el componente horizontal; sin embargo, a partir de una aceleración de 0.77 g, se obtuvo un decremento en la aceleración, lo que coincide con la aparición e incremento de los daños.

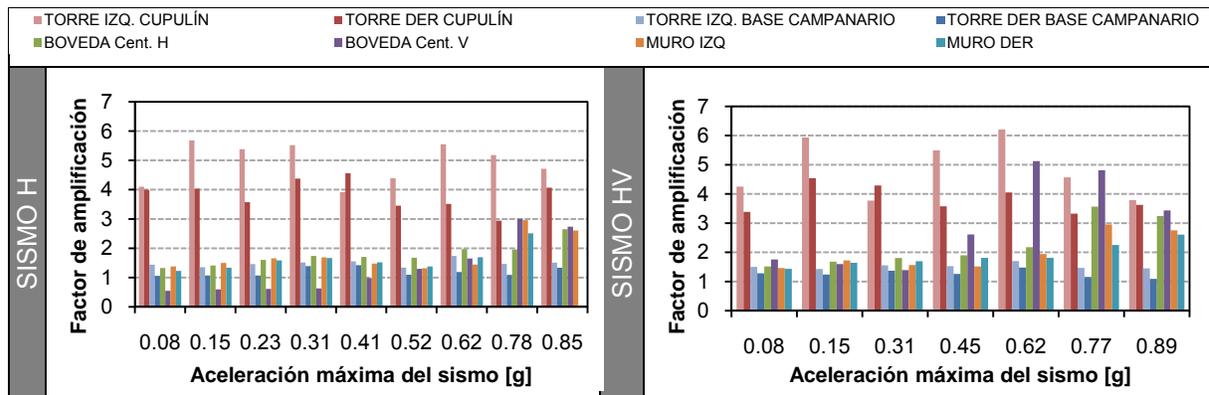


Figura 5.16. Amplificación de la aceleración con respecto a la base

En la Figura 5.17 se presenta el comportamiento de la aceleración máxima registrada en las torres, bóveda y muros durante el programa de pruebas. Se aprecia que la aplicación de ambos componentes de aceleración indujo mayores aceleraciones en la bóveda tanto en la dirección horizontal como en la vertical que cuando sólo se aplicaba el componente horizontal de aceleración. En muros y torres, el incremento fue mínimo.

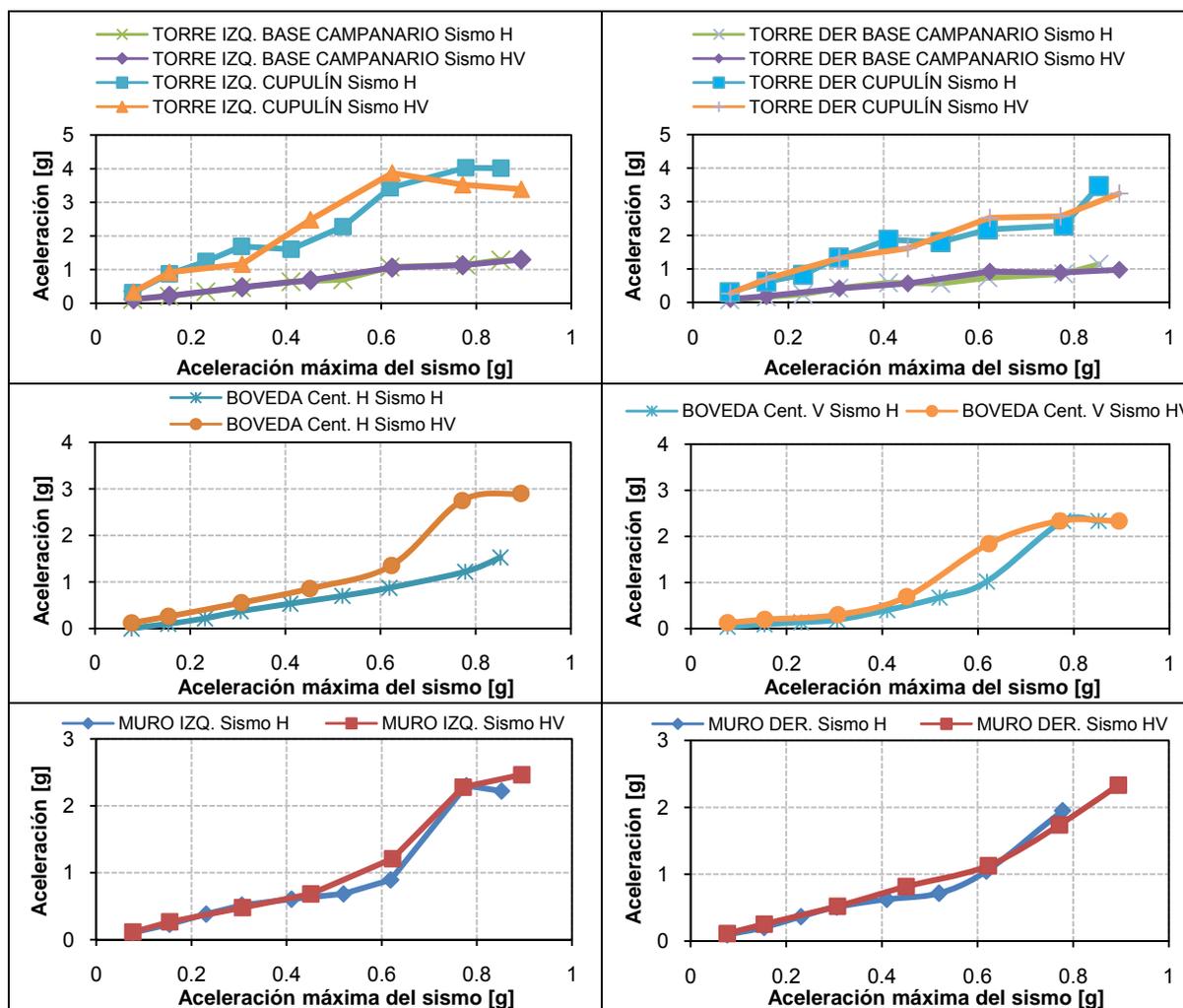


Figura 5.17. Comportamiento de las aceleraciones máximas registradas en: torres, bóveda y muros.

Por último, en las Figuras 5.18 y 5.19, se presentan las historias de aceleración a lo largo de una torre y en la bóveda tanto en dirección horizontal como en la vertical con el sismo Cal-80% para los casos H y HV. En las torres es notoria la amplificación de la aceleración con respecto a la medida en la base. A lo largo de la bóveda, la aceleración no sufrió variaciones significativas, posiblemente por la existencia del sistema de refuerzo transversal. En esta figura se puede corroborar que las diferencias de los desplazamientos en los distintos puntos son mínimas.

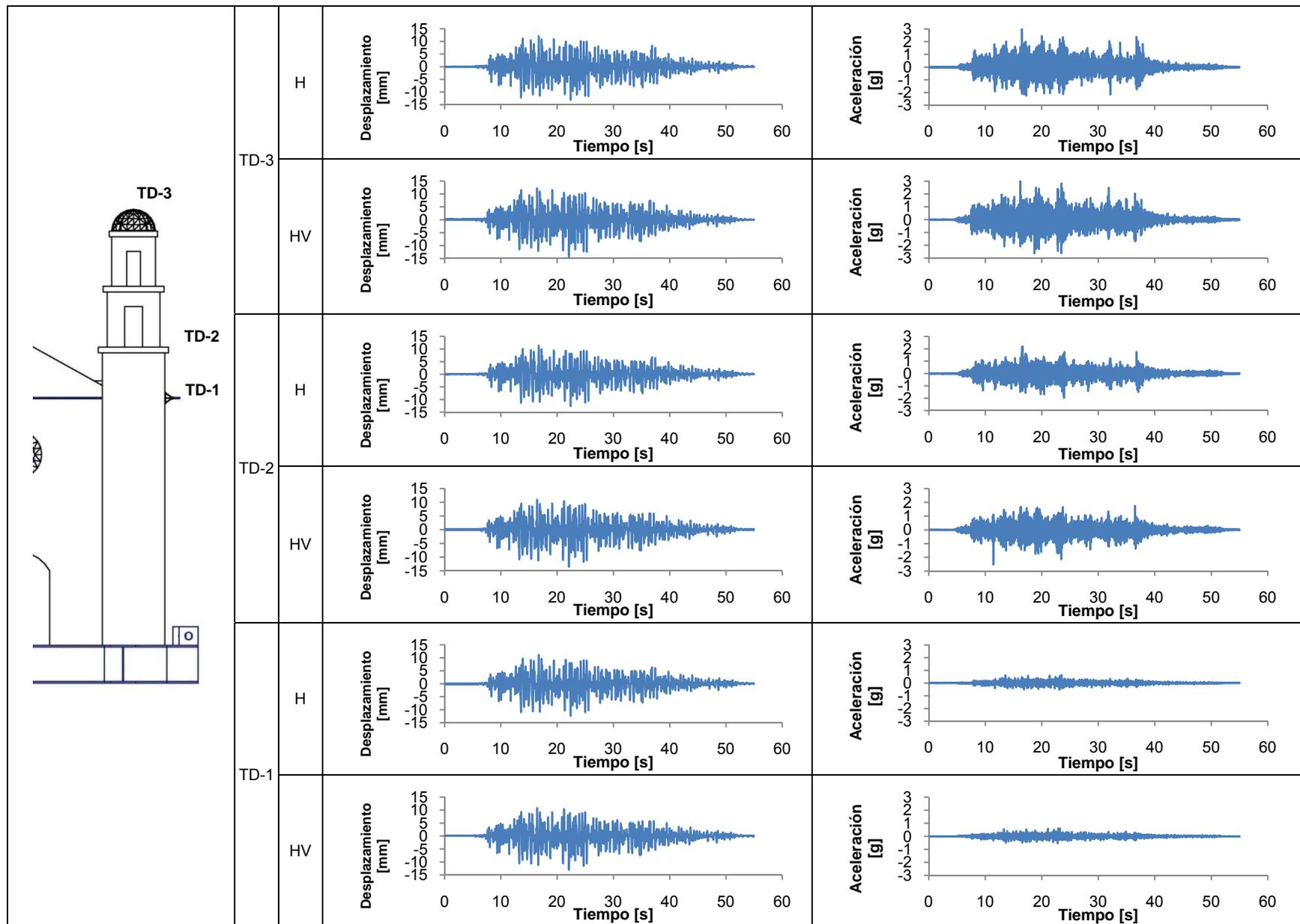


Figura 5.18. Historias de desplazamiento relativo y aceleración horizontal medidas en la torre derecha con el sismo Cal H y HV al 80%.

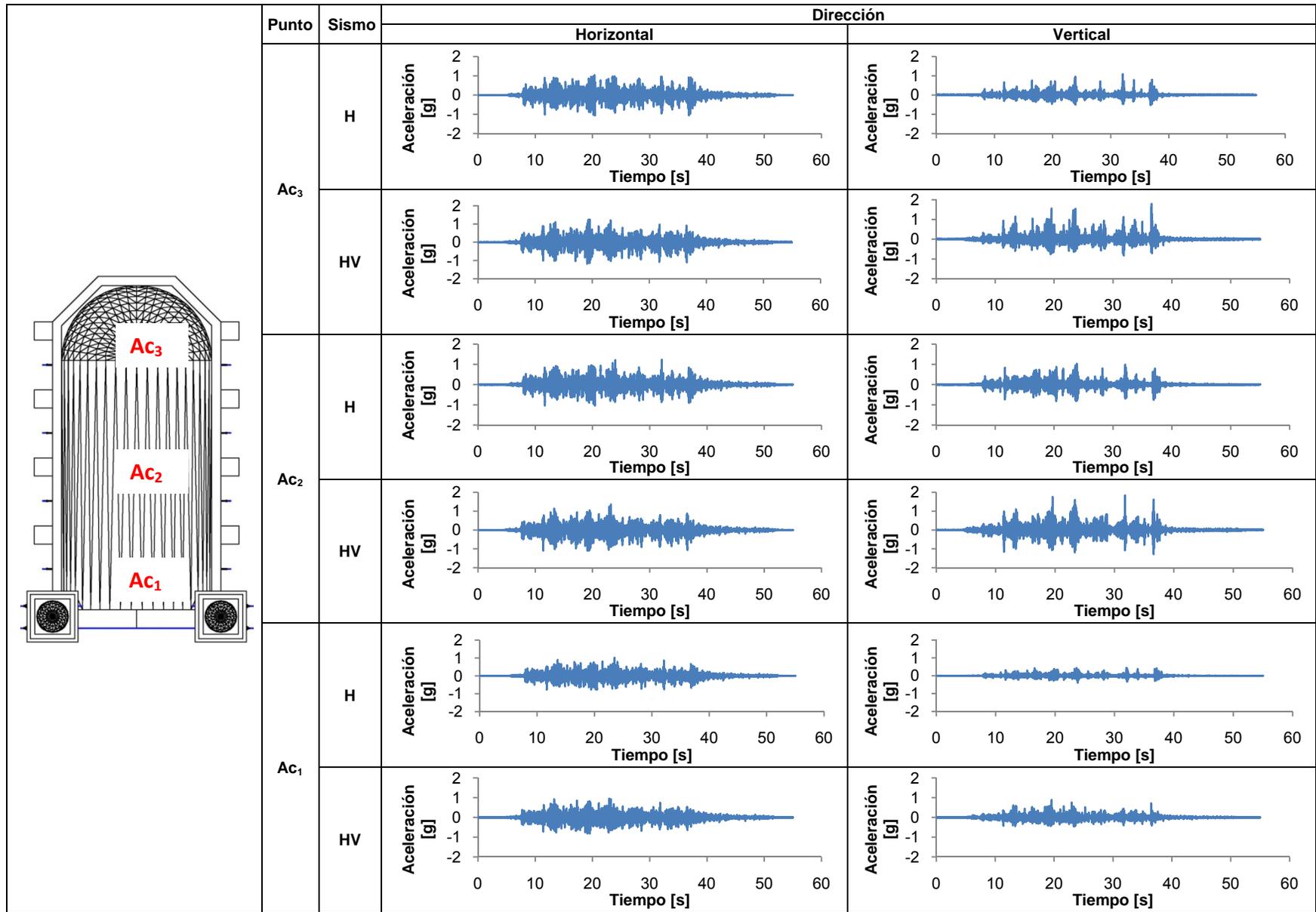


Figura 5.19. Historias de aceleraciones medidas en bóveda con el sismo Cal H y HV al 60% de intensidad

### 5.2.4 Comparación de resultados

En la Figura 5.20, se presentan los desplazamientos medidos en la bóveda para cada ensaye. Se aprecia que los desplazamientos resultaron menores en el modelo MVTEMP-03 que en el resto de los modelos, al menos hasta la intensidad resistida por los anteriores. Esto fue consecuencia de que el sistema de refuerzo empleado limitó las deformaciones en la nave. Cuando se aplicaron ambos componentes de aceleración, los desplazamientos resultaron mayores que cuando sólo se aplicaba el componente horizontal de aceleración.

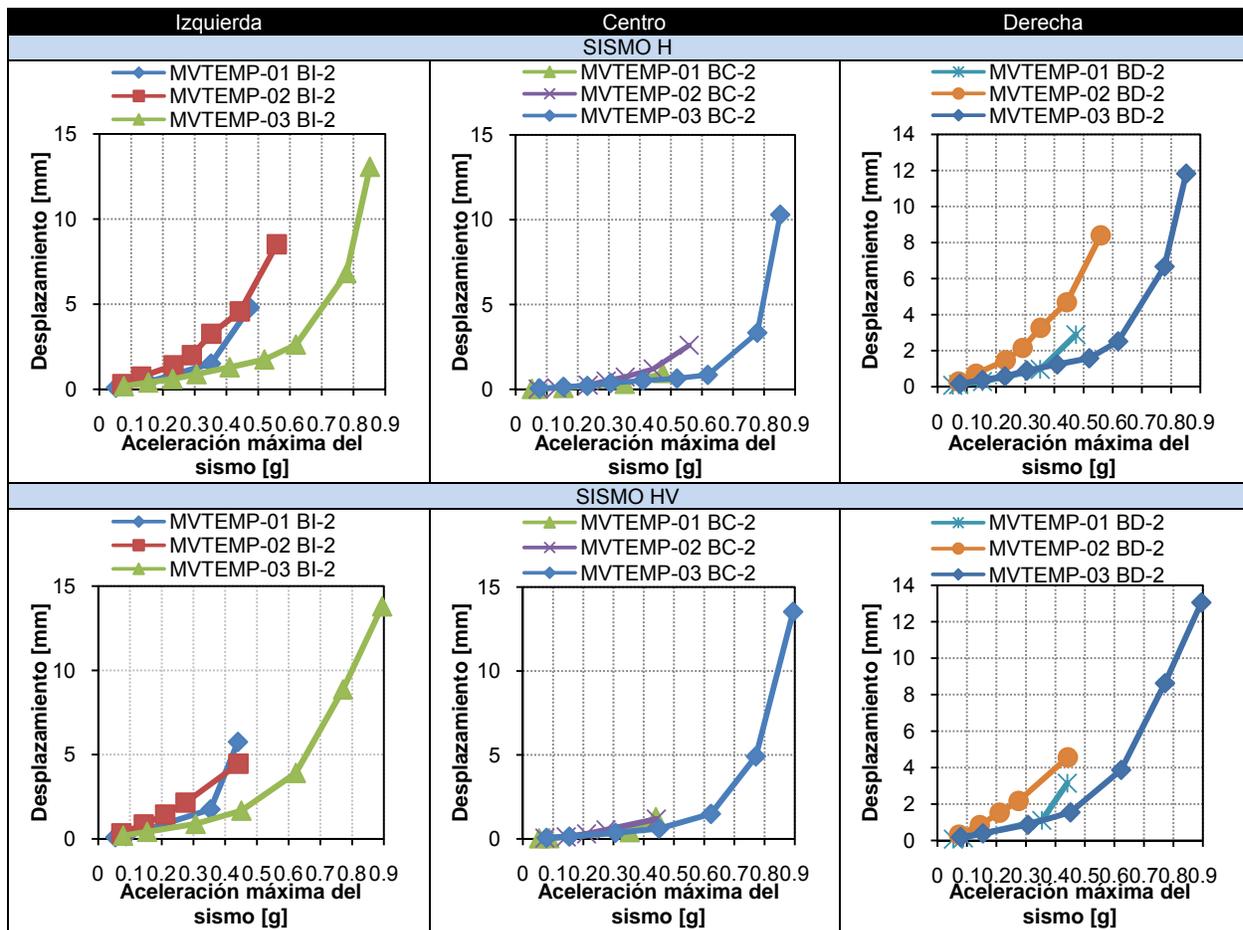


Figura 5.20. Comparación de los desplazamientos presentados en la bóveda.

En la mayoría de los casos la torre derecha presentó mayores desplazamientos que la torre izquierda, esto puede ser debido a que por los defectos constructivos inherentes a la forma artesanal en que se construyó el modelo, resultó más flexible (Figura 5.21). Al igual que en el caso de la bóveda, los desplazamientos en ambas torres resultaron mayores cuando se aplicaban ambos componentes de aceleración de manera simultánea.

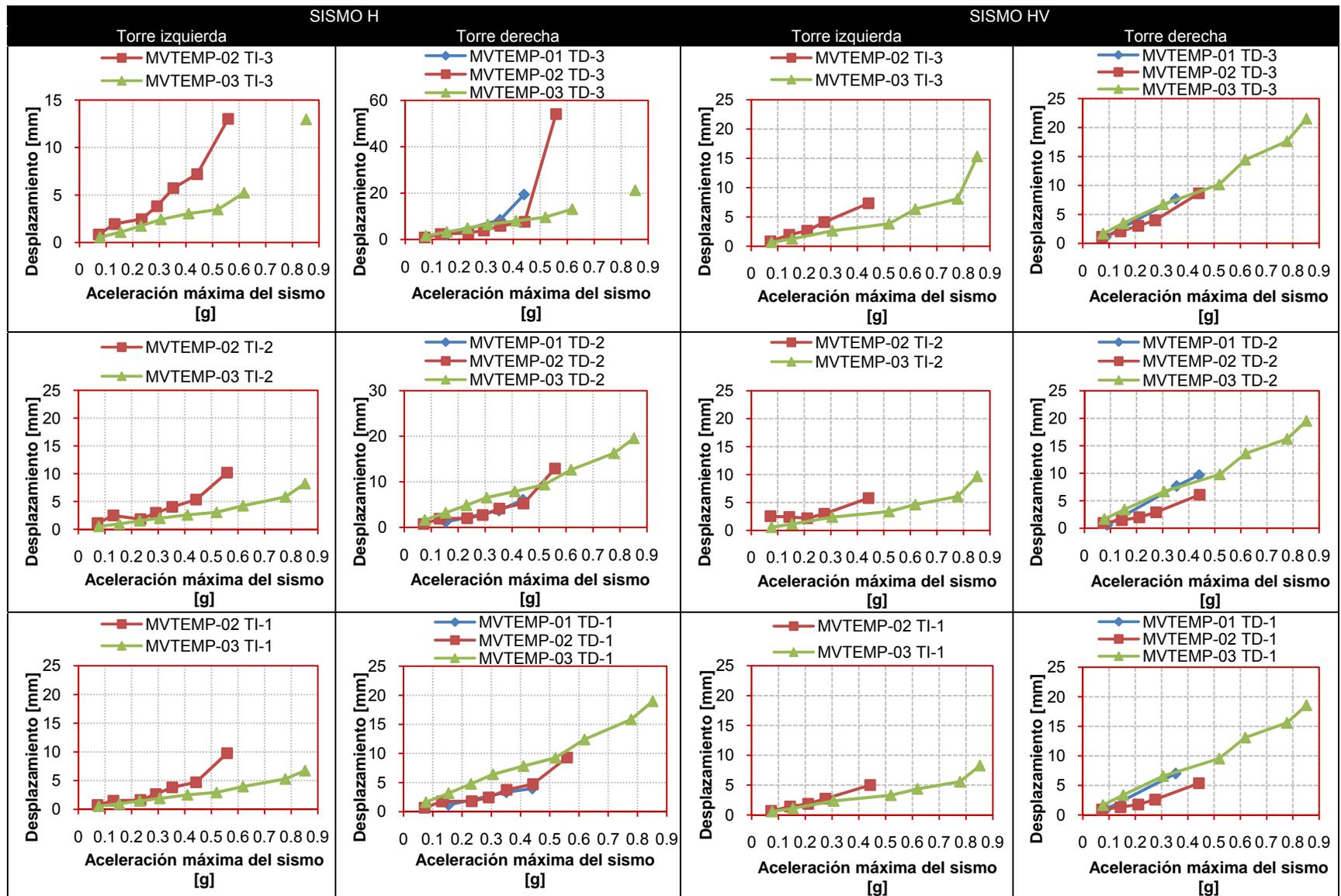


Figura 5.21. Comparación de los desplazamientos en la torres

Las aceleraciones registradas en bóveda y campanarios se amplificaron con respecto a la aceleración aplicada en la base, como se indica en la Figura 5.22. En la bóveda esta amplificación fue alrededor de 1.5 a 2.5 veces la aceleración de la base; en los tres ensayos. En lo que respecta a los campanarios, en su base la amplificación varió de 1.5 a 2 veces la aceleración de la base y en los cupulínes fue de 4 hasta 6 veces. Esta amplificación es consecuencia de la esbeltez de estos elementos, lo que provoca que sean los elementos estructurales más susceptibles de daño cuando son sometidos a la acción de fuerzas sísmicas.

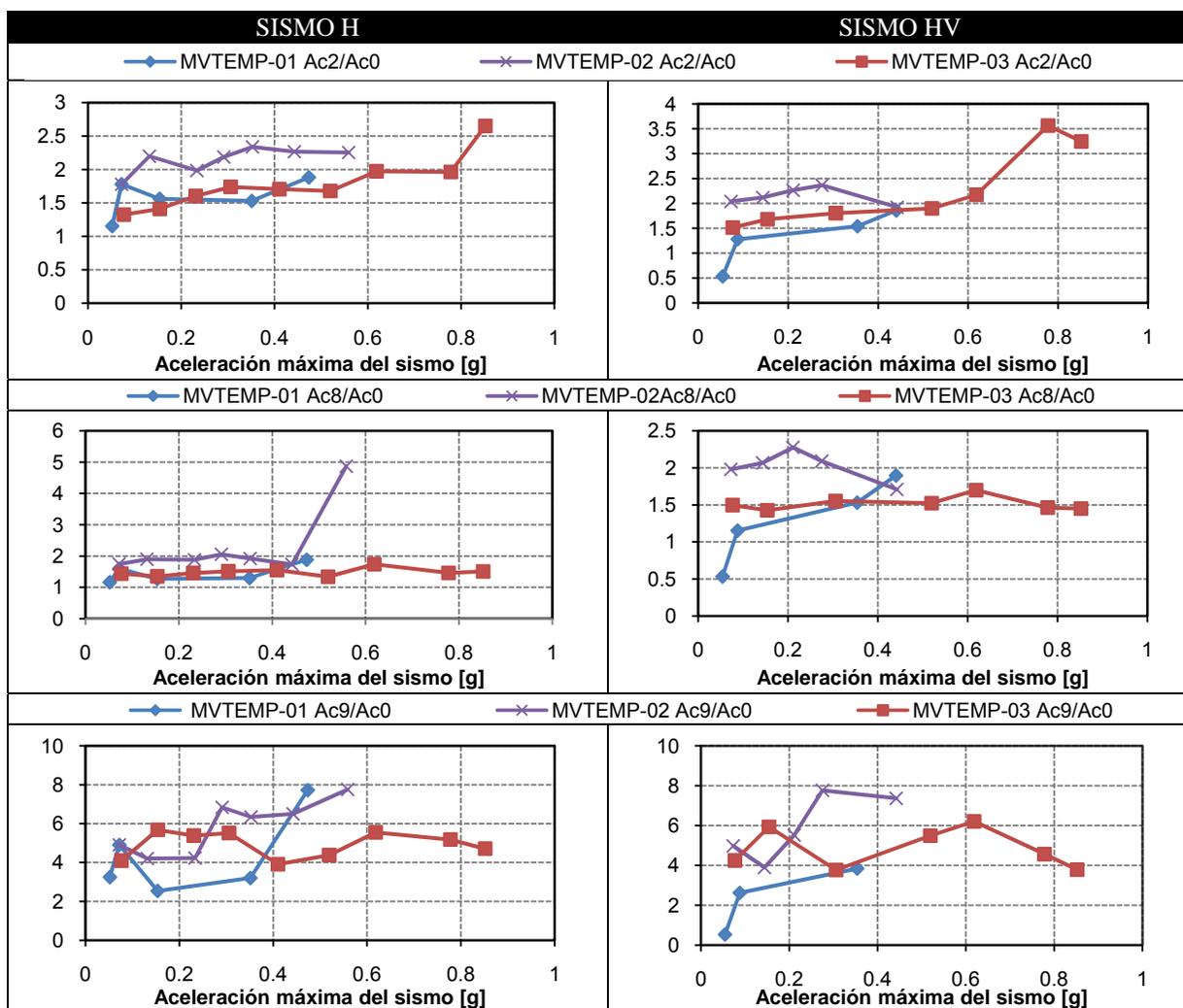


Figura 5.22. Comparación de factores de amplificación de bóveda y campanarios con respecto a la base.

### 5.3 Variación de los periodos de la estructura

Con los registros obtenidos de los acelerómetros ubicados en el centro de la bóveda y en la base del modelo, se calcularon los respectivos espectros de Fourier y se obtuvieron los cocientes espectrales para determinar los periodos fundamentales de vibrar de los modelos durante cada etapa del ensaye a partir de los picos máximos del espectro.

#### 5.3.1 MVTEMP-01

El periodo fundamental de vibrar en dirección horizontal, medido con vibración ambiental después de la rehabilitación del modelo fue de 0.078 s y de 0.08 s para el caso de ruido blanco. Estos valores son menores al periodo de 0.086 s medido cuando el modelo se encontraba completamente sano. Esta diferencia puede ser consecuencia del incremento de la rigidez del modelo que se tuvo al inyectarse las grietas con una lechada de mayor resistencia que la de los materiales de construcción originales del modelo. Además, como se comentó anteriormente, la lechada no sólo rellenó las grietas debidas al incidente, también penetró en las oquedades inherentes a la naturaleza de la mampostería. El periodo estimado analíticamente del modelo fue de 0.098 s; las diferencias con los datos experimentales pueden ser debidas al proceso artesanal constructivo de la mampostería de piedra, que impide obtener una mayor uniformidad de sus propiedades en todas direcciones; esto aunado a la existencia de huecos en su interior que, aunque se cuidó evitarlos durante la construcción del modelo, resulta imposible eliminarlos por completo. En la Tabla 5.7 se presentan los periodos fundamentales de vibrar del modelo calculados durante el programa de pruebas.

Tabla 5.7. Periodos fundamentales de vibrar a distintas etapas del programa de pruebas MVTEMP-01

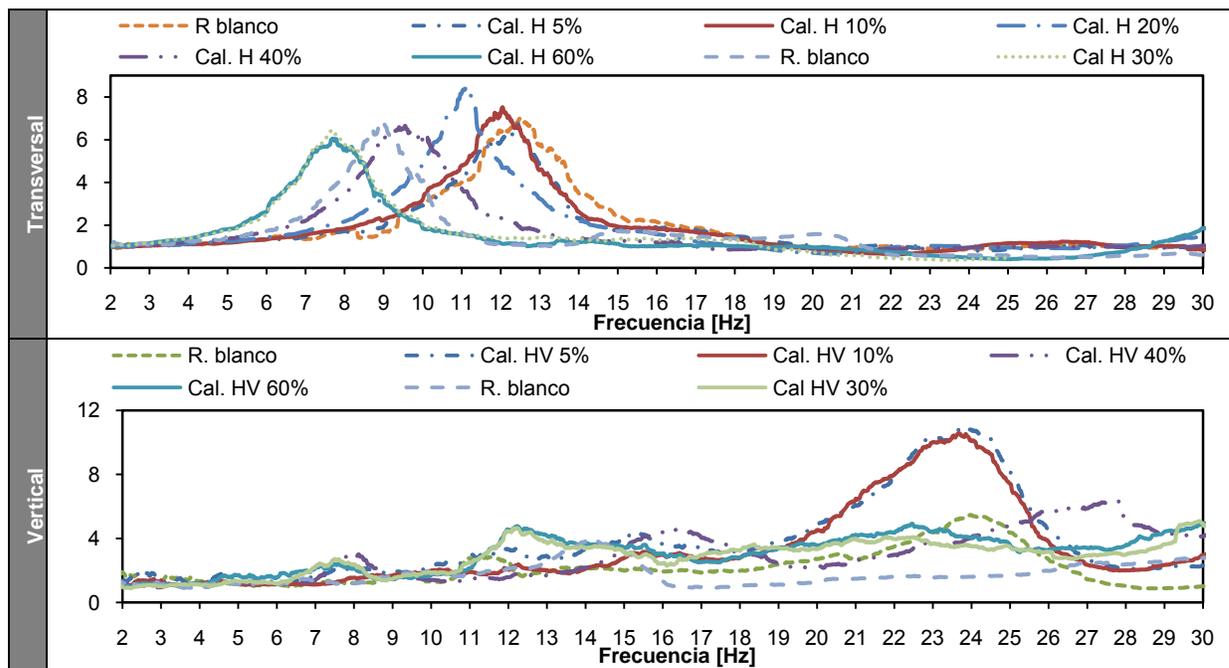
Prueba	Estado	Acel (max)		Dirección Horizontal				Acel (max)		Dirección Vertical	
		H	V	Sismo H		Sismo HV		H	V	Sismo HV	
				Frec.	Periodo	Frec.	[g]			Frec.	Periodo
		[g]		[Hz]	[s]	[Hz]	[s]	[g]		[Hz]	[s]
*Analítico				10.13	0.098					44.897	0.0223
**R. blanco	Inicial			11.67	0.09						
V. ambiental	Dañado			7.32	0.14						
V. ambiental	Reparado			12.8	0.08					24.9	0.04
R. blanco	Reparado			12.51	0.08	---	---			24.1	0.04
Caleta 5%	Reparado	0.05	0.01	12.46	0.08	11.65	0.09	0.05	0.05	23.89	0.04
Caleta 10%	Reparado	0.07	0.01	12.06	0.08	11.5	0.09	0.09	0.08	23.72	0.04
Caleta 20%	Reparado	0.15	0.02	11.15	0.09	---	---				
Caleta 40%	Reparado	0.35	0.05	9.56	0.10	9.03	0.11	0.35	0.28	16.36	0.06
Caleta 60%	Reparado	0.47	0.14	7.76	0.13	7.09	0.14	0.44	0.36	12.27	0.08
R. blanco	Reparado			9.03	0.11					14.31	0.07

\*Valores obtenidos de un análisis modal.

\*\*Medido antes de la falla del sistema de control de la mesa vibradora

El periodo transversal medido al final del programa de pruebas resultó 37.5 % mayor que el inicial y el vertical 75% mayor, esto nos indica de manera indirecta que el daño en la bóveda produjo una mayor reducción de rigidez en esa dirección.

En la Figura 5.23 se muestran las funciones de transferencia entre el acelerómetro C-BOV (centro bóveda) y C-B (centro base) del modelo a distintas etapas del programa de pruebas con las cuales se calcularon los respectivos periodos. Se observa como al incrementar la intensidad del movimiento, el modelo va haciéndose más flexible, al reducir su frecuencia de vibrar, resultado del inicio e incremento del agrietamiento. También, es notorio que el modo transversal durante todo el programa de pruebas no se ve influenciado por otros modos de vibrar a pesar de los daños. Esto permitió una fácil identificación de este modo. En lo que respecta al modo vertical, en los cocientes aparecieron otras frecuencias, sin embargo, no interfirieron en la frecuencia vertical que fue de 24.9 Hz ( $T=0.04$  s) como se aprecia en la Figura 5.23.



**Figura 5.23.** Funciones de transferencia entre los acelerómetros C-BOV y C-B para estimar las frecuencias fundamentales

En la Figura 5.24 se presenta la historia de los periodos fundamentales de vibrar durante el programa de pruebas. Se observa que no existe un comportamiento lineal de la estructura; aunque las diferencias entre los periodos son mínimas en el rango del 5 al 10 % de intensidad del sismo, se aprecia un ligero incremento en el periodo, principalmente en la dirección transversal del modelo. También es notable que, en el intervalo del 5 hasta el 40% de intensidad, la tendencia con que incrementa el periodo sea aproximadamente la misma. Para una intensidad mayor al 40%, el periodo incrementó en mayor proporción que en el intervalo anterior, debido a que al 60% de intensidad se produjeron los mayores daños en el modelo.

Siendo estrictos, resulta difícil referirse a un rango en donde la estructura presente un comportamiento lineal, pequeñas no linealidades pueden ser debidas a la existencia de micro-fisuras en la superficie de contacto entre la piedra y el mortero; dependiendo de la magnitud de la acción sísmica aplicada estas fisuras provocan una mayor flexibilidad de la estructura sin que esto ponga en peligro su estabilidad, siempre y cuando, el movimiento no lleve a la ruptura de las juntas de mortero. El comportamiento pudiera ser considerado un comportamiento aproximadamente lineal hasta el 10% de la intensidad del movimiento aplicado.

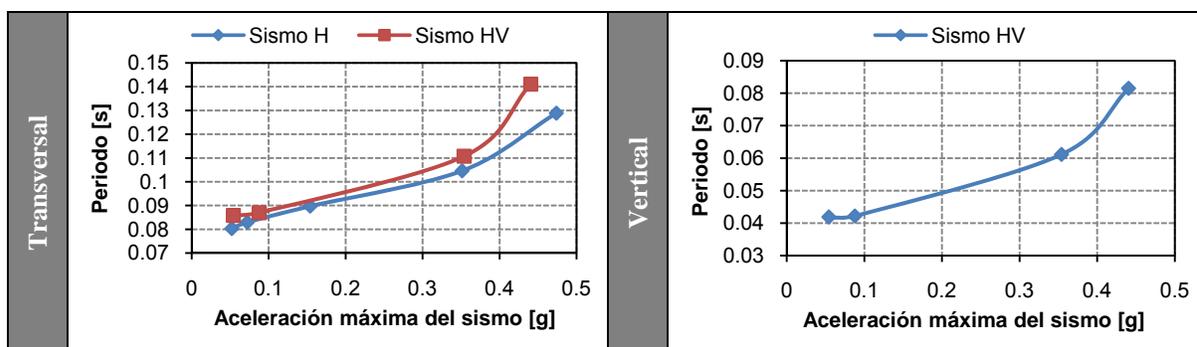


Figura 5.24. Comportamiento del periodo fundamental de vibrar transversal y vertical durante el programa de pruebas.

La diferencia encontrada entre el periodo fundamental de vibrar vertical analítico con el experimental puede deberse a que por la forma curva de la bóveda resultó muy difícil mantener constante el espesor de la junta de mortero que se había previsto en 5 mm, pero se encontraron casos en donde la junta superaba los 10 mm, y al contener una mayor cantidad de mortero se obtuvo una bóveda más flexible. En el capítulo siguiente se hace de nueva cuenta el cálculo de los periodos fundamentales con el modelo calibrado.

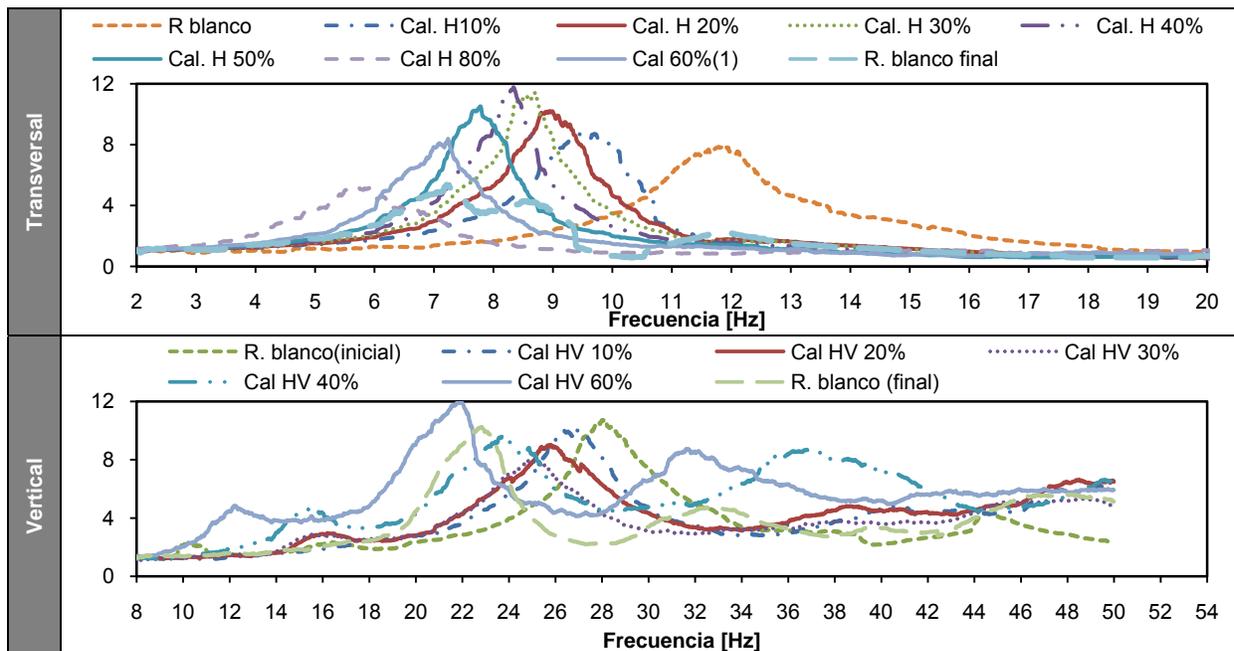
### 5.3.2 MVTEMP-02

En la Tabla 5.8, se presentan los periodos naturales de vibración. El periodo fundamental de vibrar en la dirección transversal obtenido con vibración ambiental fue de 0.079 s y de 0.084 s con ruido blanco. El periodo transversal resultó mayor que en el ensaye anterior, lo que se atribuye al microfisuramiento acumulado producido por los movimientos a que ha sido sometido el modelo, que si bien estos daños no representan un peligro para estabilidad de la estructura, provocan que en el modelo se tenga una mayor disipación de energía; además, por las características de la mampostería de piedra, resulta imposible recuperar al 100 % las propiedades dinámicas originales de este tipo de estructuras. En cuanto al periodo vertical, con vibración ambiental resultó ser de 0.038 s y con ruido blanco de 0.036 s.

**Tabla 5.8.** Periodos de los modos fundamentales de vibrar del modelo a distintas intensidades

Prueba	Sismo H				Sismo HV					
	Acel (max)		Dirección Horizontal		Acel (max)		Dirección vertical			
	H	V	Frec.	Periodo	H	V	Frec.	Periodo	Frec.	Periodo
	[g]	[g]	[Hz]	[s]	[g]	[g]	[Hz]	[s]	[Hz]	[s]
V. ambiental			12.6	0.079					26.3	0.038
R. blanco (inicial)			11.9	0.084					28.0	0.036
Cal 10%	0.07	0.01	9.5	0.105	0.07	0.06	9.5	0.105	26.8	0.037
Cal 20%	0.13	0.01	8.9	0.112	0.14	0.12	8.9	0.112	25.8	0.039
Cal 30%	0.23	0.03	8.7	0.115	0.21	0.17	8.5	0.118	24.9	0.040
Cal 40%	0.29	0.07	8.3	0.120	0.28	0.22	8.2	0.122	23.7	0.042
Cal 50%	0.35	0.15	7.8	0.129						
Cal 60%	0.44	0.15	7.2	0.138	0.44	0.33	6.8	0.148	21.9	0.046
Cal 80%	0.56	0.30	5.7	0.174						
R. blanco (final)			7.2	0.139					22.8	0.044

Como se aprecia en la Figura 5.25, el refuerzo estructural no modificó las propiedades dinámicas del modelo; los modos transversal y vertical no se ven influenciados por otros modos. Sólo conforme se incrementaba la intensidad del movimiento y el progreso del daño, la frecuencia tendía a reducirse.

**Figura 5.25.** Funciones de transferencia entre las señales de los acelerómetros C-BOV y C-B

El comportamiento del periodo fundamental para las direcciones transversal y vertical durante todo el programa de pruebas se presenta en la Figura 5.26. El periodo transversal calculado con la respuesta del modelo aplicando sólo el movimiento horizontal en la base es ligeramente menor al

calculado cuando se utiliza la respuesta del modelo aplicando ambos componentes de aceleración. El periodo transversal al final del programa de pruebas se estimó en 0.014 s y el vertical en 0.04 s, con un incrementos de 67 % y un 15%, respectivamente, respecto al periodo inicial medido.

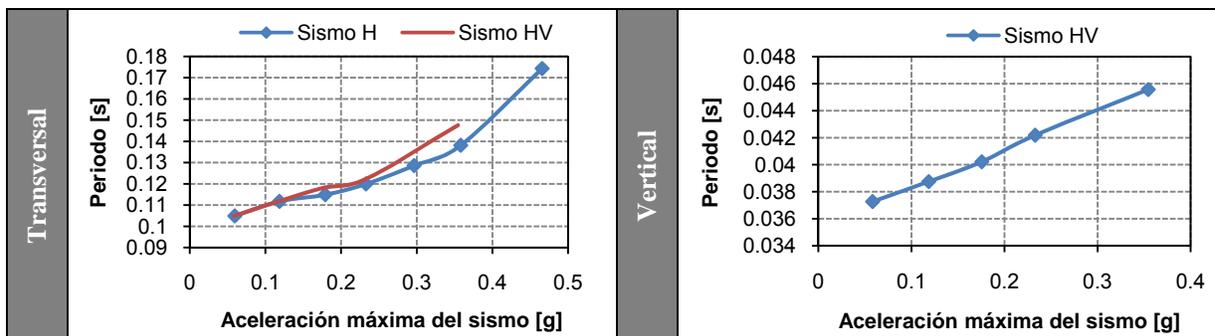


Figura 5.26. Comportamiento del periodo fundamental de vibrar en la dirección horizontal y vertical del modelo.

### 5.3.3 MVTEMP-03

El periodo inicial transversal, fue de 0.072 s y el vertical de 0.034 s. En la Tabla 5.9 se presentan los periodos obtenidos para cada intensidad de movimiento aplicada. Al término del programa de pruebas, los periodos finales utilizando la respuesta del modelo ante la aplicación de un ruido blanco fueron 0.12 s para la dirección transversal y 0.048 s para la dirección vertical, o sea 67% y 41% mayores a los iniciales, respectivamente.

Tabla 5.9. Periodos de los modos fundamentales de vibrar del modelo a distintas intensidades

Prueba	Sismo H				Sismo HV					
	Acel (max)		Dirección Horizontal		Acel (max)		Dirección Horizontal		Dirección vertical	
	H	V	Frec.	Periodo	H	V	Frec.	Periodo	Frec.	Periodo
	[g]		[Hz]	[s]	[g]		[Hz]	[s]	[Hz]	[s]
V. ambiental			14.4	0.070					29.5	0.034
R. blanco (inicial)	0.03		14.1	0.071		0.03			29.7	0.034
Cal 10%	0.08	0.01	13.9	0.072	0.08	0.07	12.9	0.077	29.4	0.034
Cal 20%	0.15	0.03	13.2	0.076	0.15	0.13	12.7	0.078	28.6	0.035
Cal 30%	0.23	0.04	12.5	0.080						
Cal 40%	0.31	0.05	12.1	0.083	0.31	0.24	11.4	0.088	26.4	0.038
Cal 50%	0.41	0.08	11.1	0.090						
Cal 60%	0.52	0.12	10.6	0.094	0.45	0.28	10.1	0.099	24.9	0.040
Cal 80%	0.62	0.16	9.5	0.105	0.62	0.48	8.4	0.120	22.4	0.045
Cal 80-2%	0.60	0.28	7.7	0.131						
Cal 100%	0.78	0.49	6.6	0.152	0.77	0.65	5.9	0.169	19.9	0.050
Cal 120%	0.85	0.60	5.1	0.196	0.89	0.81	4.6	0.219	15.5	0.065
R. blanco (final)	0.03		8.3	0.120		0.03			21.0	0.048
V. ambiental			11.7	0.085					26.3	0.038

Este modelo fue el más reforzado; de las funciones de transferencia presentadas en la Figura 5.27, se observa que como en los casos anteriores, a pesar del incremento de los daños, el modo transversal durante todo el programa de pruebas no se ve influenciado por otros modos. Lo mismo sucedió en el modo vertical, aunque para las intensidades más fuertes, los cocientes se ven afectados por picos que pueden ser debidos al fuerte golpeteo de las partes sueltas del modelo.

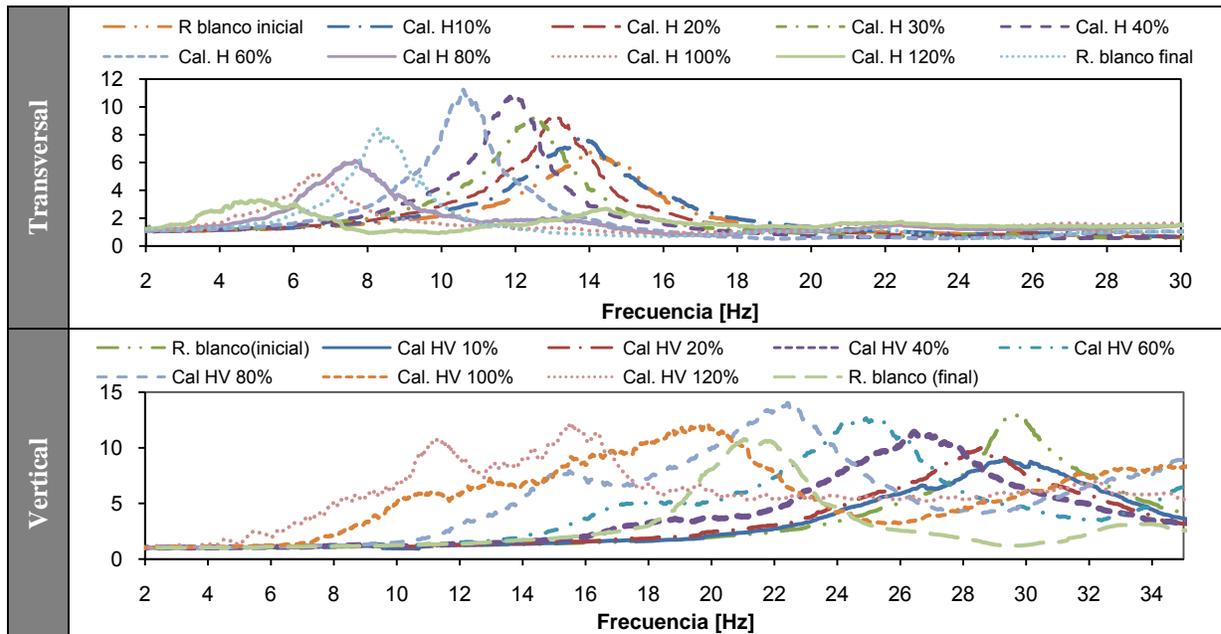


Figura 5.27. Funciones de transferencia entre las señales de los acelerómetros C-BOV y C-B

Finalmente, de la Figura 5.28, se observa que hasta una intensidad de 0.6 g, el modelo incrementó su periodo transversal de manera gradual, a la vez que no presentaba daños significativos. Para intensidades mayores el periodo incremento de manera importante debido a que los daños fueron cada vez más severos. También, es notorio que si se calcula el periodo transversal con movimientos en ambas direcciones o sólo en la dirección horizontal se encuentran mínimas diferencias.

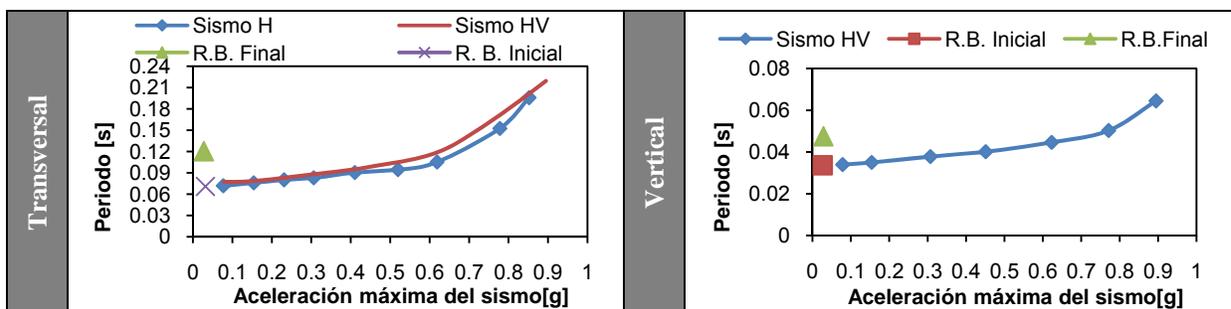


Figura 5.28. Comportamiento del periodo fundamental de vibrar en la dirección horizontal y vertical del modelo.

### 5.3.4 Comparación de resultados

En la Tabla 5.10 se presentan los periodos medidos para cada ensaye durante el respectivo programa de pruebas. El periodo fundamental horizontal inicial del modelo antes de la falla de la mesa, determinado con la aplicación de una señal de ruido blanco, fue de 0.086 s; cuando fue reparado quedó en 0.080 s, ligeramente más rígido. Para el primer modelo reforzado MVTEMP-02 quedó en 0.084 s, y finalmente para el segundo modelo reforzado MVTEMP-03 el periodo quedó en 0.071 s. Estos resultados demuestran que a pesar del nivel de daños de los modelos, si se realiza una reparación adecuada, es posible restituirle a una estructura características similares a las originales. Para el caso del modelo MVTEMP-03, el incremento del periodo se debió principalmente a la adición de la cadena de concreto perimetral y también a que este modelo ya había sido reparado en dos ocasiones, por lo que en el interior de sus muros se encontraba una mayor cantidad de lechada cementante en comparación que cuando el modelo estaba en sus condiciones originales.

**Tabla 5.10.** Periodos fundamentales de vibrar medidos en los tres ensayes

Tipo de prueba	Intensidad del sismo		Ensaye						
			MVTEMP 00		MVTEMP 01		MVTEMP 02		MVTEMP 03
			Inicial	Reparado		Reforzado I		Reforzado II	
			H	H	V	H	V	H	V
	[g]		Periodo [s]						
Analítico			-	0.098	0.022	-	-	-	-
V. amb.			-	0.078	0.040	0.079	0.038	0.070	0.034
R. B.(inicial)	0.03	0.03	0.086	0.080	0.041	0.084	0.036	0.071	0.034
Cal 5%	0.05		-	0.080	0.042	-	-	-	-
Cal 10%	0.08	0.07	-	0.083	0.042	0.105	0.037	0.072	0.034
Cal 20%	0.15	0.13	-	0.090	-	0.112	0.039	0.076	0.035
Cal 30%	0.23		-	-	-	0.115	0.040	0.080	-
Cal 40%	0.31	0.24	-	0.105	0.061	0.120	0.042	0.083	0.038
Cal 50%	0.41		-	-	-	0.129	-	0.090	-
Cal 60%	0.52	0.28	-	0.129	0.081	0.138	0.046	0.094	0.040
Cal 80%	0.62	0.48	-	-	-	0.174	-	0.105	0.045
Cal 100%	0.78	0.65	-	-	-	-	-	0.152	0.050
Cal 120%	0.85	0.81	-	-	-	-	-	0.196	0.065
R. B.(final)	0.03	0.03	-	0.111	0.070	0.139	0.044	0.120	0.048
V. amb.(final)			0.137	-	-	0.000	0.000	0.085	0.038

En todos los casos el periodo fundamental de vibrar horizontal resultó menor al periodo estimado analíticamente, que fue de 0.098 s. Las diferencias encontradas pueden deberse a la presencia de huecos, ha problemas de adherencia del mortero con la piedra, etc. Sin embargo, los resultados

experimentales no son tan errados y puede confiarse en los programas de análisis de elementos finitos para estimar estas propiedades en este tipo de estructuras.

En la Figura 5.29 se muestra la evolución del periodo durante el programa de pruebas para los tres modelos. Se observa que conforme se incrementa la intensidad del sismo, también se incrementa el periodo de vibrar, consecuencia de la aparición de daños. En lo que respecta a la dirección vertical se observa que en el ensaye MVTEMP-01 el incremento del periodo fue mayor que en el caso del segundo ensaye, debido a que los daños presentados en el primer ensaye fueron mayores. Por otra parte se aprecia que el periodo horizontal al final del segundo ensaye fue mayor que en el primero, lo cual es debido a los agrietamientos verticales ocurridos en la conexión de los muros con la fachada y con el ábside.

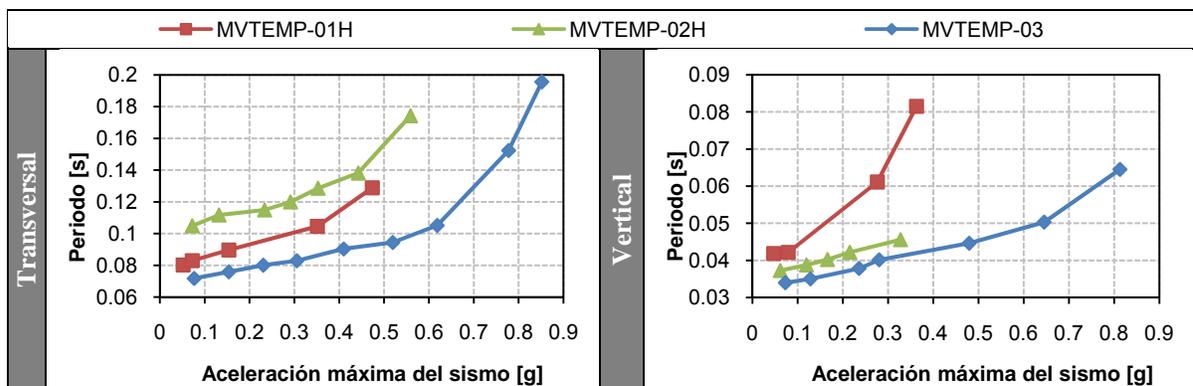


Figura 5.29. Comparación de los periodos fundamentales de vibrar medidos en los tres modelos

## 5.4 Cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico

Para calcular el porcentaje de amortiguamiento crítico del modelo se empleó el método propuesto por Rinawi y Clough, 2001. Este se describe a continuación.

### 5.4.1 Procedimiento

Un pico bien definido en una función de transferencia puede ser reproducido de manera aproximada si se le considera que tiene una respuesta de un oscilador de un grado de libertad como:

$$\ddot{y} + 2\omega_n\xi_n\dot{y} + \omega_n^2 y = P_n e^{i\Omega t} \quad \text{Ec. (5.1)}$$

En donde  $\omega_n$ ,  $\xi_n$  y  $P_n$  son la frecuencia, el porcentaje de amortiguamiento crítico y el factor de participación para un modo particular de la estructura. Para la frecuencia inicial dada  $\Omega_k$ , el estado estacionario de la amplitud de la respuesta "y" está dado por:

$$A_k = \frac{P_n}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_k^2)^2 + (2\omega_n \xi_n \Omega_k)^2}} = \frac{P_n}{D_k} \quad \text{Ec. (5.2)}$$

Los parámetros desconocidos en la ecuación anterior son  $\omega_n$ ,  $\xi_n$ ,  $P_n$ . La Ec. 5.2 se puede escribir como:

$$A_k^2 D_k^2 - P_n^2 = 0 \quad \text{Ec. (5.3)}$$

Si se multiplica toda la ecuación anterior por  $A_k$ :

$$A_k^3 D_k^2 - A_k P_n^2 = 0 \quad \text{Ec. (5.4)}$$

Sustituyendo  $D_k$  de la Ec. 5.2, se tiene lo siguiente:

$$A_k^3 x_1 - A_k^3 \Omega_k^2 x_2 - A_k x_3 = -A_k^3 \Omega_k^4 \quad \text{Ec. (5.5)}$$

Donde:

$$\begin{aligned} x_1 &= \omega_n^4 \\ x_2 &= 4\xi_n^2 \omega_n^2 - 2\omega_n^2 \\ x_3 &= P_n^2 \end{aligned}$$

Para un conjunto de frecuencias  $\Omega_k$ ,  $k=1$  hasta  $N$ , la Ec. 5.5 puede escribirse como:

$$\begin{pmatrix} A_1^3 & A_1^3 \Omega_1^2 & -A_1 \\ A_2^3 & A_2^3 \Omega_2^2 & -A_2 \\ A_3^3 & A_3^3 \Omega_3^2 & -A_3 \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ A_N^3 & A_N^3 \Omega_N^2 & -A_N \end{pmatrix} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1^3 \Omega_1^4 \\ A_2^3 \Omega_2^4 \\ A_3^3 \Omega_3^4 \\ \cdot \\ \cdot \\ A_N^3 \Omega_N^4 \end{Bmatrix}$$

Como esta ecuación es de la forma  $Ax=B$ , la solución es de la forma  $A^T Ax = A^T B$ , que puede simplificarse como sigue:

$$\begin{pmatrix} \sum_{k=1}^N A_k^6 & \sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^2 & -\sum_{k=1}^N A_k^4 \\ \sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^2 & \sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^4 & -\sum_{k=1}^N A_k^4 \Omega_k^2 \\ -\sum_{k=1}^N A_k^4 & -\sum_{k=1}^N A_k^4 \Omega_k^2 & \sum_{k=1}^N A_k^2 \end{pmatrix} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -\sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^4 \\ -\sum_{k=1}^N A_k^6 \Omega_k^6 \\ \sum_{k=1}^N A_k^4 \Omega_k^4 \end{Bmatrix}$$

Cuando esta ecuación es resuelta, los parámetros modales pueden calcularse con las siguientes expresiones.

$$\begin{aligned}\omega_n &= (x_1)^{1/4} \\ \xi_n &= \sqrt{\frac{x_2}{4\omega_n^2} + \frac{1}{2}} \\ P_n &= \sqrt{x_3}\end{aligned}$$

Empleando las funciones de transferencia obtenidas de las señales de aceleración registradas en la clave de la bóveda y en la base del modelo, y aplicando el método anterior, se calcularon los porcentajes de amortiguamiento crítico para cada una de las pruebas.

En la Figura 5.31, se muestran las funciones de transferencia medidas y las calculadas con el método propuesto por Rinawi para todos los modelos. Las frecuencias y porcentajes de amortiguamiento crítico obtenidos se presentan en la Tabla 5.11

Como se observa, para el modelo MVTEMP-01, la curva calculada es bastante aproximada a la medida hasta un 40% de la intensidad del sismo; para el caso del 60% hay un desfase en la curva calculada con respecto a la medida, por lo cual los resultados ya no son muy confiables. El porcentaje de amortiguamiento crítico calculado resultó superior al 7%, además, conforme se incrementaba la intensidad de los movimientos también se incrementaba el porcentaje de amortiguamiento crítico sin que se apreciaran daños significativos en el modelo (en intensidades bajas).

En el modelo MVTEMP-02, el porcentaje de amortiguamiento crítico calculado de 6.9% fue ligeramente menor que el obtenido en el ensaye anterior (7.4%), pero éste se mantuvo más o menos constante hasta el 50% de la intensidad del movimiento, demostrando que el empleo del refuerzo redujo de manera importante las deformaciones del modelo, contribuyendo a una menor presencia de daños en esta etapa del ensaye si se comparan con los resultados del primer modelo, pero a su vez, no permitió una mayor disipación de energía.

Para el modelo MVTEMP-03, la función de transferencia calculada fue bastante aproximada a la medida hasta una intensidad de movimiento del 80%; después de esta intensidad, los daños se incrementaron en el modelo de manera importante, y por lo mismo, la función de transferencia calculada ya no se ajustaba a la medida por la cantidad de picos que se presentan y fue necesario considerar un ancho reducido de las frecuencias de la función de transferencia dentro del rango de interés. Para estos casos se obtuvieron valores de porcentaje de amortiguamiento crítico superiores a 8%.

Tabla 5.11. Porcentajes de amortiguamiento crítico calculados para los tres modelos.

Prueba	Acel. Max.		MVTEMP-01				MVTEMP-02				MVTEMP-03						
	H	V	ξ [%]		Periodo [s]		ξ [%]		Periodo [s]		ξ [%]			Periodo [s]			
	[g]		H	V	H	V	H	V	H	V	H	H	V	H	H	V	
R.B.I	0.03	0.03															
10	0.08	0.07	7.4		0.082		6.9		0.104			8.6	5.5	0.07			0.033
20	0.15	0.13	7.7		0.089		6.8		0.110			8.7	8.7	9.4	0.07	0.08	0.033
30	0.23						6.5		0.115			6.8			0.08		0.035
40	0.31	0.24	10.7		0.102		6.2		0.120			6.8			0.08	0.09	0.037
50	0.41						7		0.128			6.9			0.09		0.040
60	0.52	0.28	13.9		0.116		11.4		0.134			6.1	6.3	7.6	0.09	0.10	0.040
80	0.62	0.48					16.5		0.154			8.0	11.6	9.8	0.10	0.12	0.045
100	0.78	0.65										12.3	15.5	14.7	0.15	0.16	0.052
120	0.85	0.81										22.6	21.5	11.6	0.18	0.21	0.063
R.B.F	0.03	0.03										7.2	5.2	0.12			0.047

Además, se calcularon los porcentajes de amortiguamiento crítico para la dirección vertical, los cuales resultaron en la mayoría de los casos mayores a los estimados para la dirección horizontal. En la Figura 5.30, se presenta el comportamiento del periodo y del amortiguamiento durante las pruebas de este modelo.

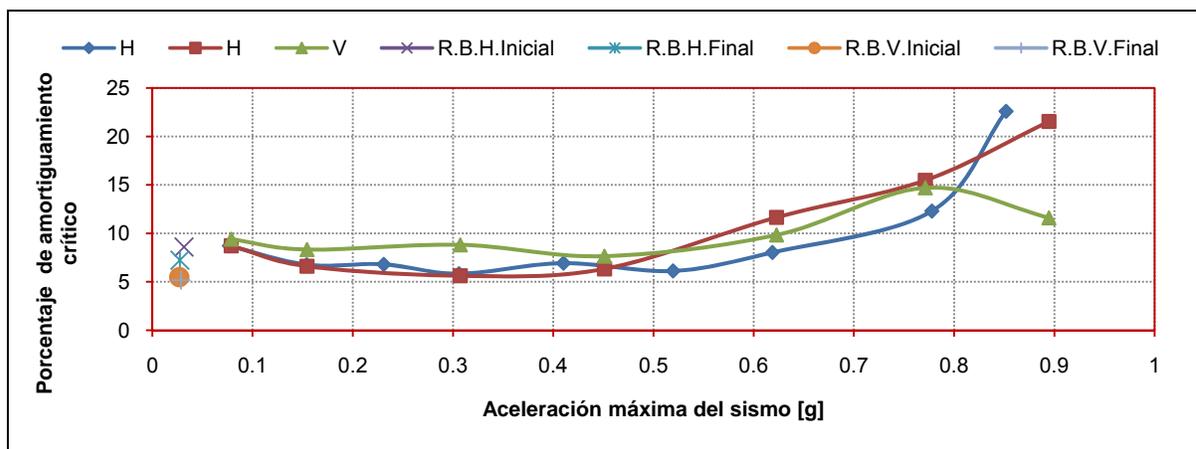


Figura 5.30. Amortiguamientos calculados por el método propuesto por Rinawi para el modelo MVTEMP-03.

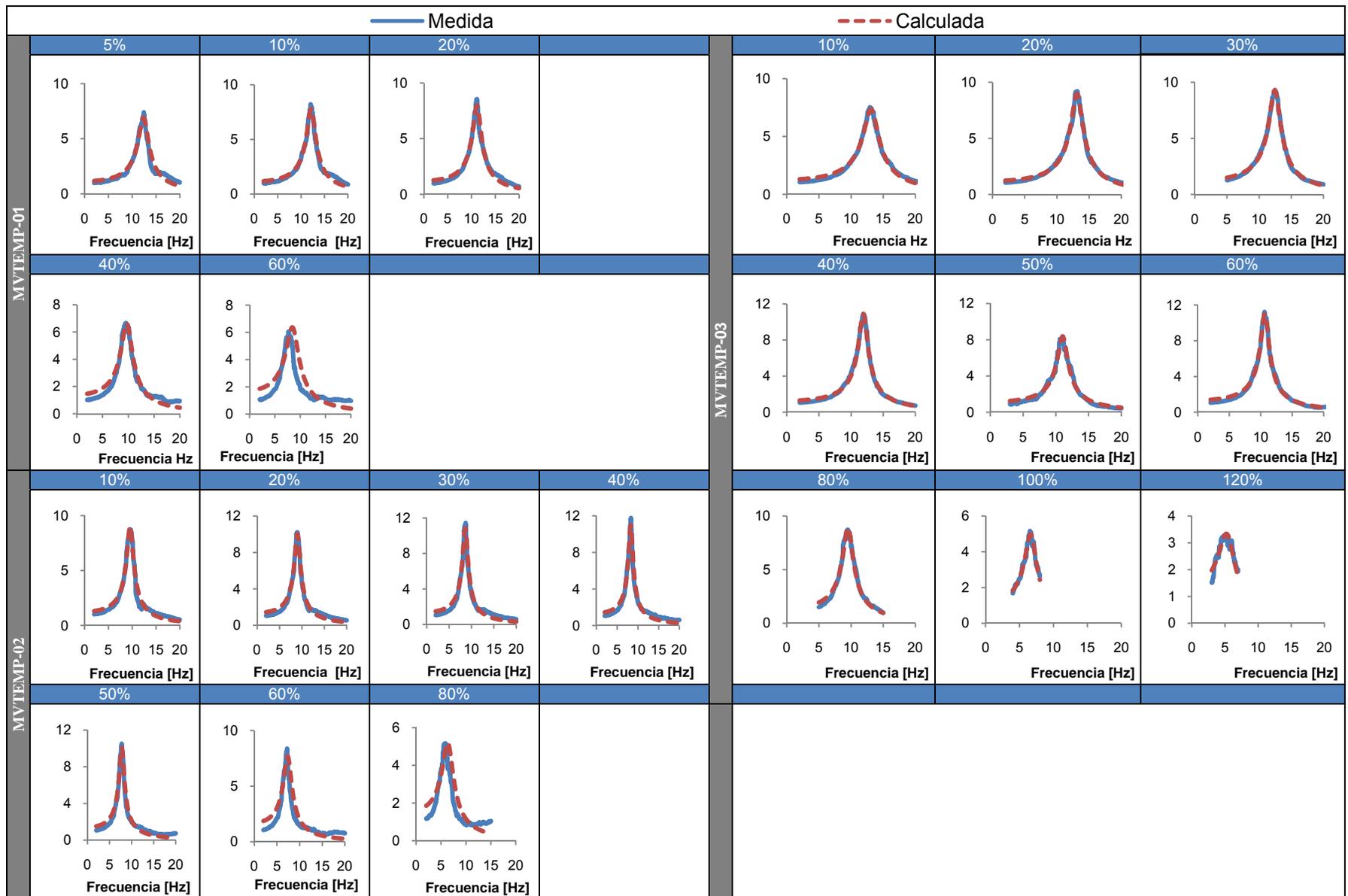


Figura 5.31. Comparación de las funciones de transferencia medidas vs. calculadas para la obtención del porcentaje de amortiguamiento crítico para cada modelo.

#### **5.4.2 Variación de las propiedades dinámicas con la intensidad del sismo, empleando ventanas**

Para poder observar el cambio en las propiedades dinámicas del modelo durante un mismo sismo, resulta conveniente fraccionar las señales registradas en segmentos de igual tamaño y realizar para cada uno de ellos un análisis espectral. Utilizando el método propuesto por Rinawi y las funciones de transferencia calculadas entre las señales de aceleración registradas en la base y en la parte central de la bóveda (clave), se obtuvieron los amortiguamientos y periodos para cada segmento.

Los sismos de estudio para los modelos MVTEMP-01 Y 02, fueron los aplicados al 20, 40 y 60% de intensidad del movimiento. Para el caso del ensaye MVTEMP-02, también, se consideró el de 80% de intensidad, que fue el máximo aplicado. Las señales seleccionadas fueron las obtenidas aplicando sólo el componente horizontal de aceleración. Faltó el análisis de los modelos cuando son excitados por la aplicación simultánea de ambos componentes de aceleración. Tampoco, se analizó el modelo MVTEMP-03; se considera que el comportamiento de las propiedades dinámicas no será diferente al observado en los primeros modelos.

Cada señal tuvo una duración de 50 s y fue dividida en ventanas de 5 s con traslapes de 2.5 s entre ventana y ventana. Para cada ventana se identificaron el porcentaje de amortiguamiento crítico y el periodo fundamental de modelo en la dirección transversal del mismo. En la Figura 5.32 se presentan la evolución de las funciones de transferencia para cada evento y ensaye. Es notorio que la forma de las funciones no cambia significativamente de ventana a ventana y que a mayor intensidad del sismo, la frecuencia va reduciéndose, de manera que no se mantiene constante de ventana a ventana durante un mismo evento, consecuencia de la evolución e incremento del daño en los modelos.

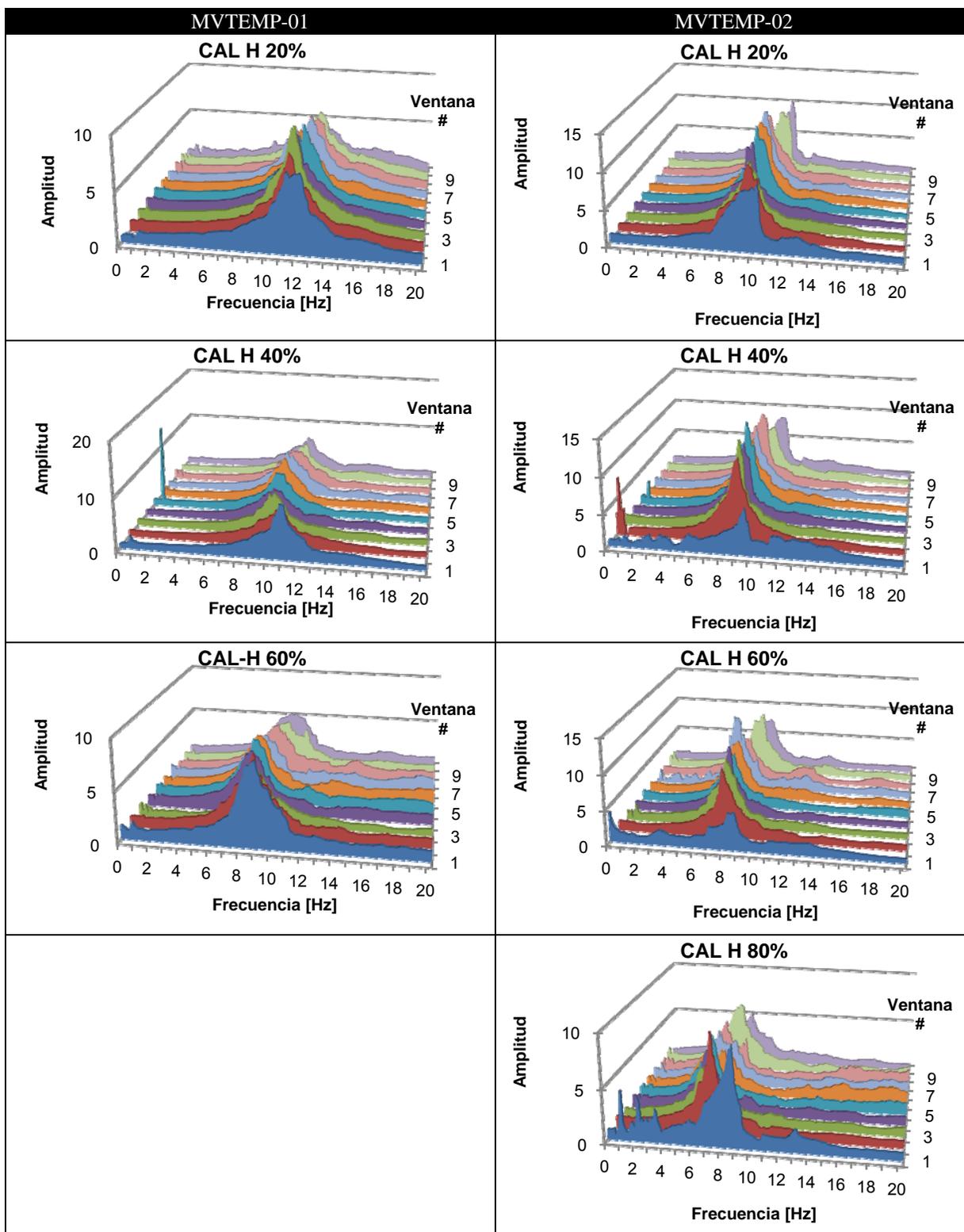


Figura 5.32. Funciones de transferencia entre los puntos C-BOV y C-BASE para cada ventana.

Los porcentajes de amortiguamiento crítico y periodos identificados para ambos modelos se muestran en la Figura 5.33. Se observa para ambos casos, que en la ventana número 3 (primeros 15 segundos), se presenta el valor mínimo del periodo y esto coincide con el inicio de la parte intensa del movimiento. También, es en esta ventana, en donde se presenta el valor mínimo de porcentaje de amortiguamiento crítico, esto al menos para el modelo MVTEMP-01. En el modelo MVTEMP-02, esto no es así, siendo el comportamiento del porcentaje de amortiguamiento crítico completamente diferente. Sólo se observó un patrón similar de comportamiento entre los movimientos de intensidad intermedia (40y 60%), cuando no se tenían daños significativos en el modelo. Cuando los daños fueron severos, la variación fue irregular, y esto puede ser consecuencia de la existencia de partes sueltas en el modelo.

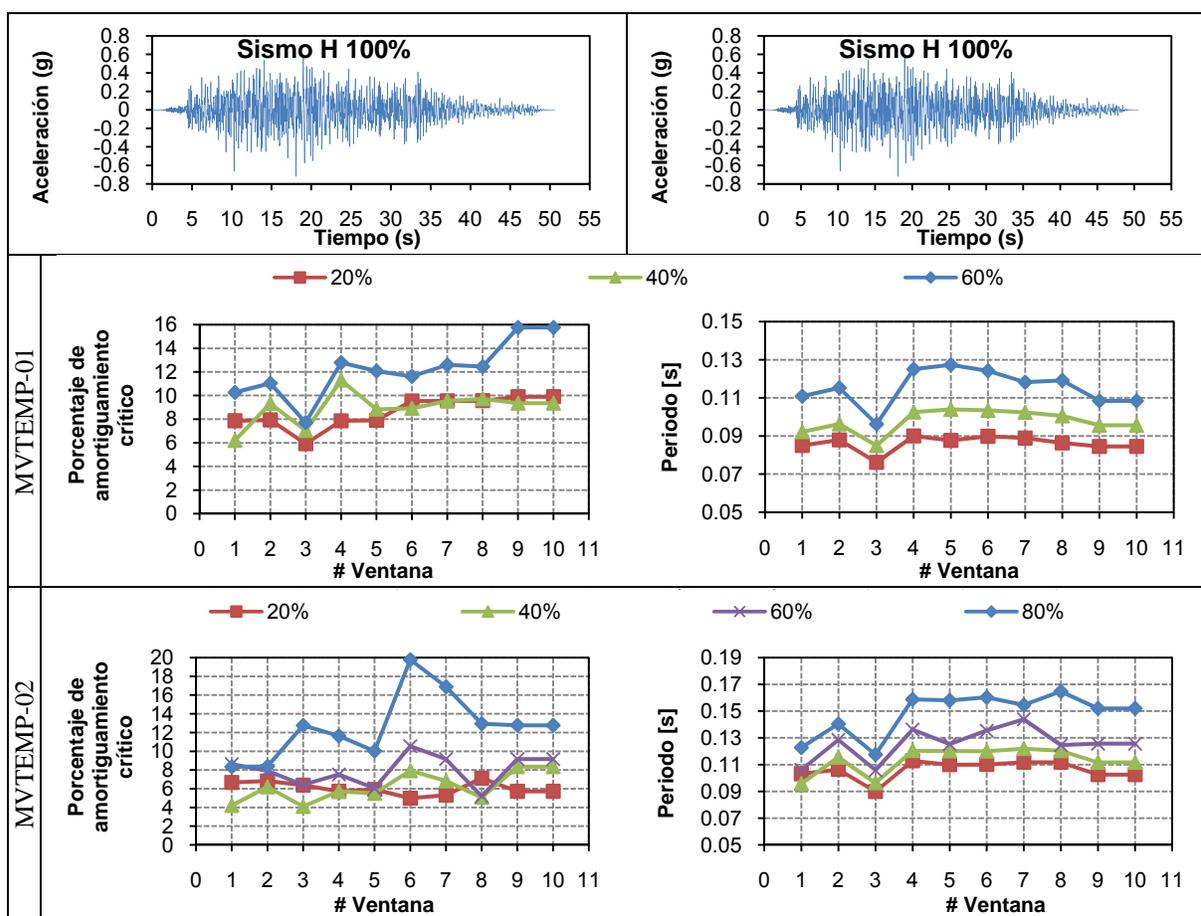


Figura 5.33. Porcentajes de amortiguamiento crítico y periodos identificados en el análisis espectral por ventanas de 5 s con traslape de 2.5 s.

En la Tabla 5.12, se presentan los porcentajes de amortiguamiento crítico obtenidos haciendo un análisis espectral de la señal completa. Se aprecia que al comparar estos valores con los promediados del análisis por ventanas existen diferencias significativas, siendo estos últimos en la mayoría de los casos menores a los calculados utilizando las señales completas. Sólo en uno de los

casos del ensaye MVTEMP-02, este valor fue similar al valor promedio de los resultados de las ventanas. En lo que respecta a los periodos, las diferencias entre valores promedio y con la señal completa fueron menores.

**Tabla 5.12.** Porcentaje de amortiguamiento crítico y periodos promedio de un análisis por ventanas y con un análisis completo de la señal.

Señal	PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO								PERIODO							
	MVTEMP-01				MVTEMP-02				MVTEMP-01				MVTEMP-02			
	20%	40%	60%	80%	20%	40%	60%	80%	20%	40%	60%	80%	20%	40%	60%	80%
Promedio ventana	8.59	8.95	12.21	6.03	6.21	7.98	12.63	0.117	0.105	0.114	0.128	0.147	0.105	0.114		
Desv. Est.	1.30	1.43	2.41	0.69	1.58	1.70	3.57	0.009	0.007	0.008	0.01	0.02	0.007	0.008		
Completo	7.7	10.7	13.9	6.8	6.2	11.4	16.5	0.09	0.11	0.13	0.11	0.13	0.14	0.17		

### 5.4.3 Comparación de resultados

El porcentaje de amortiguamiento crítico del modelo se calculó con el método de Rinawi, el cual es un método simple y bastante aproximado siempre y cuando la estructura en estudio pueda considerarse como un sistema de un grado de libertad.

En la Figura 5.34, se comparan los resultados obtenidos para los tres ensayes. Para el caso del MVTEMP-01 se observa un incremento gradual del porcentaje de amortiguamiento crítico conforme se incrementaba la intensidad del movimiento, lo cual demuestra la gran disipación de energía de esta clase de estructuras, la cual para bajas intensidades de movimiento puede deberse a la gran capacidad de deformación del mortero y para altas intensidades a la aparición de daños en la estructura. En lo que respecta al ensaye MVTEMP-02, se aprecia un menor porcentaje de amortiguamiento crítico que no se incrementa en la misma proporción que en el primer ensaye al menos hasta el 50% de intensidad del movimiento aplicado. Esto, es consecuencia al trabajo realizado por las barras postensadas que impidió una mayor disipación de energía al menos hasta que se presentaran los daños. Sin embargo, esto también provocó que se tuviera una falla más abrupta en el modelo. Para el modelo MVTEMP-03, el porcentaje de amortiguamiento crítico inicial resultó de 9 % y después se redujo a 7 %, lo que puede ser consecuencia de la consolidación del mortero de cal, este mismo efecto se observó en el modelo MVTEMP-01, en donde el porcentaje de amortiguamiento crítico inicial fue de 8 %. Esto no sucedió en el ensaye MVTEMP-02.

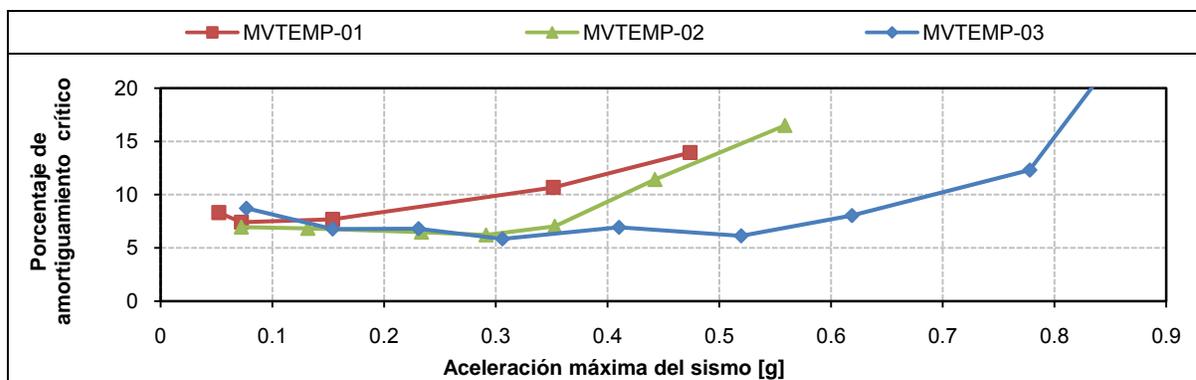
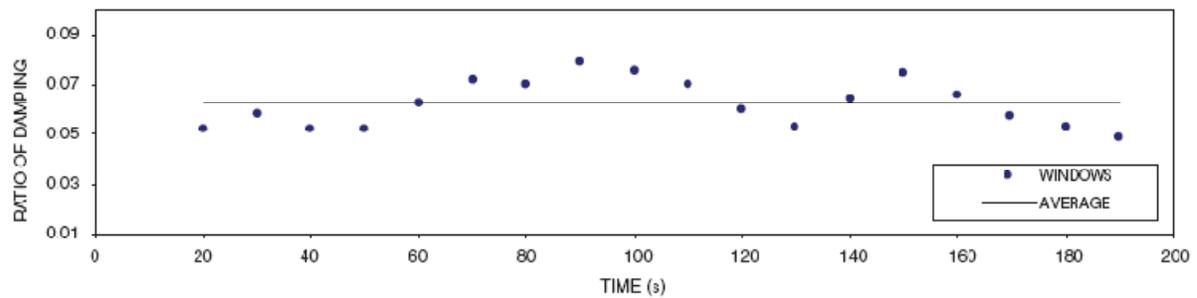


Figura 5.34. Porcentaje de amortiguamiento crítico calculado mediante el método propuesto por Rinawi para los tres ensayos.

Los porcentajes de amortiguamiento crítico obtenidos de los registros sísmicos variaron de acuerdo con el movimiento aplicado y con la aparición de daños; a mayor daño, mayor amortiguamiento; también, resultaron mayores a los valores típicos para estructuras de concreto (5 %), lo que demuestra la gran capacidad de disipación de energía de esta clase de estructuras, aunque también pueden estar estos valores afectados por tener los modelos una mayor cantidad de mortero que en los prototipos; sin embargo, en mediciones de edificios como la Catedral Metropolitana, (Rivera, et al., 2008) se obtuvieron porcentajes de amortiguamiento crítico que variaron de acuerdo con el sitio de donde se registraron y con la magnitud del sismo y que van del 4 al 6 % para la dirección transversal (E-W) y de 7 a 12 % para la dirección longitudinal (N-S). Como un promedio, el amortiguamiento fue 50 % más grande para una magnitud de 7.6 de magnitud que para un sismo de magnitud 5.9. Aunque estos porcentajes de amortiguamiento crítico elevados también pueden estar relacionados con el severo agrietamiento que la estructura ha sufrido debido a los asentamientos diferenciales del subsuelo, pues a pesar que estas grietas han sido reparadas repetidamente a través de las inyecciones de una lechada de cal, constituyen zonas de debilidad, y cuando la amplitud de la vibración aumenta, alguna de ellas se vuelven a abrir, resultando en un decrecimiento de la rigidez lateral y, por consiguiente, en un incremento en el período de vibración; la apertura-cierre de las grietas incrementa la disipación de energía y por consiguiente la magnitud del amortiguamiento.

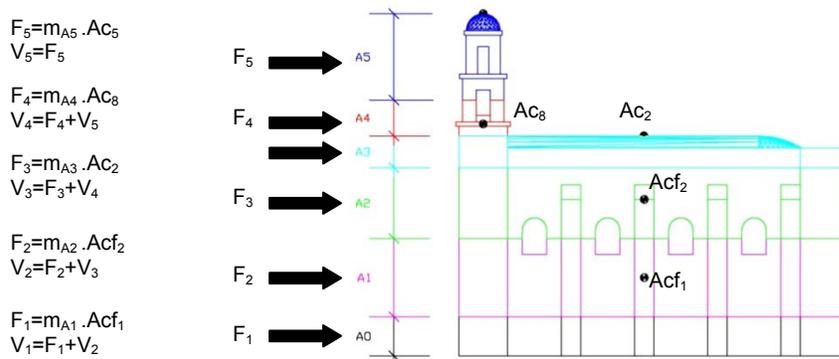
Al hacer un análisis por ventanas, se evidencia el comportamiento no lineal del modelo durante el evento, y que está relacionado con la existencia de oquedades y la alta deformabilidad existente en la mampostería. Este comportamiento también se ha observado en análisis espectrales por ventanas de los registros de aceleración capturados durante un sismo en estructuras como la Catedral Metropolitana (Figura 5.35).



**Figura 5.35.** Variación del amortiguamiento para diferentes ventanas en movimientos registrados en la Catedral Metropolitana. Rivera et al., 2008.

## 5.5 Comportamiento histerético

Para estudiar el comportamiento del modelo durante cada uno de los ensayos, se calcularon las curvas histeréticas en términos de la relación entre el cortante basal y la distorsión. Debido a que en este tipo de estructuras la distribución de masas no es uniforme, el modelo se dividió en el mayor número posible de franjas de acuerdo con los acelerómetros disponibles, y el cortante fue calculado como la sumatoria de las fuerzas inerciales actuantes en cada franja del modelo, como se indica en la (Figura 5.36). Estas fuerzas fueron calculadas como el producto de las historias en el tiempo de las aceleraciones registradas en las respectivas franjas del modelo por su correspondiente masa actuante. Se definió como cortante basal máximo, el valor máximo de dicha sumatoria.



**Figura 5.36.** Secciones tributarias para estimar la fuerza cortante basal

Por otra parte, las distorsiones fueron calculadas como el cociente entre el desplazamiento relativo del arranque de la bóveda y la altura del mismo (1.6 m) en la parte central de la nave. Con las historias en el tiempo del cortante basal y las distorsiones medidas se graficó el comportamiento histerético del modelo para cada etapa de la programa experimental.

En el ensaye del modelo MVTEMP-01 no fue posible colocar un acelerómetro en el punto Acf<sub>1</sub>, por lo que de un análisis lineal de elementos finitos del modelo se encontró que la aceleración en este punto era 0.7 la aceleración del punto Acf<sub>2</sub>. Los valores máximos de fuerza cortante basal y distorsión se muestran en la Tabla 5.13. Para el máximo sismo aplicado Cal 60% HV, se alcanzó un cortante de 77 kN y una distorsión del 0.4%. El coeficiente de cortante basal (relación entre el cortante basal y el peso total de la estructura) máximo fue de 0.62 g.

**Tabla 5.13.** Valores máximos de cortante basal y distorsiones medidas durante el programa de pruebas.

Intensidad	%	[g]	Cortante basal (Vb)				Distorsiones				Coef. Sísmico (c)	
			Sismo H		Sismo HV		Sismo H		Sismo HV		Sismo H	Sismo HV
			Máx.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.		
		kN	kN	kN	kN	%	%	%	%	[g]		
5	0.05		4.36	-4.25	4.55	-4.80	0.006	-0.006	0.004	-0.006	0.03	0.04
10	0.07		9.17	-9.44	9.99	-9.36	0.018	-0.018	0.010	-0.011	0.07	0.08
20	0.15		19.65	-17.03			0.026	-0.026			0.16	
40	0.35		43.33	-39.21	48.85	-43.79	0.109	-0.070	0.115	-0.106	0.34	0.39
60	0.47		77.87	-66.26	72.91	-57.05	0.366	-0.194	0.405	-0.241	0.62	0.58

Para este ensaye MVTEMP-02, si fue posible colocar un acelerómetro en el punto Acf<sub>1</sub>. Los valores máximos de fuerza cortante basal y distorsión se muestran en la Tabla 5.14. Para el cortante basal máximo aplicado de 115 kN se obtuvo una distorsión de 0.46% valor similar al obtenido en el ensaye anterior. El coeficiente sísmico fue de 0.91 g.

**Tabla 5.14.** Cortante basal y distorsiones máximas medidas

Prueba	%	(g)	Cortante basal (Vb)				Distorsiones				Coef. Sísmico (c)	
			Sismo H		Sismo HV		Sismo H		Sismo HV		Sismo H	Sismo HV
			Máx.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.		
		kN	kN	kN	kN	%	%	%	%	g		
10	0.07		11	-11	12	-11	0.02	-0.02	0.02	-0.02	0.09	0.10
20	0.13		23	-25	25	-27	0.05	-0.05	0.05	-0.05	0.19	0.20
30	0.23		41	-38	43	-46	0.09	-0.08	0.08	-0.09	0.33	0.34
40	0.29		64	-49	52	-61	0.13	-0.11	0.12	-0.13	0.51	0.41
50	0.35		59	-82			0.14	-0.20			0.65	
60	0.44		69	-87	61	-68	0.19	-0.29	0.22	-0.28	0.69	0.69
80	0.56		98	-115			0.43	-0.53			0.91	

Los valores máximos de cortante basal y de las distorsiones registrados en el modelo MVTEMP-03, se indican en la Tabla 5.15. Para el cortante basal máximo de 109 kN se obtuvieron distorsiones de entre 0.49 a 0.76%, con un coeficiente sísmico de 0.87 g.

Tabla 5.15. Cortante basal y distorsiones máximas medidas

Prueba	Acel (max)		Cortante basal (Vb)				Distorsiones				Coef. Sísmico (c)	
	H	V	Sismo H		Sismo HV		Sismo H		Sismo HV		Sismo H	Sismo HV
			Máx.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.		
%	[g]		kN				%				[g]	
10	0.08	0.01	8.6	-7.9	10.3	-9.1	0.008	-0.011	0.009	-0.012	0.07	0.08
20	0.15	0.01	18.8	-17.9	22.9	-19.9	0.021	-0.025	0.021	-0.026	0.15	0.18
30	0.23	0.02	32.3	-29.2			0.036	-0.037			0.26	
40	0.31	0.05	44.9	-40.8	41.6	-43.9	0.048	-0.048	0.047	-0.053	0.36	0.35
50	0.41	0.08	52.7	-54.6			0.062	-0.067			0.43	
60	0.52	0.12	66.8	-58.6	62.3	-60.1	0.097	-0.108	0.102	-0.100	0.53	0.49
80	0.62	0.31	84.9	-77.2	93.4	-84.3	0.149	-0.156	0.164	-0.175	0.67	0.74
100	0.78	0.66	87.1	-85.5	77.6	-72.5	0.360	-0.351	0.321	-0.401	0.69	0.61
120	0.85	0.88	88.2	-93.1	103.7	-109.4	0.494	-0.495	0.760	-0.660	0.74	0.87

En las Figura 5.37 a 5.40, se presentan las curvas histeréticas de cortante basal-distorsión del centro de la nave, medidas a la altura del arranque de la bóveda para cada uno de los ensayos realizados en los modelos. Como se puede observar, los ciclos histeréticos fueron con lazos simétricos y estables para los ensayos de baja intensidad, el comportamiento no lineal estuvo acompañado por un deterioro en la rigidez y resistencia.

En la fase inicial, para bajas intensidades se mostró un incremento en la pendiente de los ciclos, los que se caracterizaron por ser muy cerrados y no experimentaron alguna histéresis. Para alcanzar la máxima pendiente fue necesario aplicar un cortante basal en el modelo MVTEMP-01 de 9 kN, para el modelo MVTEMP-02 de 12 kN y para el modelo MVTEMP-03 de 44 kN. Este comportamiento puede explicarse si se considera que al iniciar con la aplicación de los movimientos en el modelo sucede una especie de consolidación de la mampostería esencialmente en el mortero lo que incrementa la rigidez. En Chávez, M. (2005), se reporta que en el ensaye de pilas de mampostería sujetas a pequeños ciclos de carga y descarga, al observar las respectivas curvas esfuerzo-deformación, se detecta un incremento en el módulo de elasticidad del último ciclo de carga si se compara con el ciclo inicial, consecuencia de la consolidación del mortero.

Con la formación y propagación de las primeras grietas en la bóveda y en los muros, los lazos histeréticos fueron más amplios y la degradación de la rigidez incrementó conforme aumentaban las distorsiones. En el modelo MVTEMP-01, que es no reforzado, los ciclos no mostraron estrangulamiento. En cambio, el modelo MVTEMP-02, con el incremento de los daños el estrangulamiento fue más evidente.

Una vez aparecidas las grietas en la fachada, la resistencia decreció rápidamente con el aumento de la distorsión y el comportamiento estuvo caracterizado por una severa caída de la rigidez como consecuencia del daño excesivo en la fachada y sus áreas aledañas. Los ciclos tendieron a ser de

formas más irregulares. El cortante máximo aplicado al modelo MVTEMP-01 fue de 77 kN, el del modelo MVTEMP-02, el cortante fue de 115 kN y en el modelo MVTEMP-03 de 109 kN. Quizás los modelos pudieron resistir una mayor fuerza cortante basal, pero en las pruebas se evitó que sucediera el colapso de la bóveda, sin embargo, por el nivel de daño alcanzado, estos valores pueden estar cercanos a los máximos.

En el estudio de las curvas histeréticas puede decirse que el desempeño global del modelo es posible definirlo a partir de tres estados característicos: máxima rigidez, inicio del agrietamiento y último. La máxima rigidez se definió cuando esta última alcanzó su máximo valor. El inicio del agrietamiento se consideró cuando comenzaron a ser visibles los daños; y el estado último fue para el máximo cortante resistido. En la Figura 5.41, se presenta la respuesta histerética de los modelos para cada uno de los estados; en dicha gráfica, se observa claramente cómo varían las características de resistencia y rigidez con el aumento de las distorsiones.

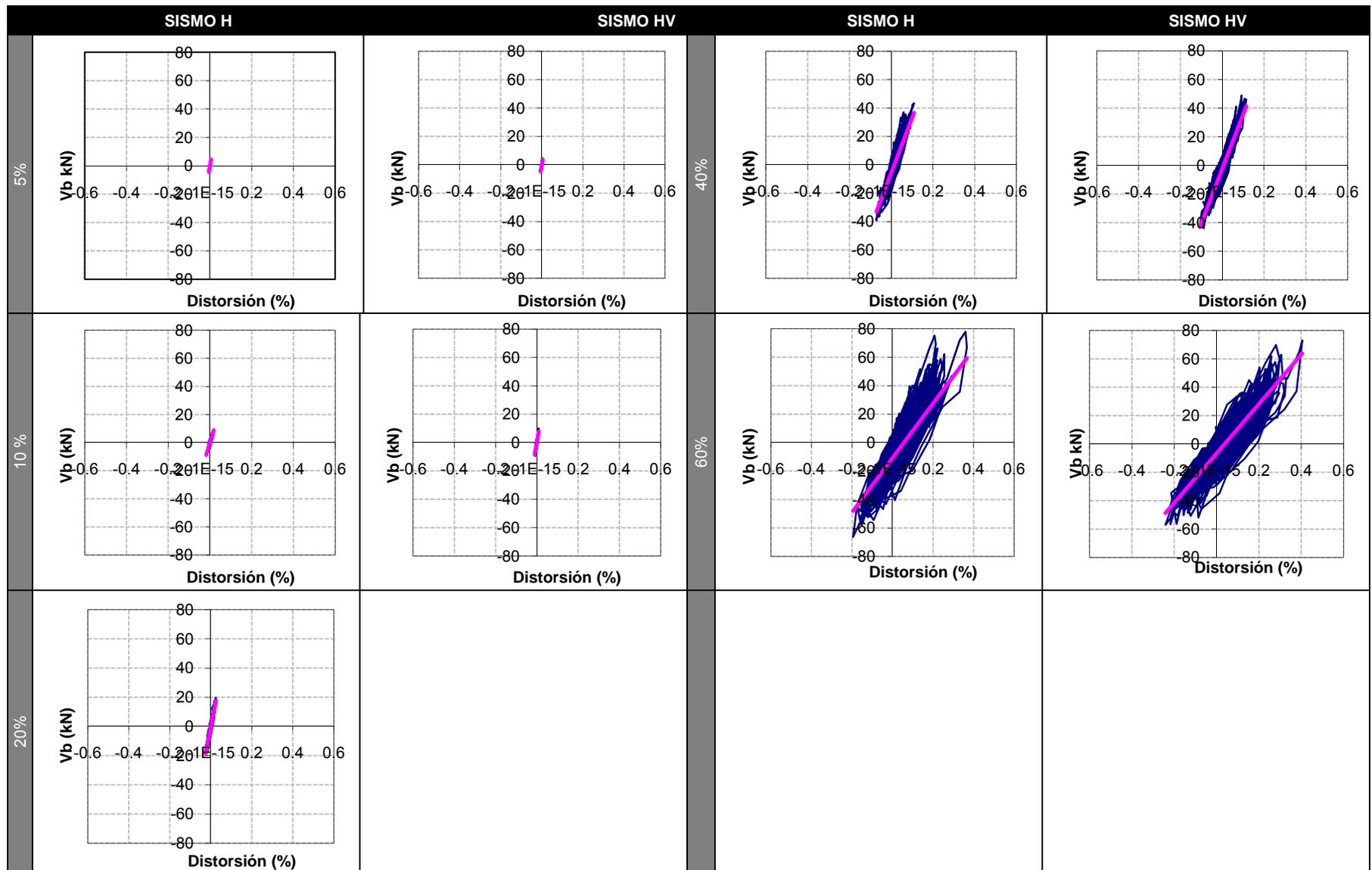


Figura 5.37. Comportamiento histerético del modelo MVTEMP-01

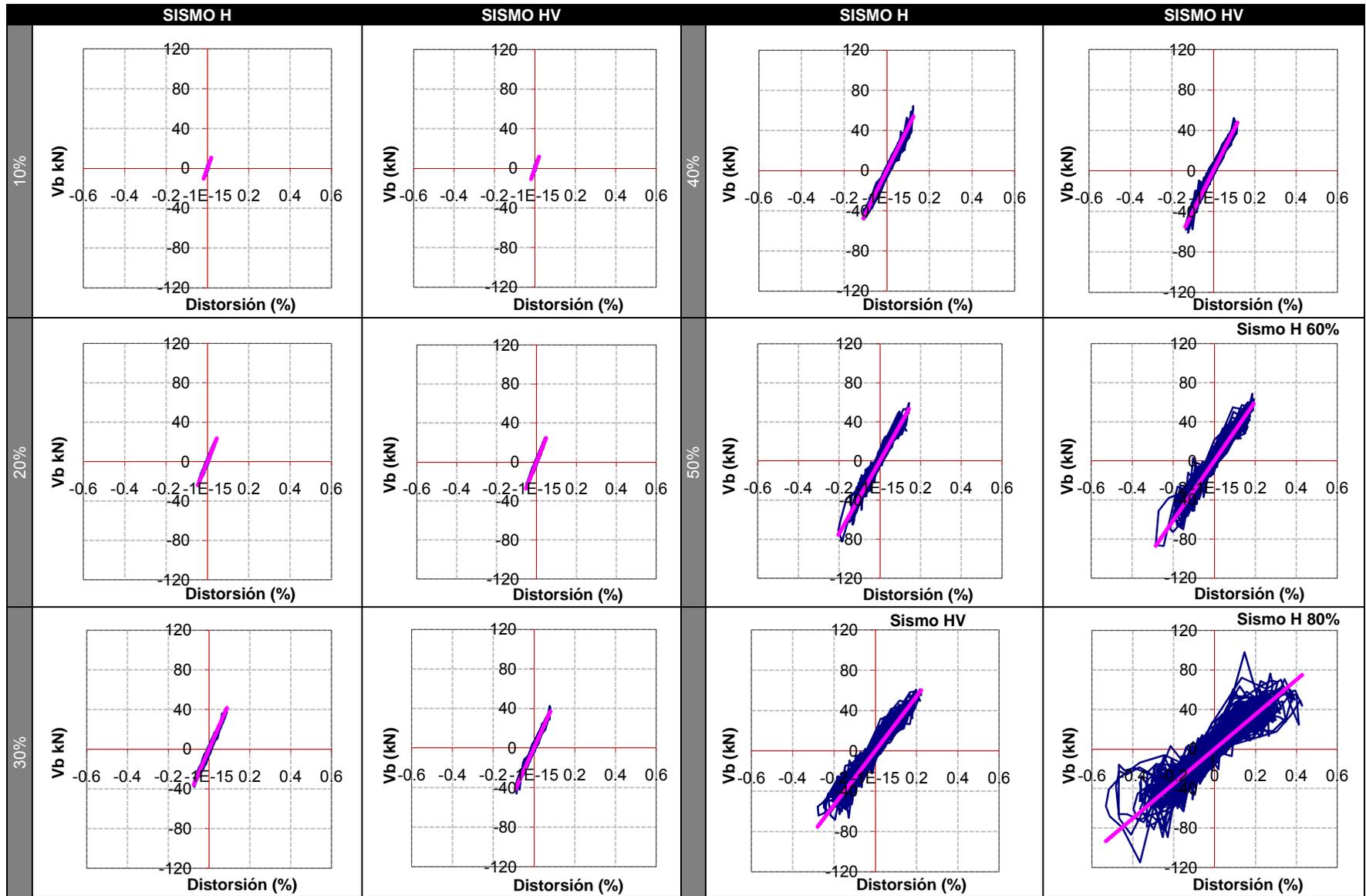


Figura 5.38. Comportamiento histerético del modelo MVTEMP-02

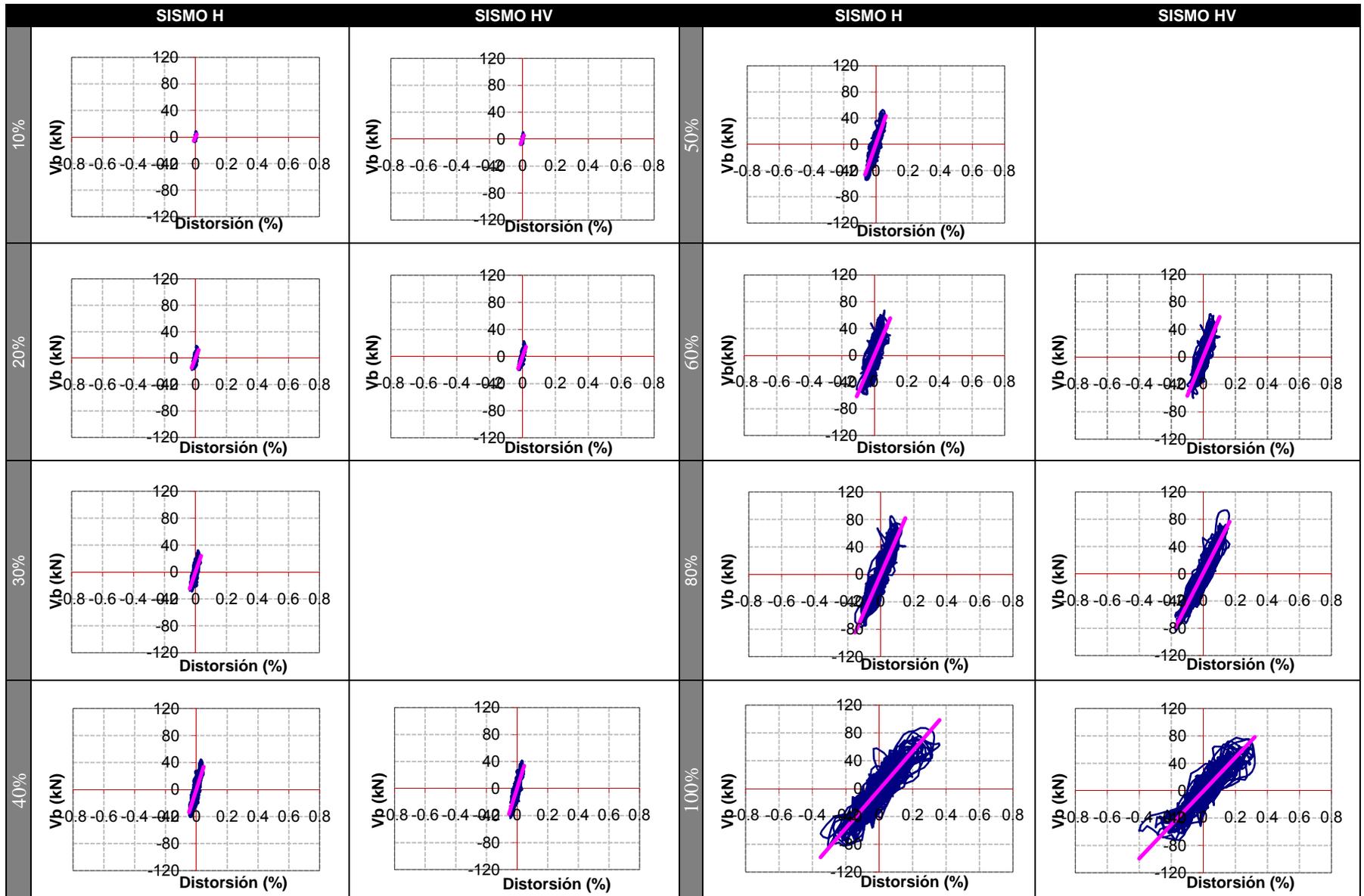


Figura 5.39. Comportamiento histerético del modelo MVTEMP-03

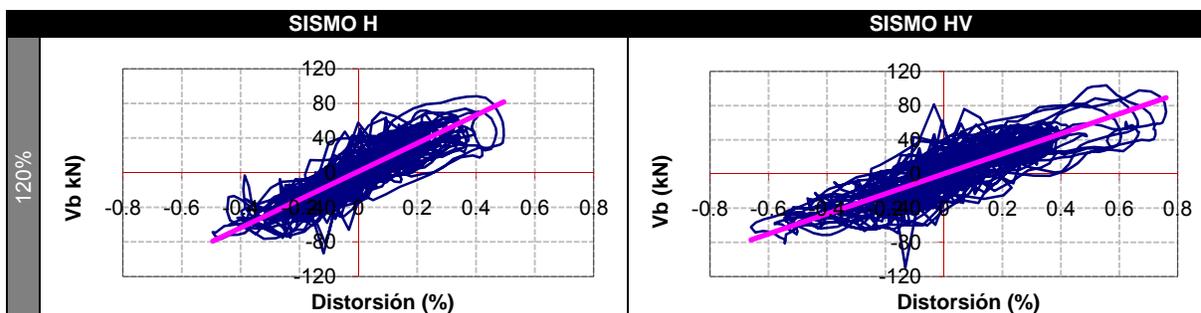


Figura 5.40. Comportamiento histérico del modelo MVTEMP-03 (continuación).

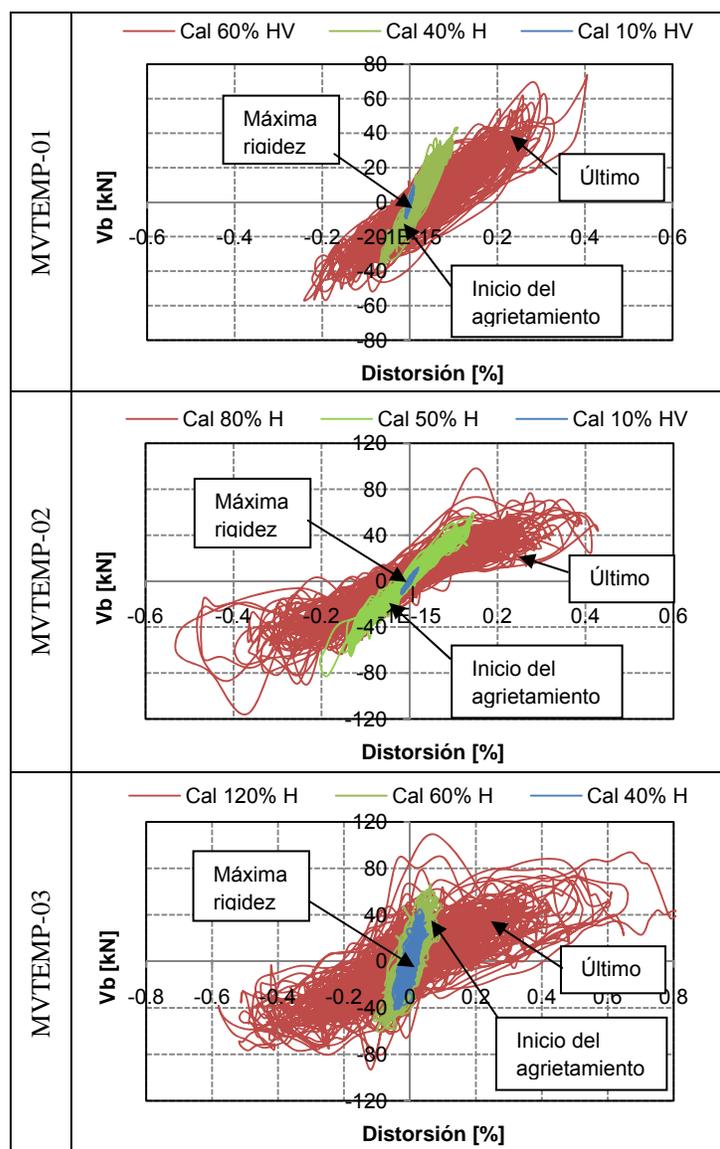


Figura 5.41. Curvas histéricas para los estados máxima rigidez, inicio del agrietamiento y último.

### 5.5.1 Pérdida de rigidez

Para estudiar el deterioro de la rigidez equivalente de los modelos, se usó el concepto de rigidez de ciclo para las curvas histeréticas cortante basal-distorsión descritas anteriormente. De acuerdo con este concepto, la rigidez se define como la pendiente de la línea secante que une los puntos de cortante y distorsión máximos (positivos y negativos), alcanzados durante la prueba. En la Tabla 5.16 se presentan los valores calculados para cada modelo durante su respectivo programa de pruebas. Adicionalmente, empleando la expresión  $k = \frac{m}{(T/2\pi)^2}$ , también se calculó la rigidez.

Tabla 5.16. Rigidez medida para todos los modelos

Prueba [%]	Acel (max)		Rigidez equivalente						$k = \frac{m}{(T/2\pi)^2}$					
			MVTEMP-01		MVTEMP-02		MVTEMP-03		MVTEMP 01		MVTEMP 02		MVTEMP 03	
	H	H	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV
5	0.05		47	46					79	68				
10	0.08	0.07	30	50	35	35	31	37	73	67	46	46	97	84
20	0.15	0.12	45		32	32	36	41	62		40	40	87	82
30	0.23				29	29	41				38	36	79	
40	0.31	0.24	24	24	27	26	44	44	46	41	35	34	73	65
50	0.41				23		43				30		62	
60	0.52	0.28	12	11	19	9	36	36	30	25	26	23	57	52
80	0.62	0.48			11		35	29			17		46	35
100	0.78	0.65					17	15					22	
120	0.85	0.81					10	7					13	10

La máxima rigidez equivalente que desarrolló el modelo MVTEMP-01, fue de 50 kN/mm, para una intensidad de 0.07 g. Después de esta intensidad, la rigidez se fue reduciendo hasta un valor de 11 kN/mm, esto a consecuencia de la aparición e incremento de los daños en el modelo. Para el modelo MVTEMP-02, la rigidez equivalente inicial fue de 36 kN/mm y en este caso no se apreció un incremento en la rigidez, quizás porque el mortero con la anterior prueba pudo haber desarrollado su máxima capacidad de deformación. Con el aumento de la intensidad del movimiento, la rigidez tiende a disminuir sin que se apreciacen daños, y a su vez decae hasta 11 kN/mm con el incremento de los daños a una intensidad de movimiento de 0.29 g. En el modelo MVTEMP-03, se aprecia un incremento en la rigidez equivalente que llega hasta los 44 kN/mm y esto puede ser consecuencia a que este modelo se sometió a un proceso de reconstrucción mayor que el anterior y por lo mismo, el mortero nuevo tendió a consolidarse. La rigidez equivalente última calculada fue de 7 kN/mm. Los valores de rigidez obtenidos mediante la fórmula fueron mayores a los obtenidos mediante la rigidez equivalente, aunque son más precisos.

En la Figura 5.42, se presenta el comportamiento de la rigidez durante cada ensaye para cada modelo. Se observa que en los modelos MVTEMP-01 y MVTEMP-03, al inicio del programa de pruebas para incrementar su rigidez equivalente, el mortero alcanzó su máxima deformabilidad con una distorsión de entre 0.025-0.04 %. En el modelo MVTEMP-02, se observa como la rigidez va decayendo conforme se incrementa la intensidad del movimiento. En la rigidez calculada mediante la fórmula (Figura 5.42), se aprecia también como decae este valor, pero no se observa incremento de esta propiedad, quizás, debido a que el cálculo se hizo con los periodos medidos al final de cada prueba y no durante la misma.

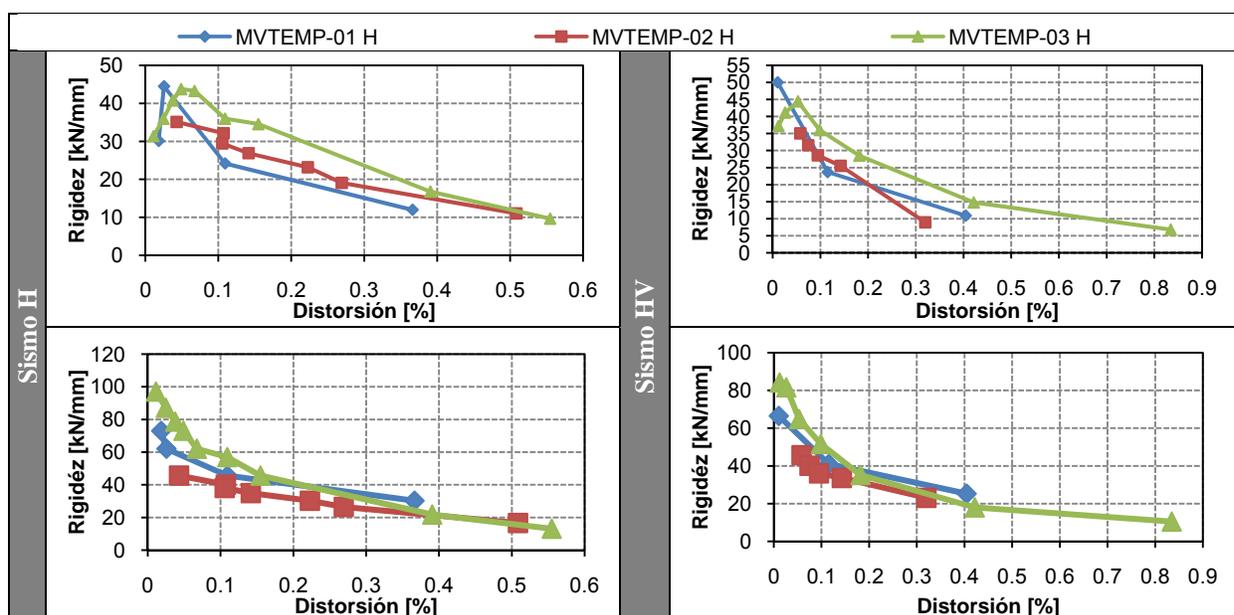


Figura 5.42. Comparación de rigideces.

### 5.5.2 Capacidad de deformación

Una de las principales desventajas de las estructuras de mampostería, cuando se le compara con sus similares de concreto reforzado o acero, es su limitada capacidad para admitir deformaciones inelásticas, ya que estas dan lugar a un deterioro considerable de su rigidez y capacidad de carga. En la Figura 5.43, se presentan las curvas cortante basal-distorsión producidas por los sismos H y HV para los respectivos programas de pruebas de cada modelo.

Se aprecia que en la pendiente inicial de las curvas sismo HV, se presenta un incremento en la pendiente con respecto a las curvas sismo H. Esto es debido a la alta deformabilidad del mortero de cal, que ante la aplicación de movimientos de baja intensidad, permiten la consolidación del mismo, reduciendo las distorsiones en la estructura, y además a que el orden de la aplicación de los sismos para una misma intensidad fue siempre primero sólo con componente horizontal y después con ambos componentes (horizontal y vertical) de aceleración. De esta manera, se observó con las pruebas

aplicadas, que el mortero del modelo MVTEMP-01 se consolidó con un cortante basal de 20 kN. Para el modelo MVTEMP-02 fue de 24 kN y para el modelo MVTEMP-03 de 44 kN. El empleo de los diferentes sistemas de refuerzo redujo las distorsiones de la estructura, y requirió de una mayor fuerza cortante para consolidar el mortero.

Una vez alcanzada la máxima consolidación del mortero, los modelos tendieron a presentar mayores distorsiones con respecto al cortante aplicado, iniciando e incrementando el nivel de daños con la aplicación de movimientos de mayor magnitud. Los modelos MVTEMP-01 y 02 no se llevaron a su resistencia máxima, tal y como se observa en la Figura 5.43, debido a que se evitó el colapso de alguno de sus elementos, el modelo MVTEMP-03 soportó un cortante máximo de 94 kN, después la estructura comenzó a presentar desplazamientos bastante grandes, reduciéndose el cortante aplicado. Aunque pareciera que después recupera resistencia esto no es así, simplemente el sistema de refuerzo evitó el colapso de la estructura, dado que éste no tenía daños, pero gran parte de la mampostería se encontraba fracturada.

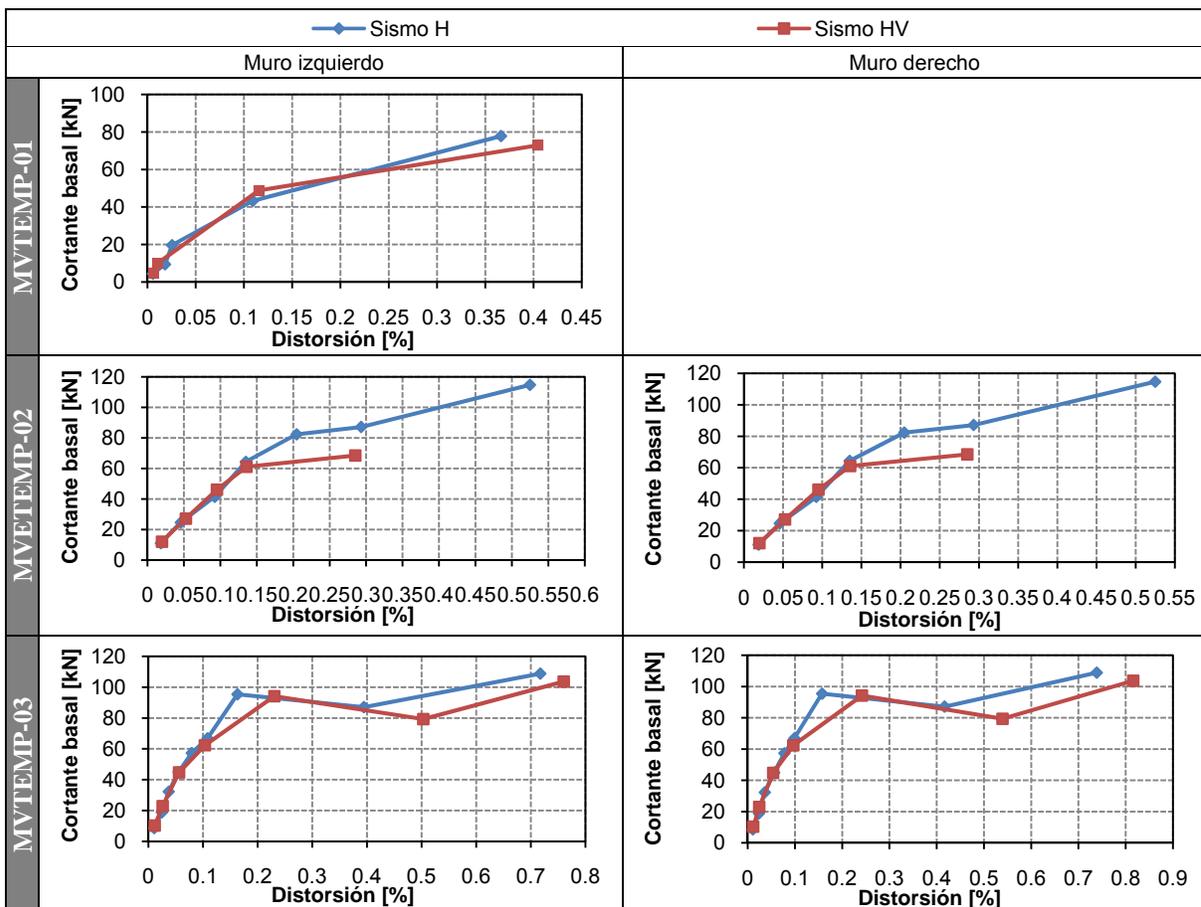


Figura 5.43. Comportamiento del cortante basal y distorsiones máximas durante el programa de pruebas.

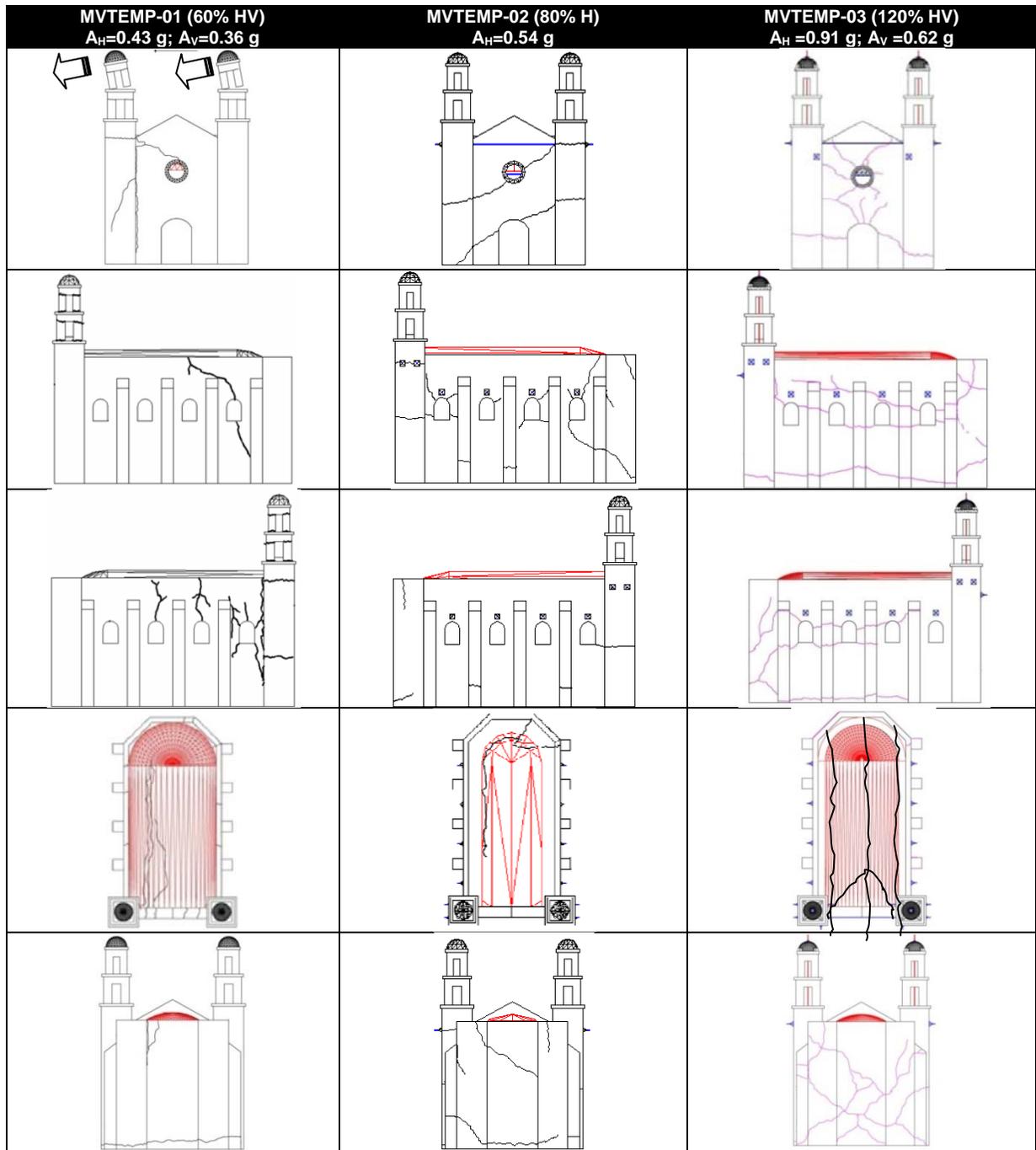
### 5.5.3 Comparación de la respuesta del modelo no reforzado con los reforzados

La mampostería de piedra es un material frágil, que una vez iniciado el agrietamiento, rápidamente se deteriora su rigidez. Con el reforzamiento de los modelos, se trató de reducir el nivel de daño ante el efecto de las acciones sísmicas, al limitar las distorsiones de la nave y de las torres, así como reducir el riesgo de colapso principalmente de los campanarios.

En la Figura 5.44, se observan los principales daños acumulados hasta el final del programa de pruebas de cada ensaye realizado. Se aprecia que los modos de falla resultaron completamente diferentes para cada caso. Los elementos más susceptibles de daño fueron los campanarios por ser elementos de gran esbeltez. En el modelo no reforzado MVTEMP-01, éstos colapsaron durante la aplicación del sismo Cal H 60%. En cambio, en el modelo MVETEMP-02, el uso de la malla electrosoldada en el interior de los campanarios, evitó que el colapso se presentara durante la aplicación del mismo movimiento que en modelo anterior, pero esto indujo que en las torres tuvieran una mayor vibración y que para el sismo Cal H 80% se produjera su falla en la parte en donde se terminaba el refuerzo de la malla, quizás si ésta hubiera recubierto una mayor longitud del cuerpo de la torre pudiera haber alcanzado una mayor resistencia. Para el caso del modelo MVTEMP-03, el empleo del postensado en ambas torres evitó que se presentara daño alguno en sus campanarios hasta un sismo Cal HV 120%, que representa el doble de la aceleración resistida por el modelo no reforzado. Este refuerzo en conjunto con los tensores y la cadena de concreto confinaron la nave de manera que permitieron que se desarrollara una mejor conectividad de los cuerpos de las torres con la fachada y los muros limitando su separación.

El comportamiento de la fachada estuvo relacionado con la resistencia de los campanarios. Para el primer ensaye, el colapso de los campanarios evitó que en la fachada se indujeran fuerzas cortantes mayores, reduciendo el daño comparado con las demás pruebas. En el modelo MVTEMP-02 los campanarios al tener una mayor resistencia sometieron a la fachada a fuerzas cortantes mayores que finalmente ésta no pudo soportar a pesar de contar con el refuerzo transversal dado por las barras de acero colocadas a lo largo de la nave. Para el tercer modelo MVTEMP-03, el uso en conjunto del refuerzo utilizado en el modelo MVTEMP-02 con la adición del postensado en las torres y la cadena perimetral de concreto reforzado, incrementó de manera importante la resistencia del modelo, mejorando la capacidad a cortante de la fachada. Manteniéndose con mínimos daños hasta el 80% de intensidad del sismo Cal.

La colocación de barras a la altura del arranque de la bóveda permitió una menor apertura de la misma. Esto redujo los daños a lo largo de la nave en los modelos MVTEMP-02 y 03. En el ensaye MVTEMP-03, el modelo resistió con un mínimo de daños la máxima intensidad soportada por MVTEMP-02. Sin embargo, en la Figura 5.44, los daños aparentan ser mayores, pero esto es consecuencia a que el modelo MVTEMP-03 se llevó al límite, sin llegar al colapso.



**Figura 5.44.** Comparación de los principales daños ocasionados con el sismo Cal al final de cada ensaye.

En la Figura 5.45, se presenta el comportamiento del periodo transversal con respecto a las distorsiones medidas en la nave. Aunque hubo algunas variaciones en el valor del periodo transversal medido en el modelos MVTEMP-02 y 03 con respecto al medido en MVTEMP-01; éstas fueron debidas a que en las respectivas rehabilitaciones, las grietas fueron inyectadas con una lechada de mayor resistencia que la del mortero original e incrementaron la rigidez de las zonas inyectadas; la

tendencia del incremento del periodo fue aproximadamente la misma en los tres modelos y dependió del tamaño de las distorsiones. Es decir, el valor del periodo estuvo asociado a una determinada distorsión de tal manera que el incremento del periodo en los tres modelos fue aproximadamente el mismo. Sin embargo, el cortante basal necesario para producir una determinada distorsión varió en los tres modelos siendo mayor la aplicada en el modelo MVTEMP-03 que en los otros. Este comportamiento se muestra en la Figura 5.46.

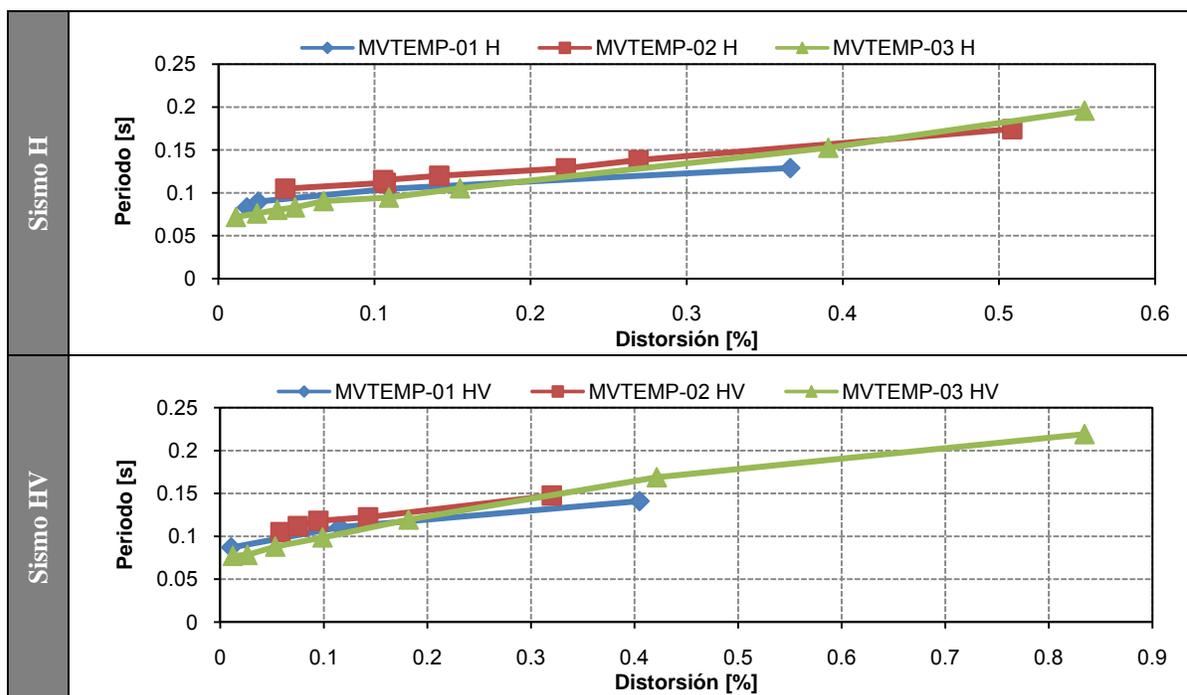


Figura 5.45. Variación del periodo transversal respecto a la distorsión.

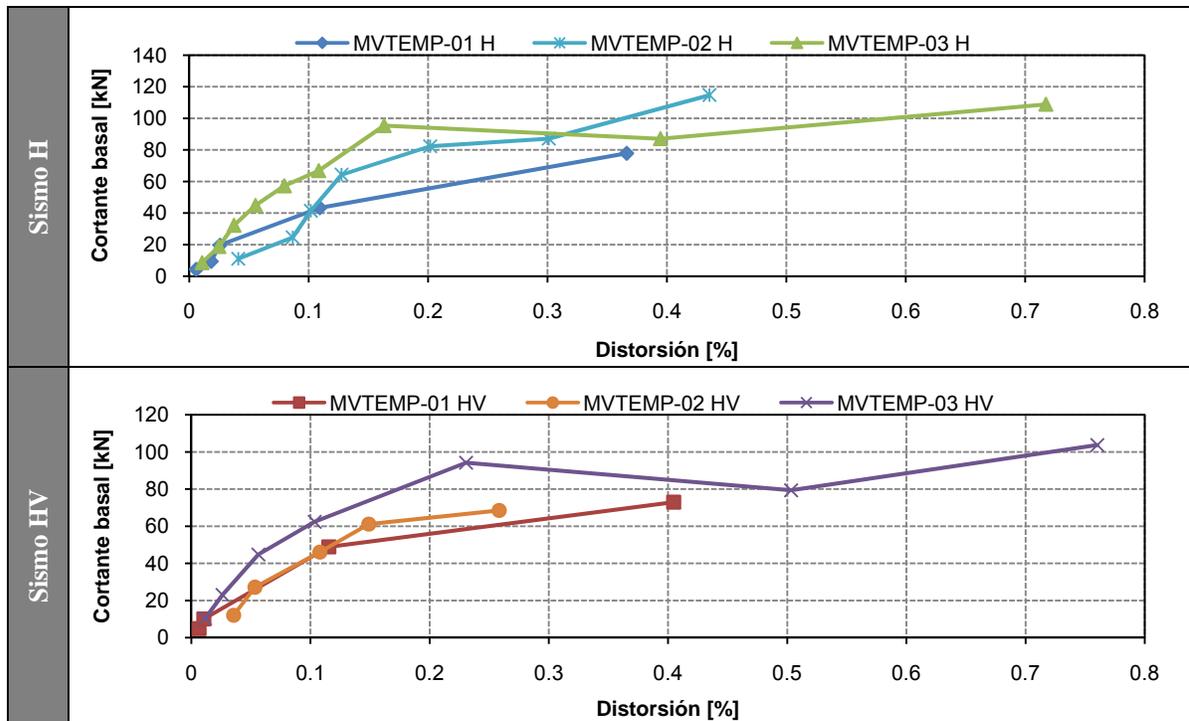


Figura 5.46. Cortante basal máximo medido en cada etapa del programa de pruebas.

Con base en los daños registrados durante cada ensaye y en las distorsiones medidas, fue posible definir una clasificación del nivel de daño producido en los modelos. De este modo se definieron las siguientes cuatro escalas:

Nivel de daño	Descripción
I	Imperceptible, ocasionado por el microfisuramiento y consolidación del mortero (grietas < 1 mm)
II	Leves fisuras (grietas < 2 mm)
III	Grietas visibles (grietas < 3 mm)
IV	Agrietamiento severo (grietas > 3 mm en gran parte del modelo)

De acuerdo con la clasificación anterior y con los daños observados durante las etapas de cada programa de pruebas de los modelos ensayados, fue posible asociar para cada nivel de daño, la máxima distorsión medida en los muros a la altura del arranque de la bóveda. De esta manera, las máximas distorsiones se presentan en la Tabla 5.17.

Con base en esta clasificación de daños, se puede generalizar que para determinados rangos de distorsiones, se les puede asociar a un nivel de daño específico. De esta manera, los modelos reforzados incrementaron en un 100% la distorsión necesaria para que se presentaran los primeros daños con respecto al modelo no reforzado (MVTEMP-01).

Tabla 5.17. Clasificación de daños de los modelos.

Nivel de daño	MVTEMP-01	MVTEMP-02	MVTEMP-03	Escala general
	Distorsión máxima [%]			
I	0.018	0.02	0.021	0.018 a 0.021
II	0.026	0.05	0.053	0.026 a 0.053
III	0.11	0.12	0.15	0.11 a 0.15
IV	0.4	0.53	0.49	≥ 0.4%

Los valores de coeficiente de cortante basal fueron calculados como la relación entre el máximo cortante basal y el peso total del modelo. En la Figura 5.47 se presentan estos valores para cada etapa del programa de pruebas de los tres ensayos. El valor máximo fue 0.6 en el primer ensaye, 0.9 para el segundo y de 0.75 para el tercero, siendo este último menor al segundo quizás, a que el modelo MVTEMP-03, alcanzó mayores daños y ya no pudo desarrollar mayores aceleraciones y además, recordando que para este ensaye, la mesa vibradora fue operada utilizando un nuevo sistema de control, y se pasó de  $\Delta t=0.01$  s a un  $\Delta t=0.008$  s de operación, por lo que hubo algunas variaciones en su respuesta con respecto a la observada en los ensaye anteriores.

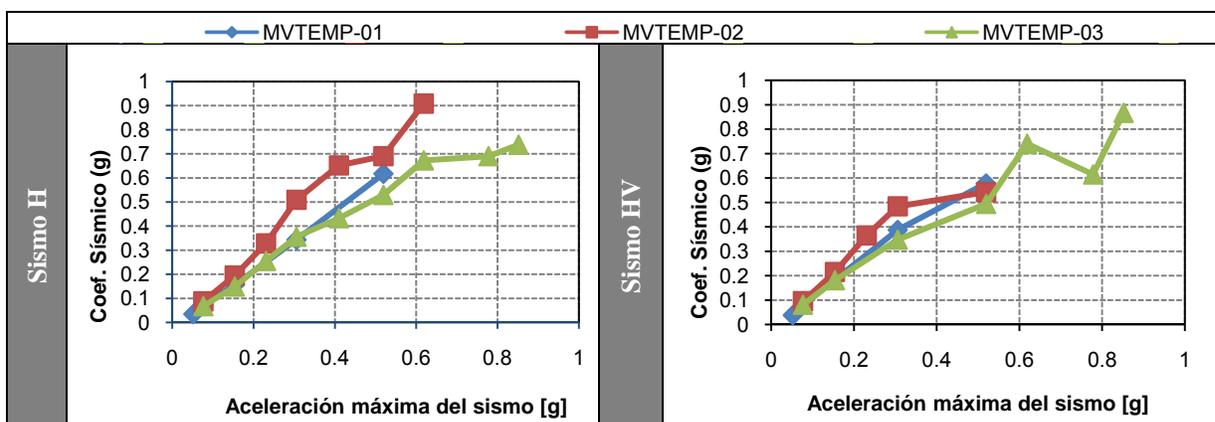


Figura 5.47. Coeficientes sísmicos medidos en los tres ensayos

Comparando las rigideces de ciclo obtenidas en cada programa de pruebas (Ver Figura 5.48), se aprecia que la rigidez final siempre alcanzó un valor aproximado a los 11 kN/mm, independientemente del ensaye realizado. El modelo MVTEMP-01 en su estado sano, registró una rigidez de 47 kN/mm superior a los otros ensayos; sin embargo, al iniciarse los daños, la pérdida de rigidez fue superior a la de los otros ensayos. Para los modelos reforzados, la rigidez inicial fue del orden de los 30-35 kN/mm. Es evidente que en el modelo MVTEMP-03, la degradación de la rigidez fue mínima, mostrando que el refuerzo empleado mejoró notablemente la rigidez del modelo con respecto a los otros.

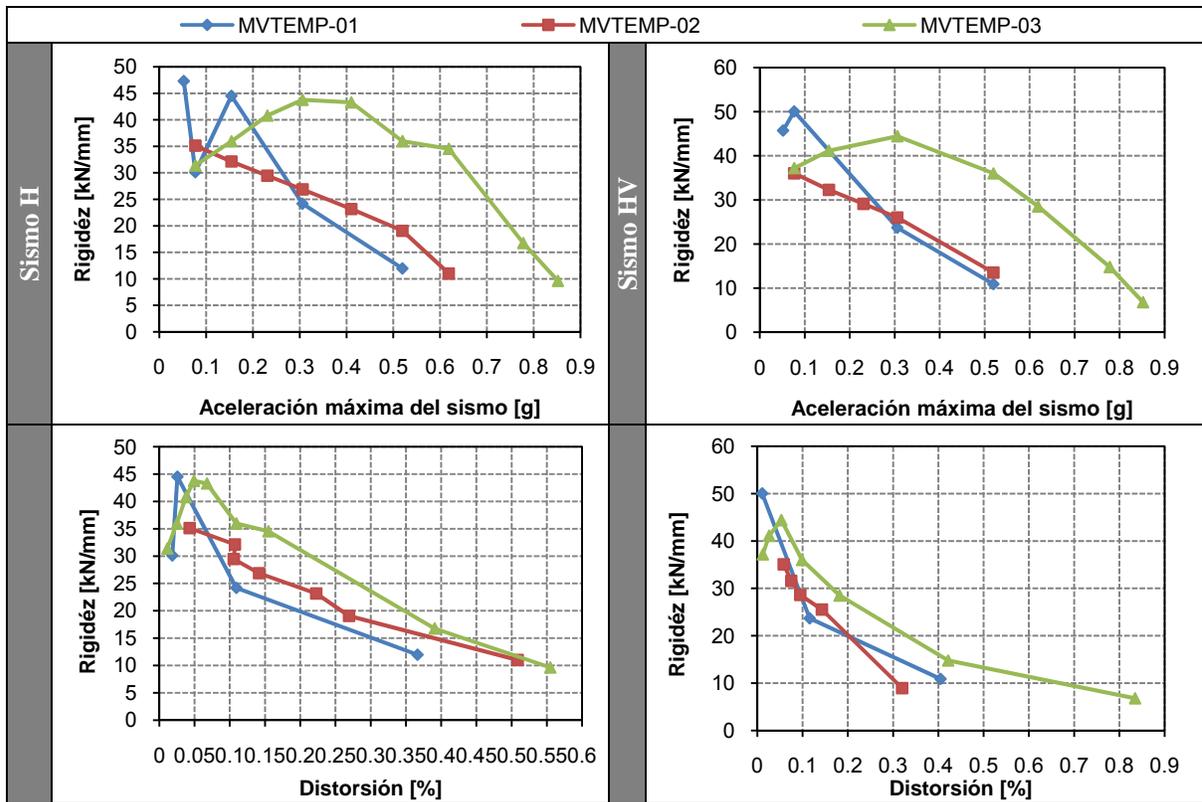


Figura 5.48. Comparación de rigideces.

En la Figura 5.49 se presentan las rigideces calculadas en cada etapa del programa de pruebas conforme éstas se fueron aplicando. Para el primer modelo se realizaron nueve pruebas, en el segundo doce y en el último dieciséis. Independientemente de la intensidad aplicada y de los componentes de aceleración aplicados en la base, la rigidez del modelo siempre se vio afectada de una prueba a otra. Al inicio se apreciaba un ligero incremento, pero después comenzó su decremento a medida que aparecían daños. De alguna manera, la alta deformabilidad del mortero permite que con movimientos de baja intensidad, la estructura se consolide e incremente ligeramente su rigidez.

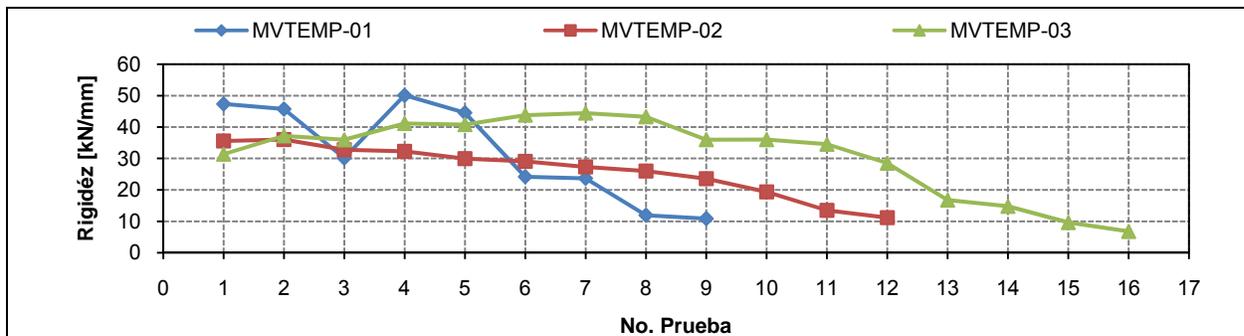
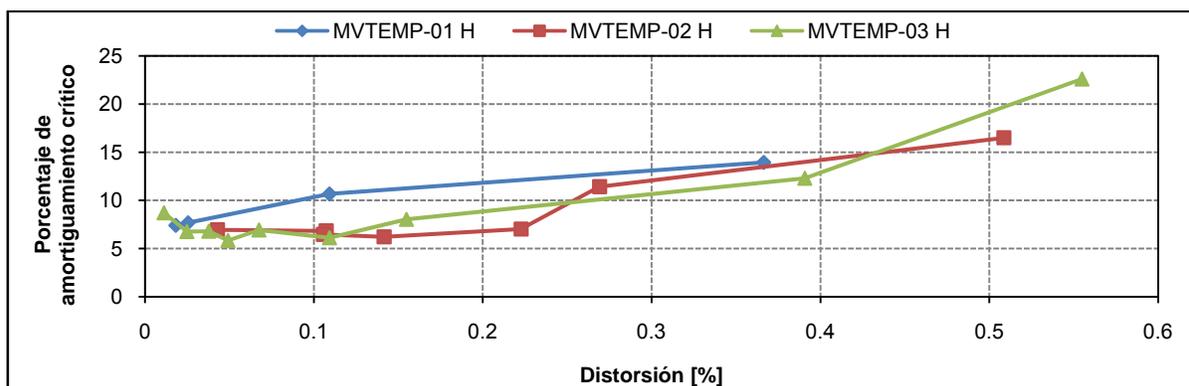


Figura 5.49. Comparación de la rigidez de ciclo entre cada prueba para cada modelo.

En la Figura 5.50, se grafica el porcentaje de amortiguamiento crítico calculado con respecto a la distorsiones registradas en la nave de los modelos. El modelo MVTEMP-01, como era de esperarse, desarrolló mayores índices de amortiguamiento, debido a que al estar carente de algún refuerzo, permitió una mayor disipación de energía, tanto por el incremento de las distorsiones, como por el incremento del agrietamiento. En cambio, en los modelos MVTEMP-02 y 03, los distintos sistemas de refuerzo empleados, redujeron la disipación de energía y por lo tanto, el nivel de daño, de manera que aunque se presentaron distorsiones elevadas, la reducción de daños evitó que el porcentaje de amortiguamiento crítico fuera mayor que el calculado en el modelo sin refuerzo para niveles de distorsiones similares.



**Figura 5.50.** Comparación del porcentaje de amortiguamiento crítico con respecto a las distorsiones calculadas para cada modelo.

Por último, en la Figura 5.51 se comparan los ciclos de histéresis calculados con el cortante basal y las distorsiones medidas a la altura del arranque de la bóveda. En ellos se observan las diferentes respuestas de cada modelo bajo el efecto de las mismas acciones sísmicas, siendo el modelo MVTMEP-03, el que tuvo una menor velocidad de degradación de la rigidez y por lo tanto, menores daños que los otros modelos.

De los sistemas de refuerzo empleados, el utilizado en el modelo MVTEMP-03 resultó ser el más eficiente, debido a que el postensado en las torres evitó el colapso de los campanarios, los tensores en la nave redujeron su apertura, evitando que la mampostería se agrietara rápidamente. La cadena de concreto permitió un mayor confinamiento de la bóveda. La limitación de las distorsiones permitió que el nivel de daño se redujera, comparado con los otros ensayos bajo las mismas condiciones de movimiento aplicado en la base. La resistencia de este modelo fue superior a la de los otros modelos y no se presentó colapso alguno de sus elementos a pesar del daño alcanzado. Esto es de gran importancia, ya que su aplicación en estructuras reales, permitiría salvaguardar vidas humanas y la reparación de los daños sería más sencilla. Además, que no afecta de manera importante la estructura original de los templos.

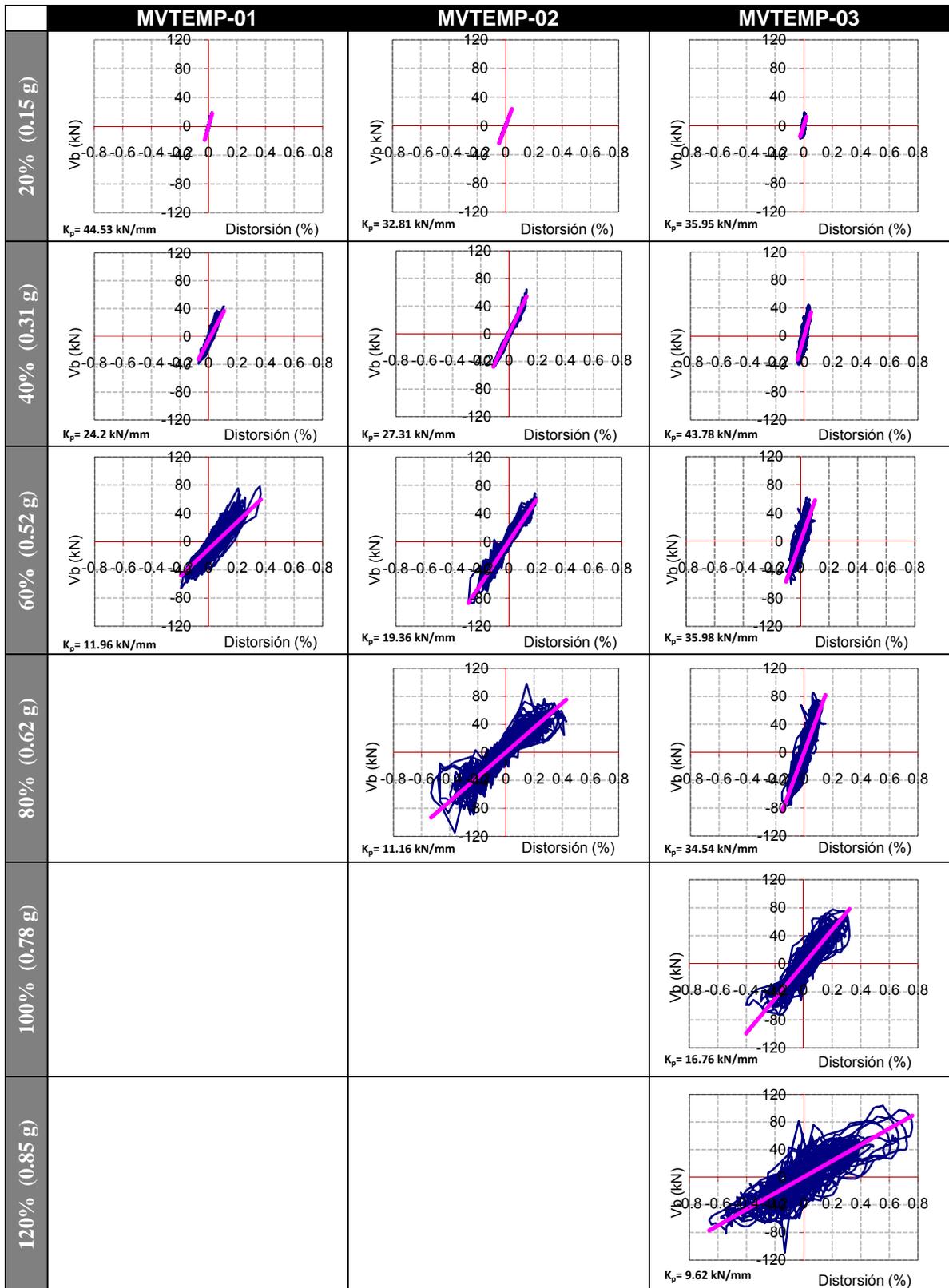


Figura 5.51. Comparación de ciclos de histéresis.

## Capítulo 6

### Simulación numérica

#### 6.1 Descripción de la ley constitutiva seleccionada

En la actualidad existen diversos modelos constitutivos, algunos de gran complejidad, que reproducen de manera aproximada el comportamiento de la mampostería histórica. Sin embargo, muchos de ellos están enfocados a la mampostería de bloque y utilizan parámetros de los materiales que resultan difíciles de obtener experimentalmente. Otros, por estar en desarrollo, aún no están preparados para el análisis de estructuras complejas.

Considerando a la mampostería irregular como un concreto ciclópeo, de baja anisotropía, resulta factible emplear el modelo constitutivo del concreto simple para modelar este tipo de material (Giordano, 2002).

Para realizar el análisis no lineal del modelo del templo se seleccionó el programa comercial ANSYS MULTIPHYSICS 11.0, el cual es un programa de análisis estructural no lineal avanzado, basado en la técnica de elementos finitos, y que tiene la capacidad de realizar modelaciones complejas de problemas físicos relacionados con la ingeniería estructural, transferencia de calor, mecánica de fluidos, acústica y electromagnetismo, los cuales inclusive pueden interactuar entre ellos mismos. Dentro de la amplia gama de modelos constitutivos incluidos en este programa, existe un modelo para el concreto llamado *SOLID65*, que tiene la capacidad de modelar el agrietamiento y aplastamiento del material así como el comportamiento plástico del mismo; a su vez es posible incluir el acero de refuerzo. Aunque existen otros programas para estos cálculos, éste fue seleccionado por ya estar familiarizado con el mismo y porque ha sido la base para el estudio estructural de este tipo de estructuras bajo condiciones estáticas (García, 2007).

Para el estado no dañado del concreto, *SOLID65* considera al material como elástico lineal. Para modelar el agrietamiento o aplastamiento del material, la matriz de esfuerzos-deformaciones se ajusta de acuerdo con el modo de falla.

Para modelar el comportamiento frágil de la mampostería en ANSYS es necesario definir cuando menos dos parámetros del material,  $f_t$  (resistencia a tensión uniaxial) y  $f_m$  (resistencia a compresión uniaxial). El criterio de falla que se adopta es el de (Willam y Warnke, 1975) definido para el concreto y que considera los modos de falla por agrietamiento y aplastamiento. Debido a que en la mayoría de los casos prácticos no es necesario definir las otras tres constantes que se muestran en la Figura 6.1, la superficie de falla puede definirse solamente con  $f_t$  y  $f_m$ .

Los valores mostrados en la Figura 6.1, son válidos si se cumple la condición  $|\sigma_h| \leq \sqrt{3}f_m$ , donde  $\sigma_h = 1/3(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})$  es el estado de esfuerzos hidrostáticos. Esta condición implica que los esfuerzos hidrostáticos son bajos.

$f_t$	Resistencia a tensión uniaxial	
$f_m$	Resistencia a compresión uniaxial	
$f_{cb}$	Resistencia a compresión biaxial	$1.20 f_m$
$f_1$	Resistencia a compresión para un estado biaxial de compresión bajo esfuerzos triaxiales	$1.45 f_m$
$f_2$	Resistencia a compresión para un estado uniaxial de compresión bajo esfuerzos triaxiales	$1.725 f_m$

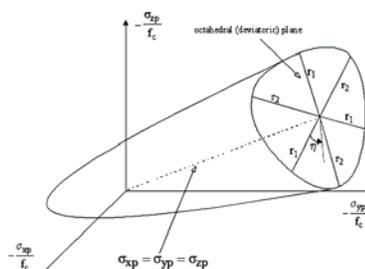


Figura 6.1. Parámetros utilizados en *SOLID65* y superficie de falla en el espacio de los esfuerzos principales

El criterio de falla del concreto para un estado multiaxial de esfuerzos se expresa como:

$$\frac{F}{f_m} - S \geq 0 \quad \text{Ec. (6.1)}$$

Donde:

$F$  = función del estado de esfuerzos principales ( $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ )

$S$  = superficie de falla expresada en términos de los esfuerzos principales y cinco parámetros de entrada  $f_t, f_m, f_{cb}, f_1, f_2$

$f_m$  = resistencia a compresión uniaxial

$\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}$  = esfuerzos principales en las direcciones principales

Si se satisface la Ec. 6.1, el material se agrietará cuando alguno de los esfuerzos principales se encuentre a tensión, y se presentará el aplastamiento si todos los esfuerzos principales son de compresión.

Tanto la superficie de falla  $S$ , como la función de esfuerzos  $F$  se describen en función de los esfuerzos  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ . Donde  $\sigma_1 = \max(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})$  y  $\sigma_3 = \min(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})$ .

Se tiene que  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ , por lo que la falla del material se puede resumir en cuatro dominios:

$$0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \text{ (compresión – compresión – compresión)}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \text{ (tensión – compresión – compresión)}$$

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3 \text{ (tensión – tensión – compresión)}$$

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0 \text{ (tensión – tensión – tensión)}$$

En el primer dominio se presenta el aplastamiento del material; en el segundo hay agrietamiento en el plano perpendicular al esfuerzo principal  $\sigma_1$ . En el tercero puede presentarse agrietamiento en los planos perpendiculares a los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y/o  $\sigma_2$ . El último corresponde a la formación de agrietamiento en las direcciones perpendiculares de alguno o de todos los esfuerzos principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ .

### 6.1.1 Agrietamiento

La presencia de grietas en un punto de integración es representada a través de la modificación de la relación esfuerzo-deformación ( $\sigma - \varepsilon$ ), introduciendo un plano de debilidad en la dirección normal al plano de la grieta.

La matriz  $[D_c^{ck}]$  representa la relación  $\sigma - \varepsilon$  cuando el material se ha agrietado en una sola dirección, la cual está referida al sistema de coordenadas paralelo a la dirección de los esfuerzos principales, donde el eje  $x$  es perpendicular al plano de la grieta:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R^t(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix}$$

$\beta_t$  representa un factor de reducción para la transferencia de cortante en el plano de la grieta, que varía de 0 a 1. Se asigna el valor de 0, cuando se considera que en el plano de la grieta existe una pérdida total de la transmisión de cortante y el valor de 1 cuando en el plano de la grieta se tiene una superficie rugosa en la que no hay pérdida de la transmisión de cortante. Este factor puede ser aplicado tanto en grietas abiertas ( $\beta_t$ ) o cerradas ( $\beta_c$ ).

$R^t$  es el módulo secante como se define en la Figura 6.2, que muestra la resistencia en la condición de agrietamiento; la constante  $T_c$  es un factor de reducción que indica la relajación del esfuerzo de tensión  $f_t$ ; normalmente se le considera como 0.6.

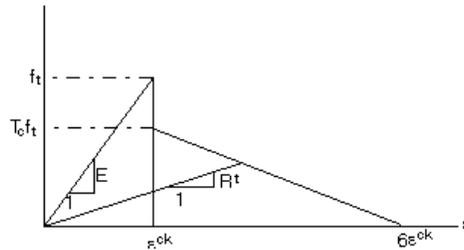


Figura 6.2. Relajación del esfuerzo de tensión  $f_t$

Cuando las grietas están cerradas, todos los esfuerzos de compresión normales al plano de la grieta son transmitidos a través de la grieta y sólo es considerado el factor de transferencia de cortante  $\beta_c$ . Entonces  $[D_c^{ck}]$ , puede expresarse como:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix}$$

Cuando el agrietamiento se presenta en las tres direcciones,  $[D_c^{ck}]$  queda expresada como:

$$[D_c^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{bmatrix}$$

La transformación de  $[D_c^{ck}]$  al sistema de coordenadas del elemento es

$$[D_c] = [T^{ck}]^T [D_c^{ck}] [T^{ck}] \tag{Ec. (6.2)}$$

$$\tag{Ec. (6.3)}$$

Donde  $[T^{ck}]$  es la matriz de coeficientes de transformación de coordenadas.

La apertura o cierre de los puntos de integración están basados en la evaluación de  $\varepsilon_{ck}^{ck}$  llamado deformación de agrietamiento. Para el caso de una posible grieta en la dirección X, este esfuerzo es evaluado como:

$$\varepsilon_{ck}^{ck} = \begin{cases} \varepsilon_x^{ck} + \frac{\nu}{1-\nu} \varepsilon_y^{ck} + \varepsilon_z^{ck} & ; \text{ si el agrietamiento no ha ocurrido} \\ \varepsilon_x^{ck} + \nu \varepsilon_z^{ck} & ; \text{ si el agrietamiento ocurrió en la dirección Y} \\ \varepsilon_x^{ck} & ; \text{ si el agrietamiento ocurrió en las direcciones Y y Z} \end{cases}$$

Donde:

$\varepsilon_x^{ck}$ ,  $\varepsilon_y^{ck}$  y  $\varepsilon_z^{ck}$  = componentes normales de las deformaciones en la orientación de la grieta.

El vector  $\{\varepsilon^{ck}\}$  es calculado con:

$$\{\varepsilon^{ck}\} = [T^{ck}] \{\varepsilon'\} \quad \text{Ec. (6.4)}$$

Donde:

$\{\varepsilon'\}$  = deformación total modificada (en las coordenadas del elemento)

$\{\varepsilon'\}$  = se define como:  $\{\varepsilon'_n\} = \{\varepsilon_{n-1}^{el}\} + \{\Delta\varepsilon_n\} - \{\Delta\varepsilon_n^{th}\} - \{\Delta\varepsilon_n^{pl}\}$

Donde:

N = número de subpaso

$\{\varepsilon_{n-1}^{el}\}$  = deformación elástica para el previo subpaso

$\{\Delta\varepsilon_n\}$  = incremento de la deformación total (basada en  $\{\Delta u_n\}$ , el incremento del desplazamiento superior del subpaso)

$\{\Delta\varepsilon_n^{th}\}$  = incremento térmico de deformación

$\{\Delta\varepsilon_n^{pl}\}$  = incremento plástico de deformación

Si  $\varepsilon_{ck}^{ck} < 0$ ; la grieta asociada se asume que está cerrada.

Si  $\varepsilon_{ck}^{ck} \geq 0$ ; la grieta asociada se asume que está abierta. Cuando el primer agrietamiento ocurre en un punto de integración, la grieta se asume que estará abierta para la siguiente iteración.

### 6.1.2 Aplastamiento

Si el material en algún punto de integración falla por compresión uniaxial, biaxial o triaxial, se asume que hay aplastamiento del material en ese punto. Esto indica un completo deterioro de la integridad estructural del material. Bajo condiciones en donde el aplastamiento ha ocurrido, la contribución del punto de integración a la rigidez es ignorada.

### 6.1.3 Criterio de Falla de Drucker-Prager

Para tener una mejor aproximación del comportamiento real de una estructura de mampostería, es necesario considerar las deformaciones plásticas. En ANSYS es posible definir la superficie de falla de Drucker-Prager, en la cual la superficie de fluencia es definida mediante los parámetros que representan la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). Si el flujo es no asociado se debe definir además el ángulo de dilatación ( $\nu$ ). La dilatación controla la expansión volumétrica durante la deformación plástica y el tipo de regla de flujo. El modelo de Drucker-Prager es representativo de un comportamiento elástico y perfectamente plástico.

Para explicar el significado físico del valor de la dilatación se presenta la Figura 6.3, donde se traza la función de fluencia representada en un plano en el espacio de esfuerzos  $\tau - \sigma$ . Cuando la regla de flujo es asociada, la deformación plástica es normal a la superficie de fluencia y habrá una expansión del volumen del material con deformaciones plásticas. Si  $\phi$  es menor que  $\nu$ , la expansión volumétrica será menor. Si  $\phi$  es cero, no habrá expansión del volumen. La superficie de fluencia no cambia conforme progresa la fluencia, por lo que no hay una regla de endurecimiento y el material es elástico y perfectamente plástico.

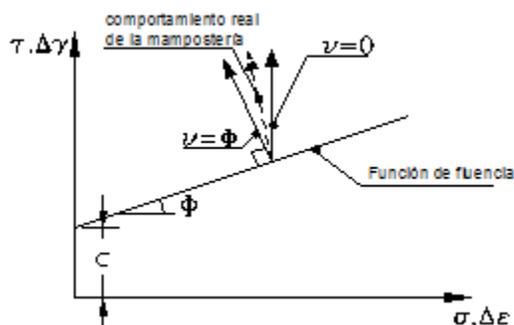


Figura 6.3. Regla de flujo para la mampostería: comportamiento en fricción ( $\phi$ ) y dilatación ( $\nu$ )

## 6.2 Análisis transitorio (paso a paso) no lineal

### 6.2.1 Análisis dinámico

La ecuación de equilibrio de movimiento dada por:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F^a\} \quad \text{Ec. (6.5)}$$

Donde:

$[M]$  = matriz de masas

$[C]$  = matriz de amortiguamiento

$[K]$  = matriz de rigideces

$\{\ddot{u}\}$  = vector de aceleración nodal

$\{\dot{u}\}$  = vector de velocidad nodal

$\{u\}$  = vector de desplazamiento nodal

$\{F^a\}$  = vector de fuerzas aplicadas

Esta ecuación es resuelta por el programa ANSYS empleando el método de integración de Newmark. En el Anexo 1 se describe este método.

## 6.2.2 Método de solución completo

En ANSYS se incluyen tres métodos para la realización del análisis dinámico transitorio: el completo, el de superposición modal y el reducido. El método completo resuelve de manera directa la Ec. 6.17 (Anexo 1); además, incluye todas las posibles no-linealidades del material (plasticidad, grandes deformaciones y deflexiones) pero tiene la desventaja de requerir mayor tiempo de cómputo. El de superposición modal utiliza las frecuencias naturales y formas modales de una estructura lineal para predecir la respuesta ante funciones transitorias de fuerzas, pero no admite no-linealidades del material. De igual manera, el método reducido reduce el tamaño del problema empleando grados maestros de libertad. Después de que los desplazamientos de los grados maestros de libertad han sido calculados, ANSYS extiende la solución a los grados originales, sin embargo, este método tampoco permite incluir no-linealidades del material.

Para la realización del análisis no lineal bajo cargas sísmicas del modelo, se empleó el método de solución completo, que es el único que considera la no linealidad de los materiales y requiere de establecer condiciones de carga iniciales, las cuales pueden ser: desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Para cada caso se tienen las siguientes consideraciones:

Para desplazamientos iniciales:

$$\{u_0\} = \begin{cases} \{0\} & ; \text{si no se tiene un análisis previo y no existen condiciones iniciales} \\ \{u_s\} & ; \text{si no se tiene un análisis previo pero existen condiciones iniciales} \\ \{u_s\} & ; \text{si existe un análisis estático previo} \end{cases}$$

Donde:

$\{u_0\}$  = vector inicial de desplazamientos

$\{u_s\}$  = vector de desplazamientos que especifica las condiciones iniciales

$\{u_s\}$  = vector de desplazamientos resultante de un análisis estático previo

Para velocidades iniciales:

$$\{\dot{u}_0\} = \begin{cases} \{0\} & ; \text{si no se tiene un análisis previo y no existen condiciones iniciales} \\ \{\dot{u}_s\} & ; \text{si no se tiene un análisis previo pero existen condiciones iniciales} \\ \frac{\{u_s\} - \{u_{s-1}\}}{\Delta t} & ; \text{si existe un análisis estático previo} \end{cases}$$

Donde:

$\{\dot{u}_0\}$  = vector inicial de velocidades

$\{\dot{u}_s\}$  = vector de velocidades para las condiciones iniciales

$\{u_s\}$  = desplazamientos correspondientes a un análisis estático previo

$\{u_{s-1}\}$  = desplazamiento correspondiente al punto en el tiempo antes de la solución  $\{u_s\}$ . Si

$\{u_{s-1}\}$  es  $\{0\}$  entonces,  $\{u_s\}$  es la primera solución del análisis.

$\Delta t$  = incremento del tiempo

En el caso de la aceleración inicial es simple:

$$\{\ddot{u}_0\} = \{0\}$$

Donde:

$\{U_0\}$  = vector inicial de aceleraciones

Si la aceleración inicial no es cero, como en el caso de un problema de caída libre, es necesario realizar un paso extra adicional de carga antes de realizar el análisis transitorio.

El cálculo de las fuerzas resultantes en los nodos como lo son: las fuerzas de inercia, amortiguamiento y las cargas en los nodos son calculadas para cada elemento del modelo.

La fuerza inercial para un elemento dado es calculada por:

$$\{F_e^m\} = \{M_e\}\{\ddot{u}_e\} \quad \text{Ec. (6.20)}$$

Donde:

$\{F_e^m\}$  = vector de fuerzas inerciales del elemento

$\{M_e\}$  = matriz de masa del elemento

$\{\ddot{u}_e\}$  = vector de aceleraciones del elemento

La aceleración de los grados de libertad (GDL) está dada por la Ec. 6.15 para el tiempo  $t_{n+1}$ . El vector de aceleración  $\{\ddot{u}_e\}$  es la aceleración promedio entre el tiempo  $t_{n+1}$  y  $t_n$ .

El amortiguamiento resultante para cada elemento es calculado con:

$$\{F_e^c\} = \{C_e\}\{\dot{u}_e\} \quad \text{Ec. (6.21)}$$

Donde:

$\{F_e^c\}$  = el vector de fuerzas amortiguamiento

$\{C_e\}$  = matriz de amortiguamiento del elemento

$\{\dot{u}_e\}$  = vector velocidad del elemento

La velocidad resultante de los GDL es calculada mediante la Ec. 6.16.

Las cargas estáticas resultantes son calculadas de igual manera que para el caso de un análisis estático. La reacciones en los nodos son calculadas como la suma negativa de los tres tipos de cargas (inercia, amortiguamiento y estático) sobre todos los elementos conectados a los nodos con desplazamientos fijos.

### 6.3 Modelos de elemento finito

Debido a la complejidad para construir y ejecutar análisis no lineales, por la alta demanda de recursos de cómputo, sólo se realizaron las simulaciones de dos de los modelos ensayados en mesa vibradora; el modelo sin reforzar MVTEMP-01 y el reforzado MVTEMP-03. Las pruebas que se simularon fueron; la CAL 40% y la CAL 60% para el primer modelo; y para el segundo, la CAL 60% y la CAL 100%; haciendo análisis con movimiento en la base sólo del componente horizontal de aceleración y después para ambos componentes horizontal y vertical actuando de manera simultánea. Las historias de aceleración aplicadas en las base de los modelos fueron tomadas de las registradas en las respectivas pruebas realizadas en la mesa vibradora en cada modelo.

La malla de los modelos fue construida con elementos prismáticos de forma regular con 8 nodos y elementos cuña de 6 nodos (Figura 6.4), respetando que no tuvieran una relación de aspecto superior a 20, para no obtener resultados erróneos. El uso de los elementos cuña no suele ser recomendable dado que se pueden generar concentraciones de esfuerzos, pero debido a lo complicado de la geometría del modelo su uso fue inevitable.

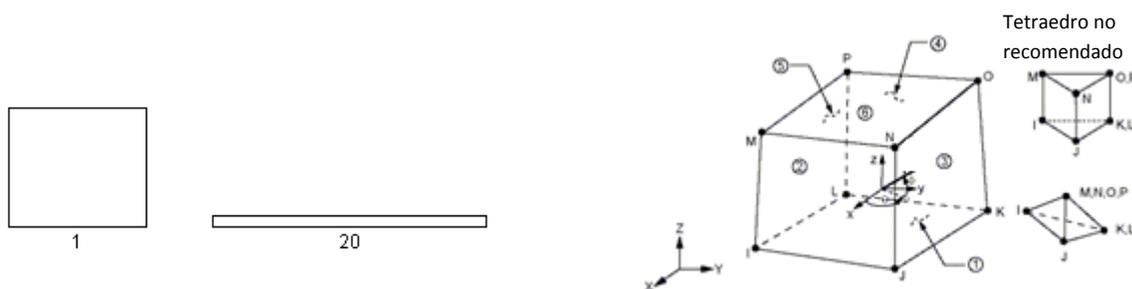


Figura 6.4. Características de la geometría del elemento *SOLID65* (ANSYS, 2007)

Las barras de acero utilizadas en el modelo MVTEMP-03, fueron modeladas utilizando elemento barra *LINK8* (Figura 6.5), el cual permite modelar el comportamiento a tensión o a compresión del acero. Tiene tres grados de libertad en cada nodo: desplazamientos en dirección X, Y y Z. Se define con dos nodos, el área de la sección transversal, una deformación inicial que equivale a considerar

esfuerzos de preesfuerzo y las propiedades del material. Además, es posible incluir la curva esfuerzo-deformación del acero. La deformación inicial está dada por la deformación unitaria del acero, para un esfuerzo determinado.

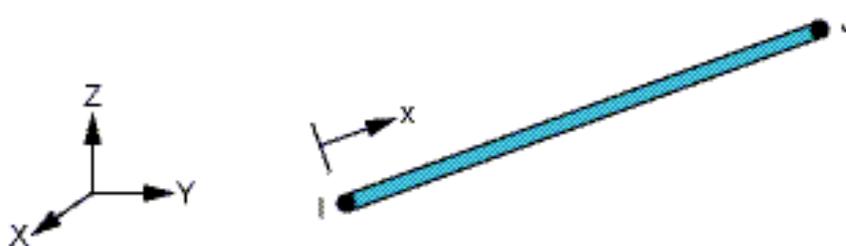


Figura 6.5. Elemento barra *LINK8*

El modelo de elemento finito para MVTEMP-01 quedó conformado por 28625 elementos sólidos (Figura 6.6). La masa adicional de 19.6 kN (2t), colocada sobre la bóveda para incrementar las fuerzas inerciales, fue modelada empleando elementos de mínimo espesor con una masa suficiente para que el total representara la masa aplicada en el modelo; esto fue necesario dado que el programa cuando realiza un análisis modal, no considera el efecto de las cargas. Existe otra manera de que el programa tome en cuenta el efecto de estas masas adicionales y es empleando el elemento *MASS21*, sólo que para nuestro modelo resultó más simple utilizar la técnica anteriormente comentada. De esta manera el modelo de elemento finito para MVTEMP-03 quedó conformado por 29201 elementos sólidos (Figura 6.6). La cadena de concreto se modeló utilizando el mismo elemento *SOLID65*, pero incluyendo el porcentaje de acero y las propiedades del concreto empleado. También, se modelaron las placas de respaldo en donde se apoyaban las barras de acero que permitían una mejor distribución de los esfuerzos sobre la mampostería. La modelación de la malla electrosoldada recubierta con mortero que se colocó en el interior de los campanarios para el ensaye MVTEMP-02, al igual que la cadena de concreto, se modeló empleando el elemento *SOLID65*, incluyendo el porcentaje de acero respectivo.

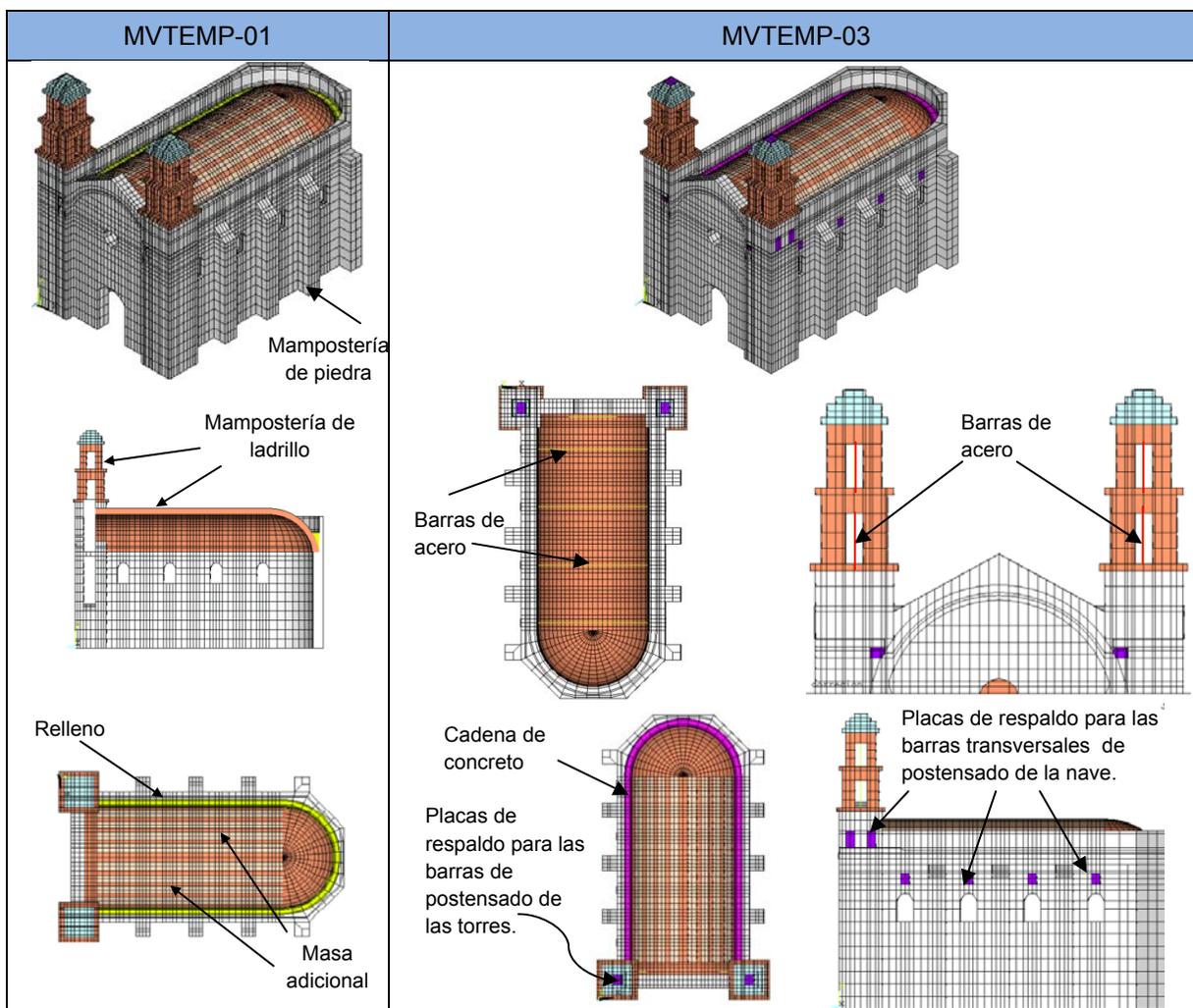


Figura 6.6. Malla de los dos modelos del templo para el análisis con ANSYS

Las propiedades de los materiales que se emplearon para la simulación numérica del modelo MVTEMP-01 se indican en la Tabla 6.1; éstas no necesariamente corresponden a las obtenidas experimentalmente, principalmente en el caso de la resistencia a tensión ( $f_t$ ), dado que con los valores obtenidos en laboratorio que fueron de alrededor del 2% de la resistencia a compresión ( $f_m$ ), el modelo analítico que está elaborado bajo la ley constitutiva del concreto, presentó problemas de convergencia a intensidades muy bajas de la acción sísmica, debido a que se presentaban agrietamientos severos en todo el modelo que lo ponían en una condición de colapso que no correspondía a la respuesta observada experimentalmente. Por tal razón, para continuar estudiando este modelo constitutivo y revisar si se podía obtener una mejor aproximación de la respuesta medida de los especímenes, dado que ya no fue posible estudiar otra ley constitutiva; fue necesario ajustar el valor de  $f_t$ . En García, 2007, para análisis estáticos no lineales de mampostería de conglomerado, se empleó una  $f_t = 0.07 f_m$ . Con este valor se realizó un nuevo análisis mejorando notablemente la respuesta del modelo, pero aún sin llegar a tener los resultados esperados, por lo que se probaron otros porcentajes,

encontrándose que para una  $f_t=0.08f_m$ , la respuesta del modelo era aproximada a la medida. Para porcentajes mayores a éste, el modelo incrementaba de manera importante su resistencia (Ver Figura 6.7). Esto demostró que para este modelo matemático, la resistencia a tensión de los materiales influye notablemente en su comportamiento.

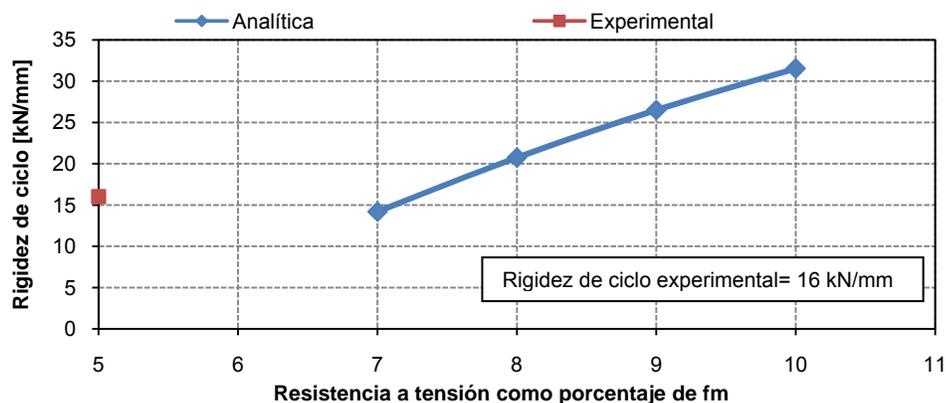


Figura 6.7. Calibración de la resistencia a tensión de la mampostería.

Las propiedades de los materiales para el modelo MVTEMP-03 se indican en la Tabla 6.1. La resistencia a tensión ( $f_t$ ) se tomó como 0.08 de la resistencia a compresión ( $f_m$ ), como en la modelación anterior. Para este modelo las propiedades se incrementaron en un 25% para considerar los efectos de las reparaciones anteriores a que fue sometido el modelo, al inyectarse con lechada cementante. Este porcentaje se tomó de manera empírica, dado que no fue posible realizar pruebas experimentales para obtener las resistencias de las mamposterías inyectadas. Con estos valores la respuesta del modelo fue aproximada a la medida.

De acuerdo con algunos estudios sobre concreto reforzado y mampostería de ladrillo (Dahmani et al., 2010 y Barchielli, 2003), el coeficiente de transferencia de cortante  $\beta_t$  para cuando la grieta se encuentra abierta varía entre 0.5 y 0.15; para el caso de la mampostería de piedra, fue asumido como 0.6, debido a que las grietas en este material son más rugosas que las de otro tipo. El coeficiente de transferencia de cortante, para cuando la grieta está cerrada,  $\beta_c$ , fue considerado como 0.8, según estudios realizados por Hemmanty, 1998, en modelos de concreto reforzado. El factor de reducción del esfuerzo de tensión  $T_c$  se consideró 0.7.

Con las propiedades calibradas de cada modelo, se realizaron los análisis modales correspondientes para estimar las frecuencias fundamentales de vibrar. En este tipo de análisis aunque se tengan definidas todas las propiedades necesarias para hacer un análisis no lineal, el programa sólo considera las propiedades de módulo de elasticidad, relación de Poisson y masa específica, el resto es ignorado. Para estimar las frecuencias considerando el comportamiento no lineal, es necesario realizar un análisis espectral.

Tabla 6.1. Propiedades de los materiales adoptados para la simulación numérica

Modelo	MVTEMP-01				MVTEMP-03			Curva esfuerzo-deformación del acero
	Mampostería		Mampostería		Concreto	Aplanado de torres	Acero	
	Piedra	Ladrillo	Piedra	Ladrillo				
Densidad de masa [kg/m <sup>3</sup> ]	1830	1580	1830	1580	2450	1800	8000	
Modulo de Young [MPa]	441	1177	551	1472	19620	9810	206010	
Relación de Poisson	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
Resistencia a compresión [MPa]	1.28	3.92	1.59	4.91	19.62	9.81		
Resistencia a tensión [MPa]	0.10	0.31	0.13	0.39	1.57	0.78		

### 6.4 Amortiguamiento de Rayleigh

En análisis no lineales, es necesario definir la matriz de amortiguamiento, dado que al tener una respuesta no lineal, las formas modales no pueden ser constantes al estar cambiando la matriz de rigidez; por lo tanto, el amortiguamiento no puede ser expresado en términos del porcentaje del amortiguamiento crítico. En un principio por simplicidad se realizaron análisis considerando un porcentaje de amortiguamiento crítico de 6% (Figura 6.8), sin embargo, el modelo no tenía la suficiente capacidad de disipación de energía, lo que ocasionaba su falla prematura. Por tal razón, se prosigió con la definición de la matriz de amortiguamiento.

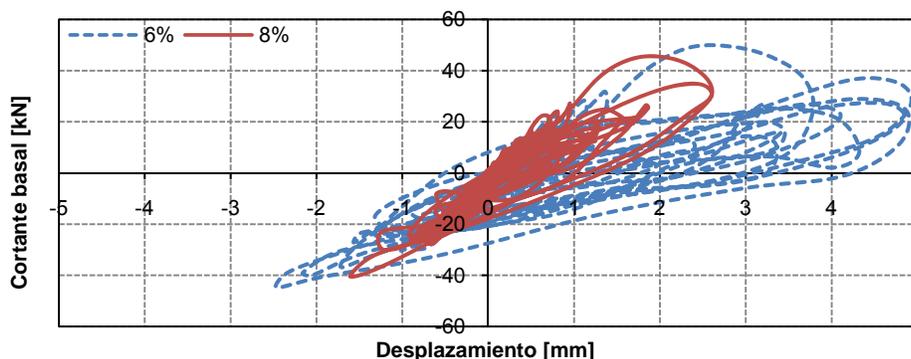


Figura 6.8. Comportamiento de la rigidez al variar el porcentaje de amortiguamiento crítico.

La manera más simple para formular una matriz de amortiguamiento (C) es hacerla proporcional a la matriz de masa (M) y de rigidez (K), porque las formas modales son ortogonales respecto a cada uno de éstos. Por lo tanto, la matriz de amortiguamiento puede calcularse considerando las constantes de proporcionalidad  $\alpha$  y  $\beta$  que tienen unidades segundo<sup>-1</sup> y segundo, respectivamente. A esto se le conoce como el amortiguamiento de Rayleigh (Clough y Penzien, 2003).

$$(C) = \alpha(M) + \beta(K)$$

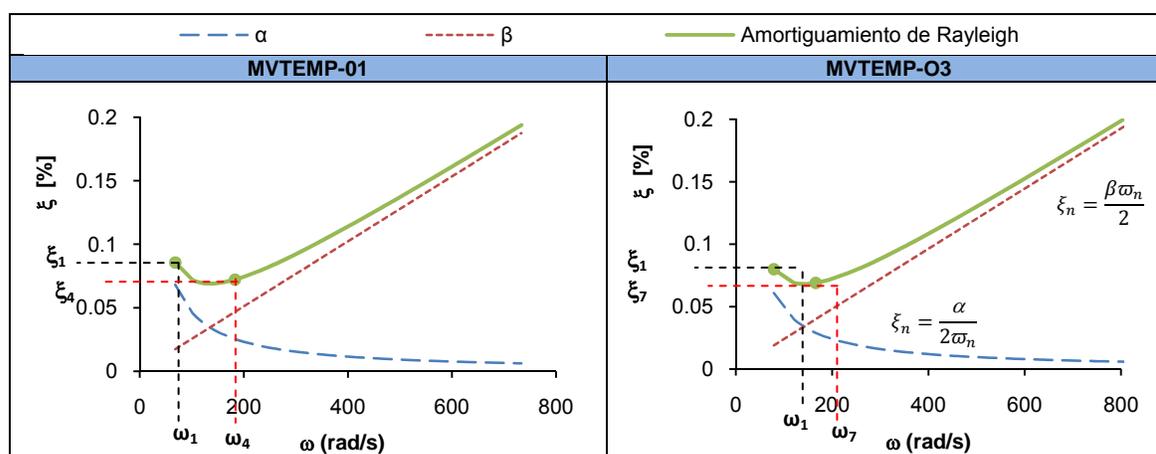
Los valores  $\alpha$  y  $\beta$ , se obtienen mediante la solución de un par de ecuaciones simultáneas, cuando se conocen los porcentajes de amortiguamiento crítico  $\xi_m$  y  $\xi_n$  asociados con dos frecuencias específicas ( $\omega_m$ ,  $\omega_n$ ). Se recomienda que la primera frecuencia corresponda al modo fundamental del sistema de múltiples grados de libertad y que  $\omega_n$  se encuentre entre los modos superiores que más contribuyen a la respuesta dinámica.

$$\begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} = 1/2 \begin{bmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix}$$

Para el cálculo de las constantes  $\alpha$  y  $\beta$ , se utilizaron los porcentajes de amortiguamiento crítico asociados a los modos fundamentales transversal y vertical, calculados con las señales de ruido blanco aplicadas a los respectivos modelos experimentales antes de iniciar con el programa de pruebas, empleando el método de Rinawi descrito en el Capítulo 5. Los valores de frecuencia para el cálculo fueron tomados del análisis modal. En la Tabla 6.2, se presentan estos valores, junto con las relaciones entre el porcentaje de amortiguamiento crítico y la frecuencia para cada modelo.

Tabla 6.2. Parámetros de Rayleigh

Modelo	Dirección	Experimental Periodo [Hz]	Analítico Periodo [Hz]	$\xi$ [%]	$\alpha$ [1/s]	$\beta$ [s]
MVTEMP-01	Transversal	12.8	12.3	0.088	9.31	0.0005
	Vertical	24.1	21.6	0.069		
MVTEMP-03	Transversal	14.1	12.6	0.08	9.65	0.0005
	Vertical	29.5	26.4	0.069		



Con la obtención de estos parámetros, con las propiedades de los materiales y con las acciones sísmicas correspondientes para cada dirección de movimiento, se obtuvo la información suficiente para poder realizar los análisis dinámicos no lineales de cada modelo.

## 6.5 Implicaciones de la ejecución del análisis paso a paso no lineal

La ejecución de un análisis paso a paso implica la realización de numerosas operaciones por cada uno de los nodos que forman un modelo de elemento finito. Para el caso del modelo MVTEMP-01, los registros de los sismos estuvieron compuestos por 5000 puntos con un  $\Delta t=0.01$  s y para el modelo MVTEMP-03 por 6300 puntos con un  $\Delta t=0.008$  s. La diferencia en el número de puntos se debió al cambio del  $\Delta t$ , que fue necesario en la última prueba por las características del nuevo sistema de control colocado en la mesa vibradora y que anteriormente ya se han discutido. Para reducir los problemas de convergencia que pudieran presentarse en cada punto (o paso) del registro, se recomienda (ANSYS, 2007) al menos dividir cada paso en cinco subpasos, de modo que para el primer modelo, el análisis estuvo compuesto por 25000 puntos de aceleración y para el segundo por 31500 puntos. Siendo los modelos de un tamaño superior a los 28000 elementos de cuatro nodos, su solución requirió de una alta demanda de recursos computacionales. En los inicios de este trabajo de investigación se intentó hacer el análisis capturando toda la información de cada paso de carga, sin embargo en 48 horas de análisis los archivos generados habían superado los 60 gigabytes de tamaño, para tan solo 100 puntos de análisis. Esto hizo necesario la búsqueda de alternativas para reducir el tamaño de los archivos y guardar sólo la información necesaria que pudiera describir el comportamiento del modelo durante toda la duración del sismo.

De esta manera, aprovechando la opción de programación que incluye el programa ANSYS, se realizó una subrutina para que sólo se permitiera la captura de resultados a cada 0.5 s de la historia en el tiempo, y a su vez, para sólo algunos puntos de interés previamente definidos, se guardara la historia completa de la aceleración y desplazamientos durante todo el análisis. Con esta alternativa se hizo más eficiente el manejo de los resultados y se disminuyó el tiempo de ejecución del programa. Siendo el tamaño de los archivos de resultados inferiores a los 16 gigabytes. En el Anexo 2 se presenta un segmento de la subrutina desarrollada para realizar de manera eficiente el análisis sísmico del modelo. Con estas simplificaciones, y con el uso de una estación de trabajo equipada con un procesador Intel Xeon de cuatro núcleos a 3.2 GHz y 4 Gb de RAM, el tiempo de ejecución de estos análisis fue aproximadamente de 190 a 220 horas.

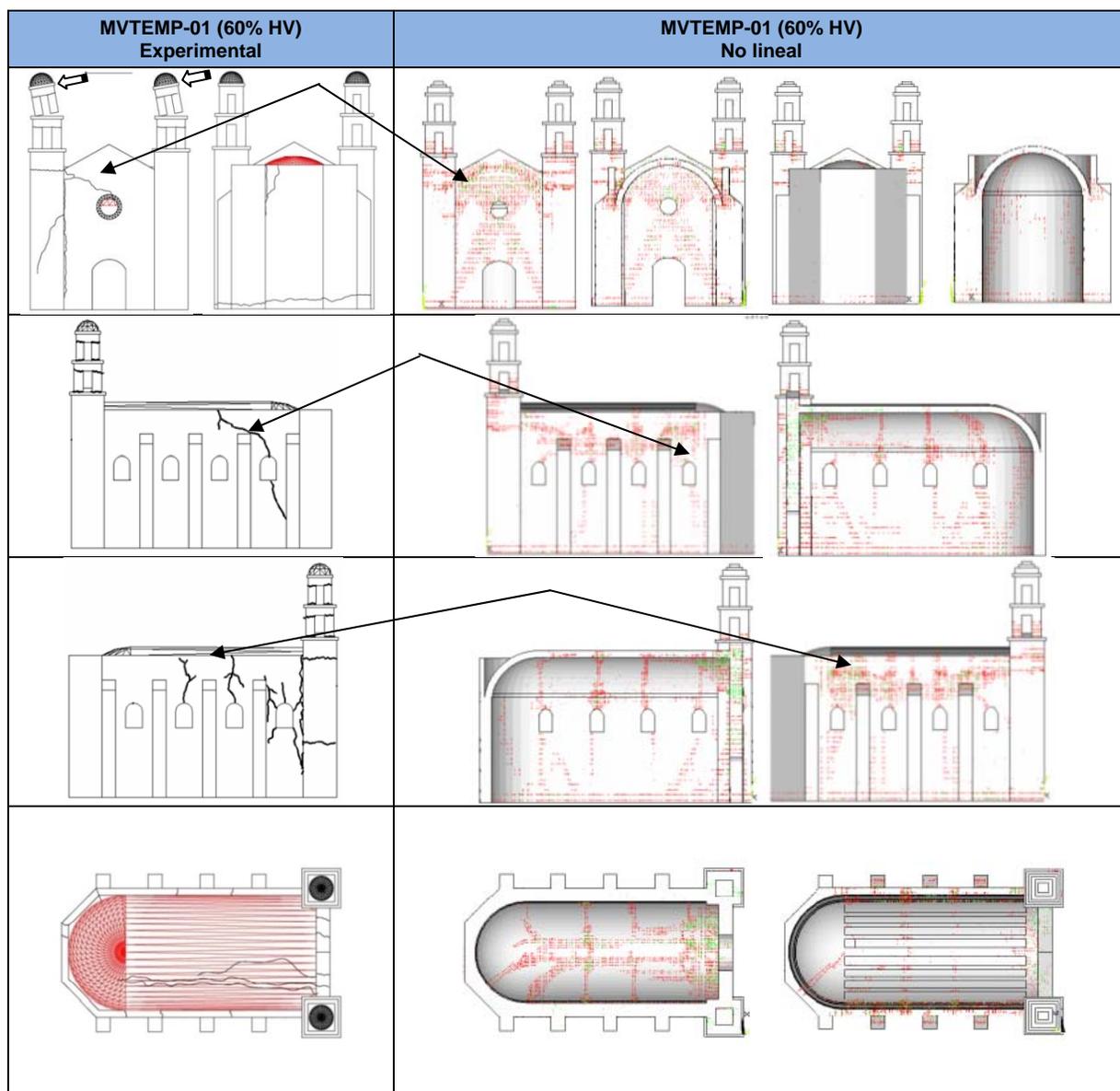
## 6.6 Comparación de resultados teóricos y experimentales.

### 6.6.1 Principales daños

Para observar los daños que se presentaron en las simulaciones no lineales de los modelos y compararlos con los obtenidos en las pruebas en mesa vibradora, ANSYS incluye una herramienta denominada *CONCRETE PLOT*, la cual permite visualizar los agrietamientos y aplastamientos del

elemento *SOLID65*. Pequeños círculos son dibujados cuando el concreto se ha agrietado y pequeños octágonos cuando el concreto se ha aplastado.

En la Figura 6.9 se comparan los daños en el modelo MVTEMP-01 que se presentaron bajo el efecto del sismo CAL HV 60%, tanto en la simulación numérica como experimentalmente.



**Figura 6.9.** Comparación de los daños analíticos vs. experimentales para MVTEMP-01

Se aprecia que el nivel de daño en el modelo numérico resultó mayor al obtenido experimentalmente. Esto puede ser consecuencia de que en la simulación al presentarse un agrietamiento, éste es inmediatamente dibujado sin importar el tamaño del mismo. Las grietas pequeñas resultan difíciles de apreciar en el modelo experimental ya que la mayoría ocurrieron en la

unión piedra-mortero y durante el movimiento éstas se estuvieron abriendo y cerrando y al finalizar la prueba, muchas quedaron cerradas y en el modelo numérico siempre quedan indicadas. Sin embargo, podemos encontrar patrones de falla comunes en los modelos analíticos y experimentales. Por ejemplo, la separación de los cuerpos de la parte baja de las torres de la fachada; las grietas horizontales en los campanarios; el agrietamiento diagonal en los muros y el horizontal en la base del modelo y las grietas longitudinales en la bóveda. El agrietamiento en la base del ábside.

Respecto al modelo MVTEMP-03, los daños al finalizar la simulación numérica con el sismo de CAL HV 100% se presentan en la Figura 6.10.

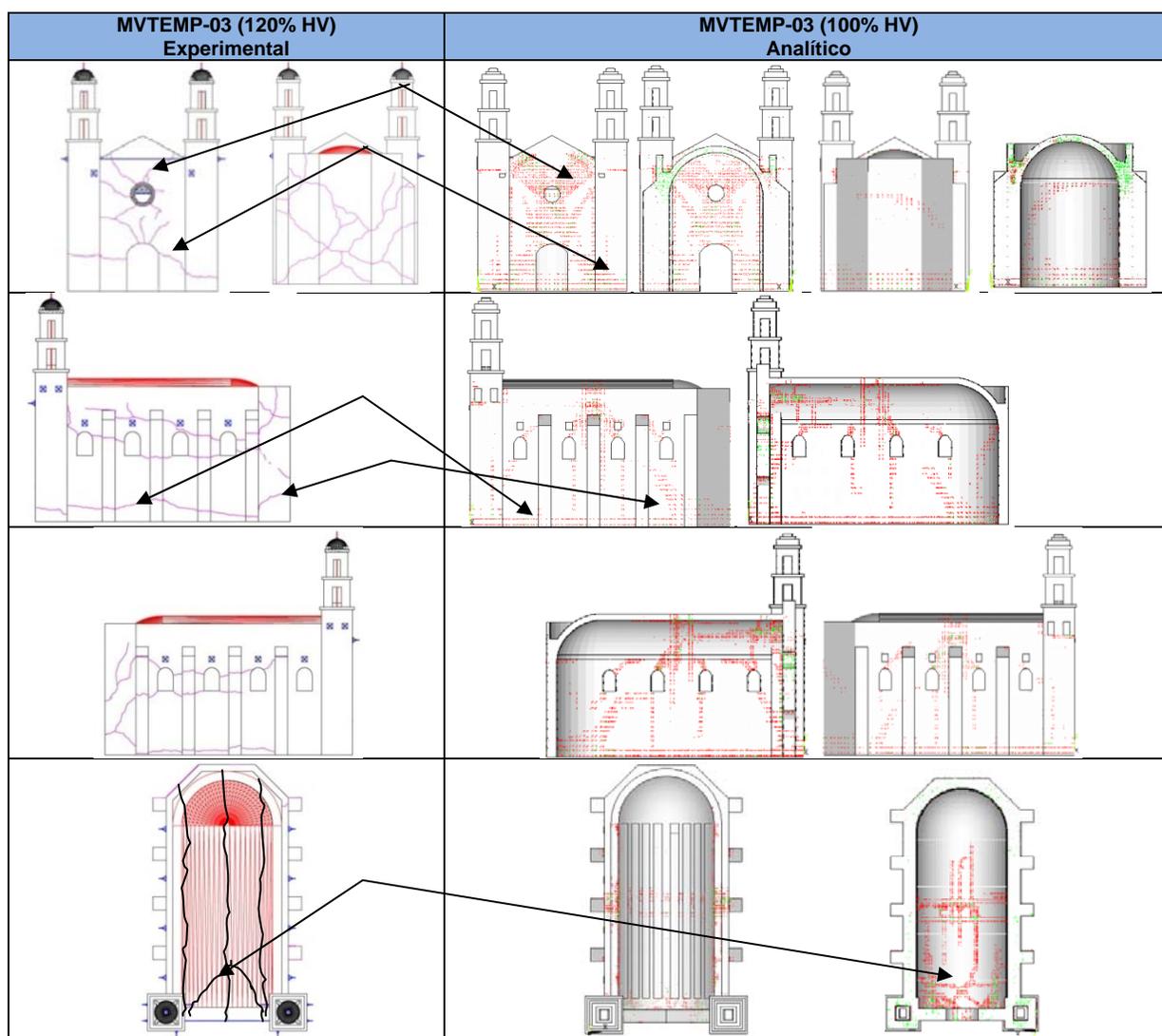


Figura 6.10. Comparación de daños analíticos vs. experimentales para MVTEMP-03.

El máximo movimiento aplicado al modelo en la mesa vibradora fue el de CAL 120% HV; sin embargo, al intentar simular esta prueba se tuvieron problemas de convergencia debido a que los

desplazamientos y daños fueron demasiado elevados. Por tal motivo, se simuló la prueba de CAL 100%, la cual a pesar de tener problemas para converger y de requerir de un mayor número de iteraciones, finalmente pudo concluirse aunque en un lapso mayor de tiempo que el requerido en el modelo anterior.

Se lograron reproducir algunos patrones de falla semejantes a los obtenidos experimentalmente, como lo son las grietas diagonales por cortante en la fachada. En ambos campanarios no se presentaron daños por la acción de sistema de postensado aplicado en ellos. En la bóveda los daños se concentraron en la zona aledaña a la fachada. En los muros se presentaron grietas horizontales y diagonales. También se presentaron daños importantes en el ábside aunque no tan acentuados como en el modelo experimental.

### 6.6.2 Periodos fundamentales de vibrar

Para estimar las frecuencias fundamentales de vibrar en la dirección transversal y vertical de los modelos calibrados, se realizó un análisis modal como se indicó en el Capítulo 4, empleando el programa ANSYS.

En la Figura 6.11, se presentan los modos con mayor participación de masa. Para el modelo MVTEMP-01, el modo transversal es el primero y tiene un periodo de 0.082 s y el vertical es el cuarto con un periodo de 0.046 s y una participación de la masa del 13%, aunque este no es el de mayor participación, ya que el modo dieciséis tiene una participación de masa del 52%, sin embargo, tiene un periodo de 0.019 s y queda fuera del rango de frecuencias que pudieron registrarse durante las pruebas en mesa vibradora. La diferencia de estos valores con los experimentales no fue mayor al 15%. Para el modelo MVTEMP-03, el modo transversal tiene un periodo de 0.079 s y el vertical de 0.038 s, el cual resultó ser el séptimo modo y no el cuarto como en el caso anterior, esto puede ser consecuencia del sistema de refuerzo compuesto por el sistema de postensado en las torres y la cadena perimetral de concreto en la bóveda que modificó el comportamiento del modelo. Para este caso las diferencias con los valores experimentales no superaron el 11%. En la Tabla 6.3 se presentan los periodos estimados.

Los periodos fundamentales de vibrar registrados durante cada simulación realizada se obtuvieron de la misma manera como se obtuvieron los experimentales, mediante el análisis espectral de las historias de aceleración registradas al centro de la nave en la clave de la bóveda y en la parte alta de los campanarios para cada análisis realizado.

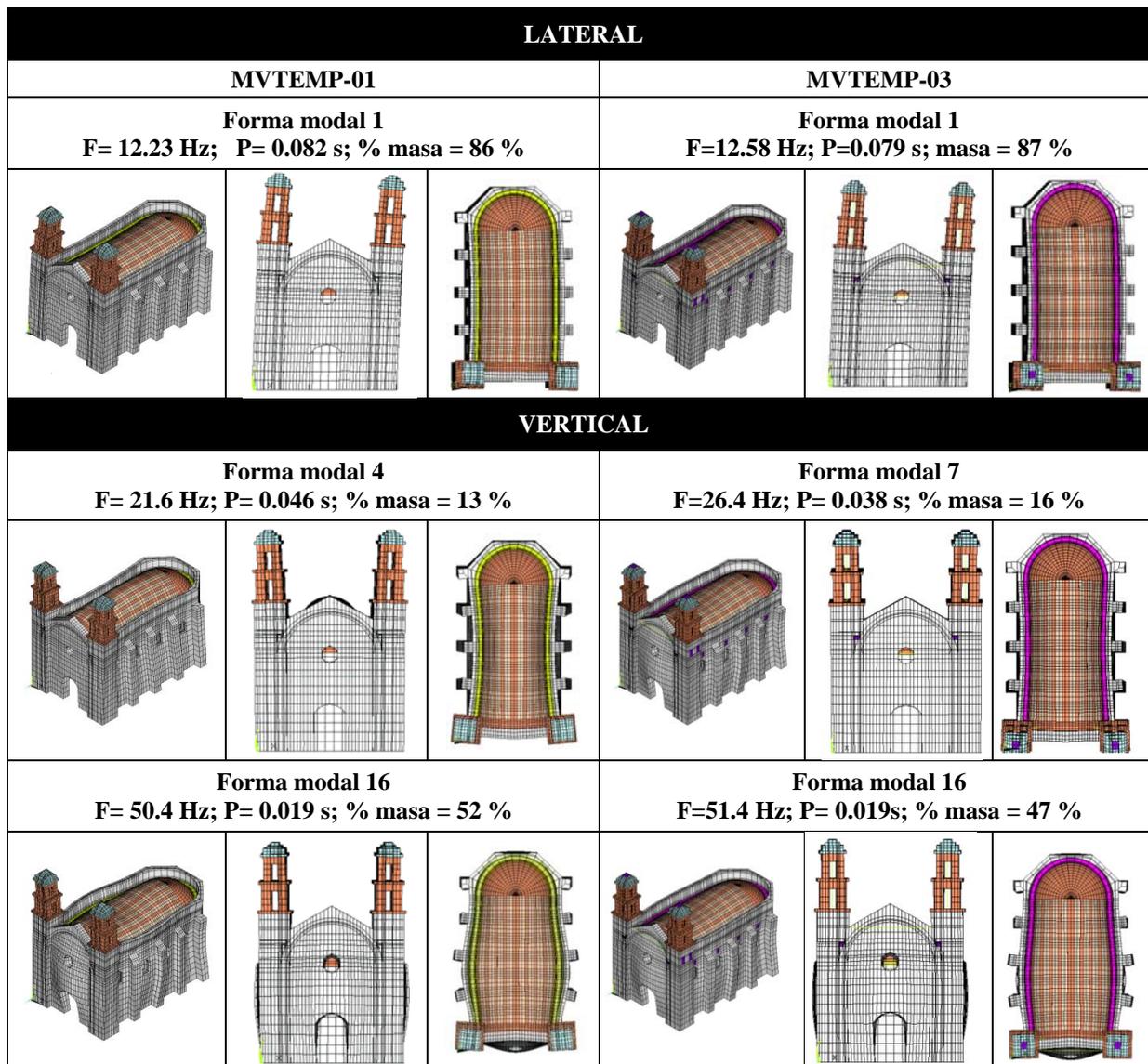


Figura 6.11. Principales formas modales.

Tabla 6.3. Periodos calculados en el estado inicial de los modelos.

Modelo	Análisis	Transversal	Vertical
		[s]	
MVTEMP-01	No lineal	0.082	0.046
	Experimental	0.08	0.04
MVTEMP-03	No lineal	0.079	0.038
	Experimental	0.071	0.034

En la Figura 6.12 se comparan los espectros de Fourier obtenidos de los análisis no lineales con los obtenidos con datos experimentales. En ambas simulaciones de los modelos se aprecia que dichos espectros presentan formas semejantes, siendo los picos de las frecuencias fundamentales bastante cercanos, aunque con algunas variaciones en cuanto a amplitud. Sólo en el caso del cupulín del modelo MVTEMP-03 se presentaron algunas diferencias para el caso del sismo al 100%. Por otra parte, al comparar los espectros para baja intensidad con los de mayor intensidad, también se aprecia de manera indirecta la pérdida de rigidez del modelo, ya que la frecuencia fundamental de vibrar va disminuyendo, lo cual sucede con la aparición e incremento de daños en la estructura. Este efecto también pudo apreciarse con los resultados experimentales, de manera que el comportamiento dinámico del modelo fue reproducido adecuadamente con la simulación elegida.

En la Figura 6.13, se presentan las funciones de transferencia de los espectros de Fourier obtenidos de los registros de aceleración en la clave de la bóveda entre los aplicados en la base. Para estar acordes con los registros medidos experimentalmente en estos puntos, se utilizó la aceleración absoluta.

Como era de esperarse por el comportamiento observado en los espectros de Fourier, estas funciones también resultaron similares a las obtenidas experimentalmente, aunque la mejor aproximación se obtuvo en la simulación del comportamiento de la bóveda para ambos modelos, ya que tanto para bajas y altas intensidades de movimiento los resultados obtenidos fueron semejantes a los experimentales, no así en el comportamiento de las torres, en donde se tuvieron mayores diferencias y que más adelante con la presentación de todos los resultados obtenidos se demostrara.

El análisis de las historias en el tiempo obtenidas de las simulaciones realizadas se llevó a cabo empleando en el programa DEGTRA. (Ordaz y Montoya, 1991).

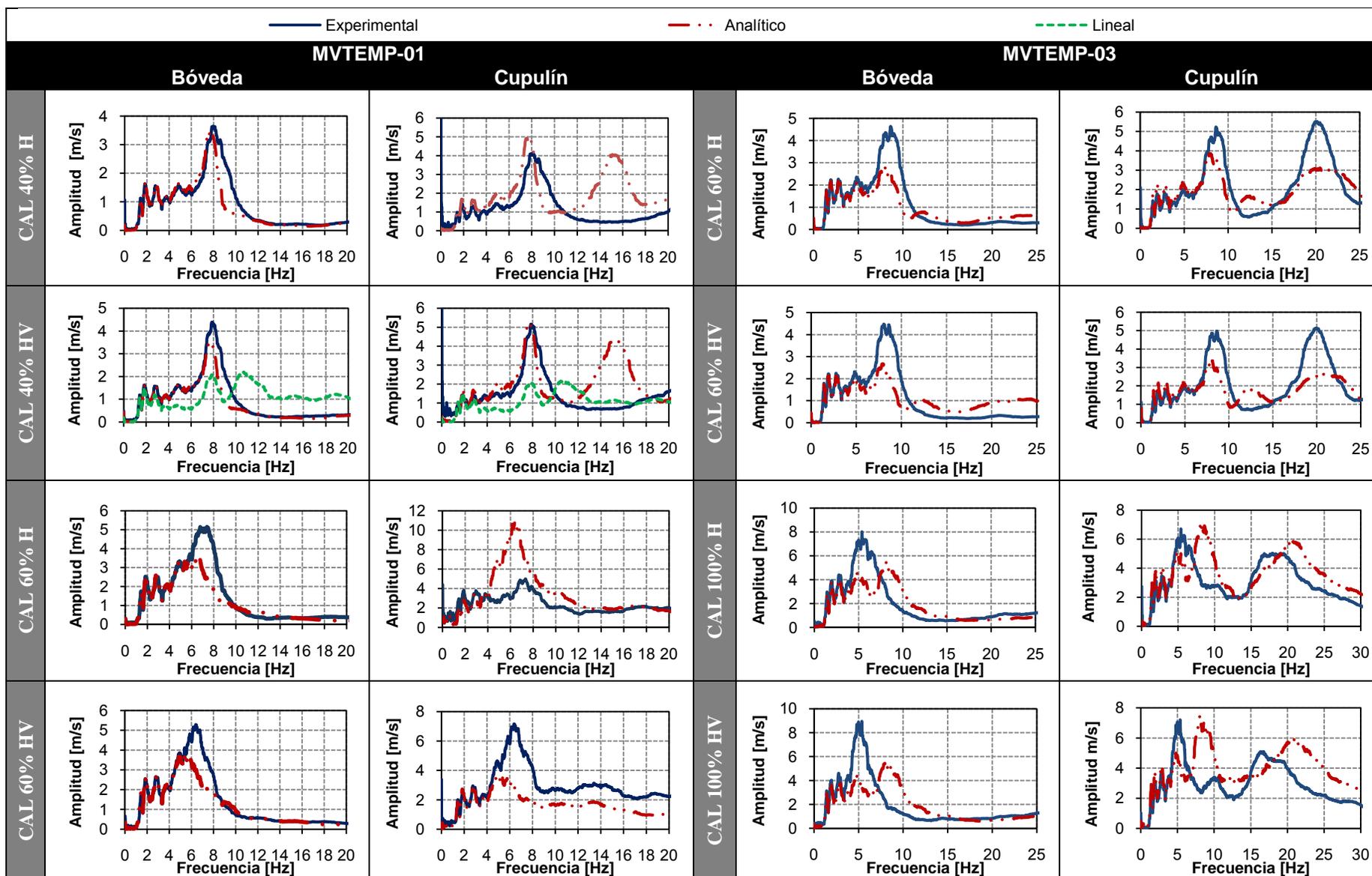


Figura 6.12. Espectros de Fourier de señales de aceleración registradas en la bóveda y en la parte alta de los campanarios.

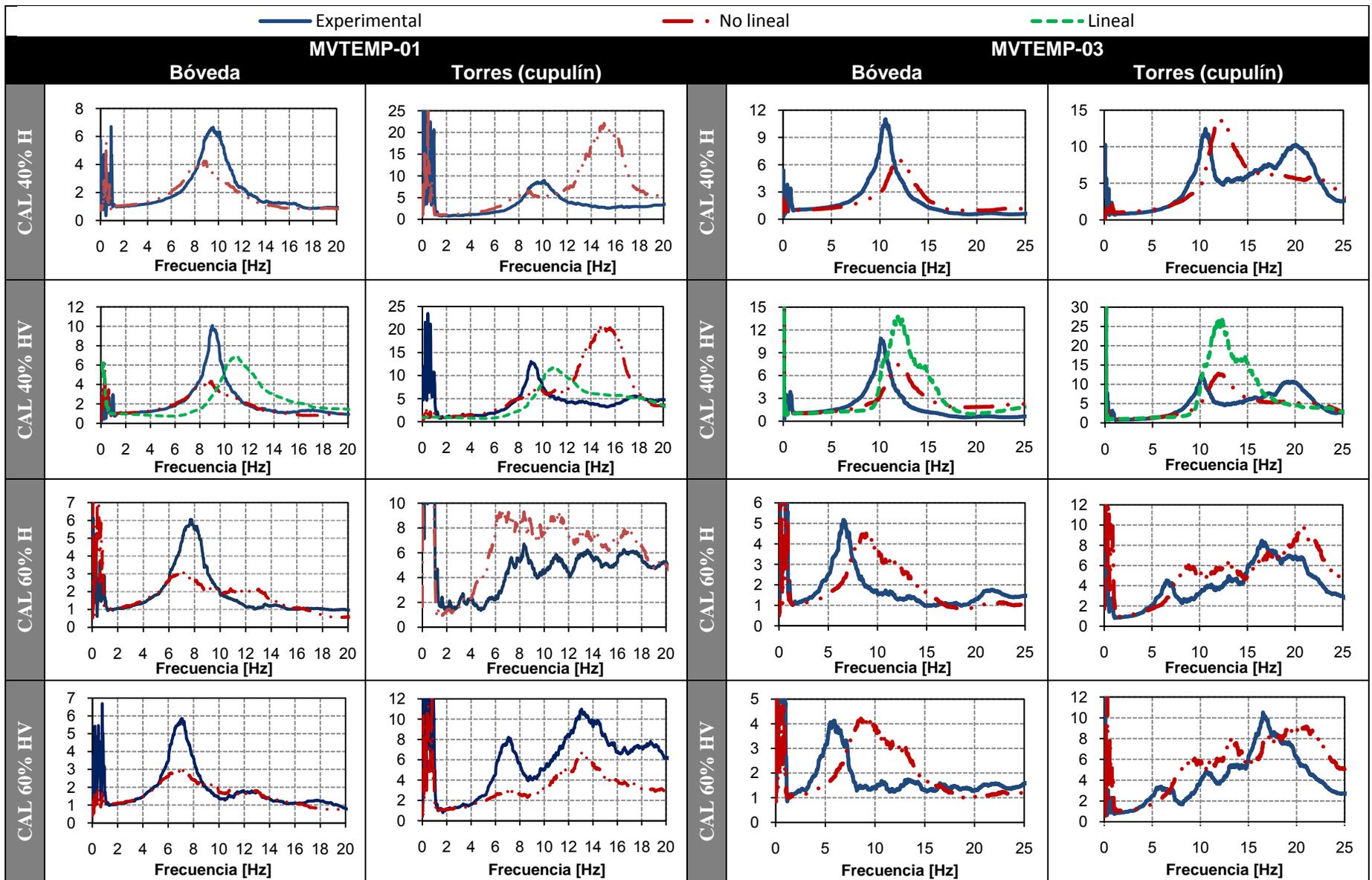


Figura 6.13. Funciones de transferencia: analítica vs. experimental.

En la Tabla 6.4, se presenta un resumen de las frecuencias medidas y las calculadas para los casos seleccionados, obtenidas de los espectros de Fourier y de las funciones de transferencia tanto en bóveda como en la parte alta de los campanarios. En la mayoría de los casos se aprecia que la frecuencia de vibrar del modelo se reduce al aplicar de manera simultánea los componentes horizontal y vertical de aceleración, en comparación con la que se obtiene al aplicar sólo el componente horizontal. La frecuencia horizontal analítica para MVTEMP-01 fue de 8.78 Hz y la experimental de 9.55 Hz, para MVTEMP-03, de 11.95 Hz y de 10.59 Hz, respectivamente.

**Tabla 6.4.** Frecuencias fundamentales del modelo

Modelo	Prueba	Aceleración máxima [g]	Espectros de Fourier						Función de transferencia bóveda/base		
			Frecuencia [Hz]								
			Bóveda			Parte alta campanario			Bóveda		
Exp	No lin	Lin	Exp	No lin	Lin	Exp	No lin	Lin			
MVTEMP-01	40%H	H= 0.33	8.03	7.84		8.13	7.84		9.55	8.78	
	40%HV	V=0.26	7.9	7.84	10.7	7.85	7.84	10.7	9.02	8.95	10.9
	60%H	H=0.45	7.37	6.45		7.32	6.38		7.70	7.09	
	60%HV	V=0.37	6.38	5.85		6.38*	4.88*		7.07	7.09	
MVTEMP-03	60%H	H= 0.52	8.62	7.90		8.62	7.95		10.59	11.95	
	60%HV	V=0.27	8.04	7.95	12.3	8.64	8.04	12.3	10.13	11.93	11.8
	100%H	H=0.78	5.37	8.13		5.37	8.13		6.56	8.85	
	100%HV	V=0.49	5.37	8.13		5.37	8.13		5.92	8.85	

\*Base del campanario

Respecto a la simulación del modelo MVTEMP-01, la diferencia de las frecuencias obtenidas analíticamente respecto a las experimentales no fue superior al 9%. En cuanto al modelo MVTEMP-03, las diferencias de los resultados fueron para bajas intensidades del 18%, pero para altas intensidades fue de casi 49% con respecto a los resultados experimentales. A pesar de estas diferencias, estos resultados reflejan de mejor manera el comportamiento de esta clase de estructuras que si se empleara un análisis lineal convencional, pues como se aprecia en la tabla, para el modelo MVTEMP-01, la frecuencia que se estimaría sería de 10.9 Hz, que es 20% mayor al medido. En lo que respecta al modelo MVTEMP-03, podemos observar que, debido al sistema de refuerzo utilizado, se consiguió que el modelo tuviera un comportamiento aproximadamente lineal al menos hasta el movimiento de 60% HV, ya que la diferencia de la frecuencia experimental con la obtenida analíticamente no fue mayor al 16%.

### 6.6.3 Desplazamientos y aceleraciones

En la Figura 6.14 y Figura 6.15 se presentan las historias de desplazamientos medidos y calculados en la bóveda y en la parte alta de los campanarios para los modelos MVTEMP-01 y MVTEMP-03, respectivamente. En ellos existe mayor similitud entre los desplazamientos medidos y calculados en la

bóveda que en los registrados en la parte alta de los campanarios. Para el modelo MVTEMP-01, esto puede ser debido a que experimentalmente estos desplazamientos fueron medidos empleando extensómetros de cuerda fijados en estructuras externas de la mesa vibradora, los cuales durante las pruebas tienden a vibrar y por lo mismo registraron medidas erróneas de los desplazamientos. Por lo tanto, el desplazamiento relativo de los campanarios fue el resultado de la resta del desplazamiento producido en la base al desplazamiento medido en cada punto; esto representa la diferencia entre dos cantidades muy similares, lo que magnifica los errores de medición. No fue así para los desplazamientos medidos en la bóveda, dado que estos fueron medidos de manera directa, es decir los aparatos se instalaron dentro de la mesa, de modo que los desplazamientos medidos fueron los relativos.

Respecto al modelo MVTEMP-03, se observa que en la bóveda, al igual que en el modelo anterior, los desplazamientos calculados tuvieron un comportamiento semejante al medido, sin embargo, la magnitud de estos resultó inferior a la de los medidos experimentalmente, consecuencia de que el modelo analítico resultó más rígido que el modelo experimental. En cuanto a las torres, aunque para esta prueba se utilizaron potenciómetros en lugar de extensómetros de hilo para medir los desplazamientos, estos se siguieron calculando como absolutos debido a que por razones de espacio no era posible medir los desplazamientos relativos de manera directa, por lo que hubo que restarles el desplazamiento en la base, de manera que debido a esta circunstancia los resultados analíticos difieren de manera importante de los medidos.

Los valores máximos y mínimos se presentan en la Tabla 6.5 y como se mencionó anteriormente la mayor dispersión de resultados se tuvo en las torres.

**Tabla 6.5.** Valores máximos de desplazamiento medidos en la bóveda y campanario parte alta

Modelo	Prueba	Valor	Bóveda [mm]			Parte alta campanario [mm]		
			Exp	No lineal	Lineal	Exp	No lineal	Lineal
MVTEMP-01	40% H	Max	1.12	1.22		-10.12	3.41	
		Min	-1.74	-2.12		-10.12	-2.16	
	40% HV	Max	1.68	1.75	0.88	7.86	2.42	1.53
		Min	-1.84	-1.05	-0.94	-10.09	-3.49	-1.55
	60% H	Max	3.11	2.11		25.15	12.88	
		Min	-5.83	-5.16		-26.17	-12.653	
	60% HV	Max	3.8	2.36		5.03	4.36	
		Min	-6.6	-5.68		-5.60	-1.59	
MVTEMP-03	60% H	Max	1.75	0.74		2.94	1.63	
		Min	-1.45	-0.89		-2.91	-1.71	
	60% HV	Max	1.69	0.71	0.80	2.59	1.30	2.01
		Min	-1.49	-1.12	-0.84	-3.59	-1.66	-1.71
	100% H	Max	5.79	3.73		4.14	5.53	
		Min	-6.77	-3.50		-4.73	-4.44	
	100% HV	Max	6.9	3.6		4.8	5.5	
		Min	-8.9	-4.2		-5.2	-5.4	

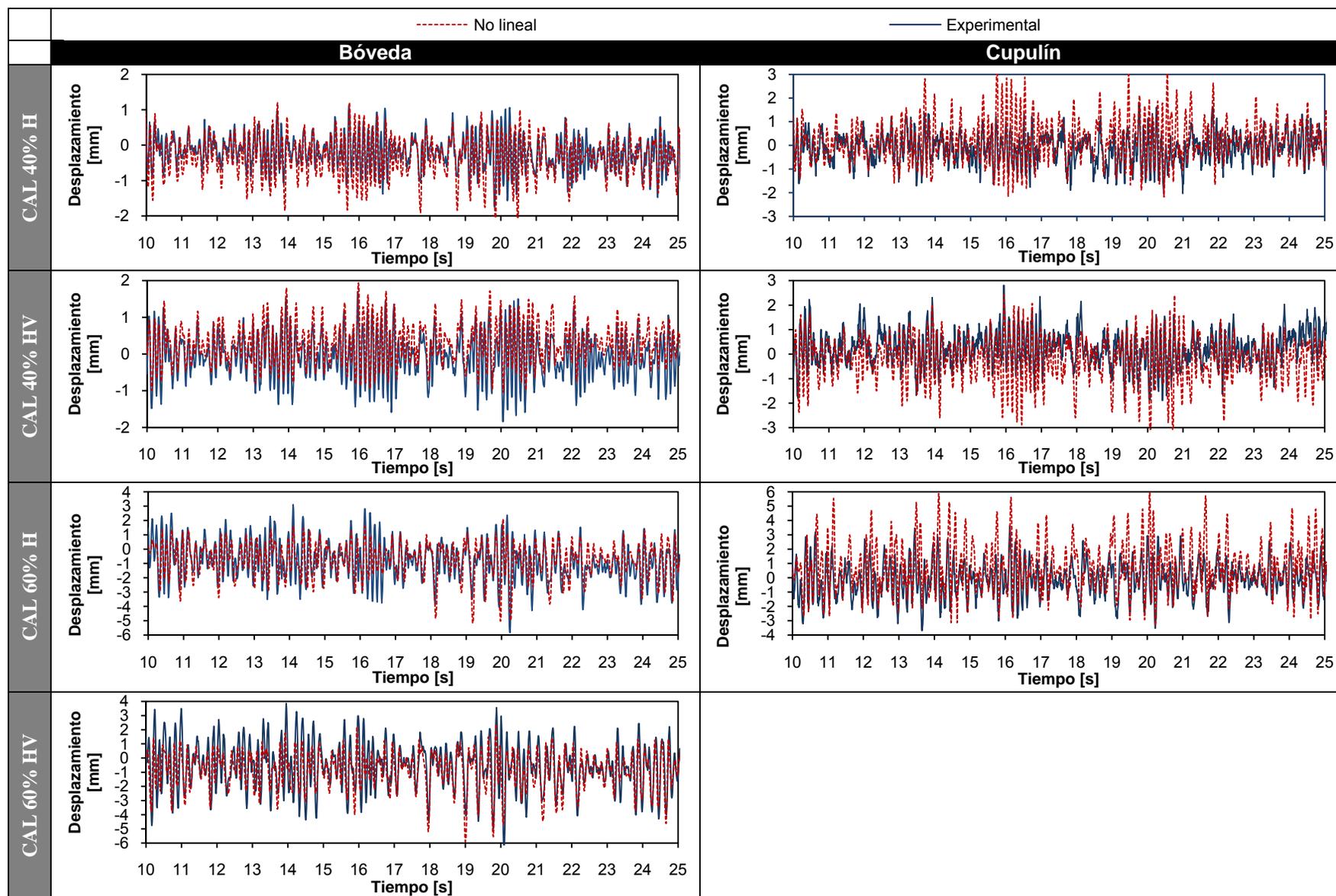


Figura 6.14. Historias de desplazamiento en el tiempo: analíticas y experimentales MVTEMP-01.

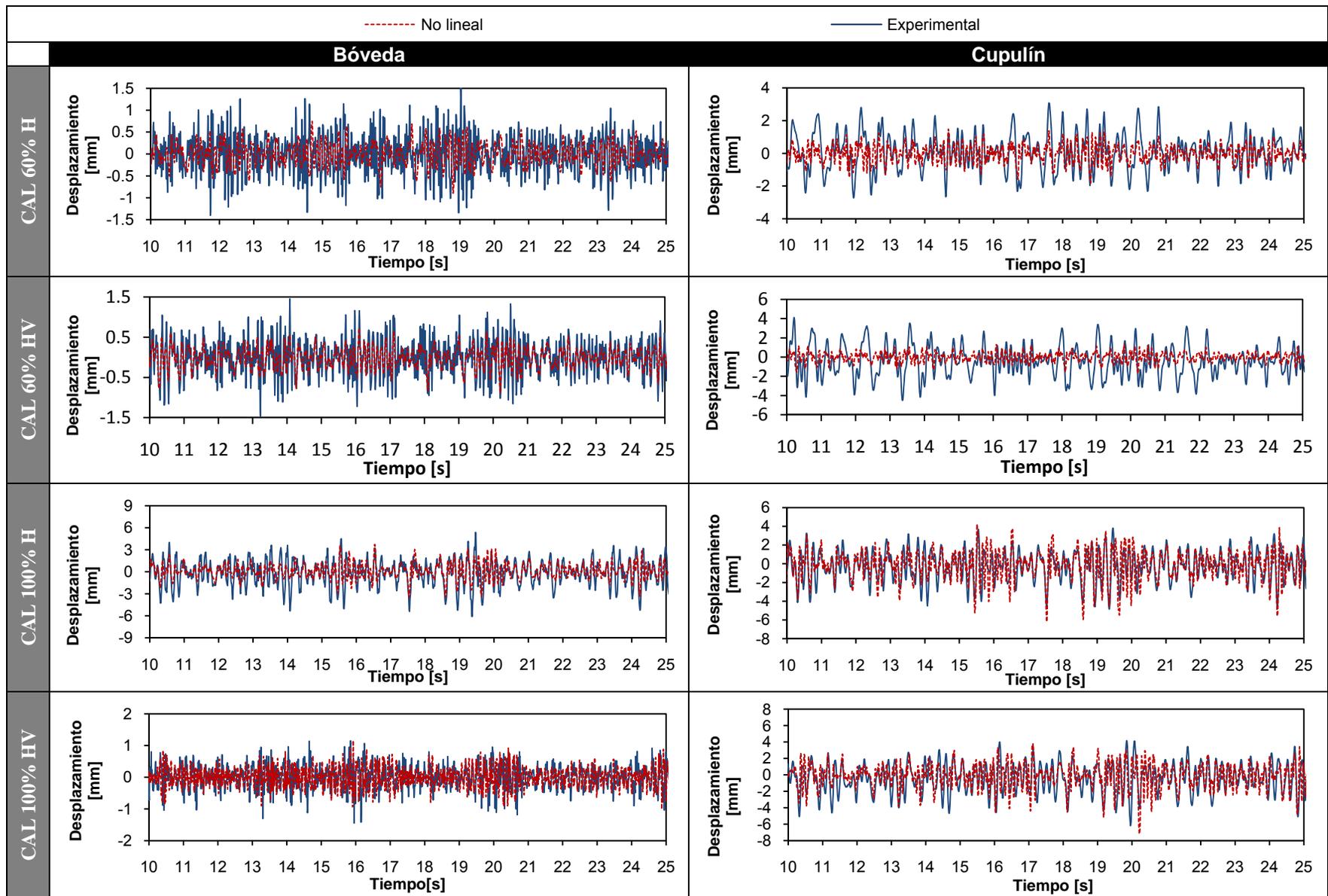


Figura 6.15. Historias de desplazamiento en el tiempo: analíticas y experimentales MVTEMP-03.

Las historias de aceleraciones calculadas se comparan en las Figura 6.16 y Figura 6.17 para los modelos MVTEMP-01 y MVTEMP-03, respectivamente. Estas aceleraciones resultaron ser inferiores a las medidas; no así para la parte alta de los campanarios, donde la aceleración resultó mayor que la medida; esto pudiera ser efecto de que en los análisis, el nivel de daños en estos elementos resultó inferior al que se presentó en realidad. En la Tabla 6.6, se presentan los valores máximos registrados.

**Tabla 6.6.** Valores máximos de aceleración medidos en la bóveda y en la parte alta de los campanarios

Modelo	Prueba	Valor	Bóveda [g]			Campanario parte superior [g]		
			Experimental	No lineal	Lineal	Experimental	No lineal	Lineal
MVTEMP-01	40% H	Max	0.46	0.34		1.00	2.01	
		Min	-0.47	-0.39		-1.09	-1.05	
	40% HV	Max	0.53	0.39	0.40	1.31	2.00	0.69
		Min	-0.49	-0.35	-0.41	-1.06	-1.10	-0.86
	60% H	Max	0.73	0.41		1.769	2.396	
		Min	-0.76	-0.49		-3.765	-3.077	
	60% HV	Max	0.8	0.43		1.64	1.75	
		Min	-0.7	-0.49		-2.98	-0.65	
MVTEMP-03	60% H	Max	0.78	0.45		1.34	1.66	
		Min	-0.69	-0.52		-1.59	-1.43	
	60% HV	Max	0.68	0.58	0.82	1.92	1.46	1.1
		Min	-0.65	-0.50	-0.72	-1.73	-1.18	-1.5
	100% H	Max	1.41	0.94		3.27	3.43	
		Min	-1.44	-1.23		-2.90	-2.46	
	100% HV	Max	1.6	1.16		2.55	3.19	
		Min	-1.4	-1.01		-2.36	-2.63	

En los resultados analíticos, cuando se aplican ambos componentes de aceleración de manera simultánea, se tiene una mayor amplificación de la aceleración de la bóveda, que cuando sólo se aplica el componente horizontal. Esto también, se vio reflejado en los resultados experimentales. En promedio, la amplificación de la aceleración en la bóveda en ambos modelos fue de 1.8 experimentalmente y de 1.3 analíticamente. Los campanarios en el modelo MVTEMP-01 tuvieron un comportamiento diferente, alcanzando amplificaciones de hasta 90% superiores a las estimadas experimentalmente, debido a que en la modelación se consideraron las torres más rígidas que en la realidad. En el modelo MVTEMP-03, esta amplificación fue del orden de 3, alcanzando aceleraciones de hasta 3 g. En la Figura 6.18, se compara la respuesta lineal, con la no lineal y la experimental de ambos modelos. Las diferencias de la respuesta lineal de los modelos resultan evidentes, principalmente en el modelo MVTEMP-01, en donde los desplazamientos de la bóveda son menores y por consiguiente desarrolla aceleraciones mayores a los obtenidos con una respuesta no lineal. Esto no sucede en el modelo MVTEMP-03, el cual presenta un comportamiento aproximadamente al lineal, con excepción del cupulín para bajas intensidades; esto quizás por el refuerzo de acero que evitó que se presentaran mayores desplazamientos aún con la presencia de agrietamientos.

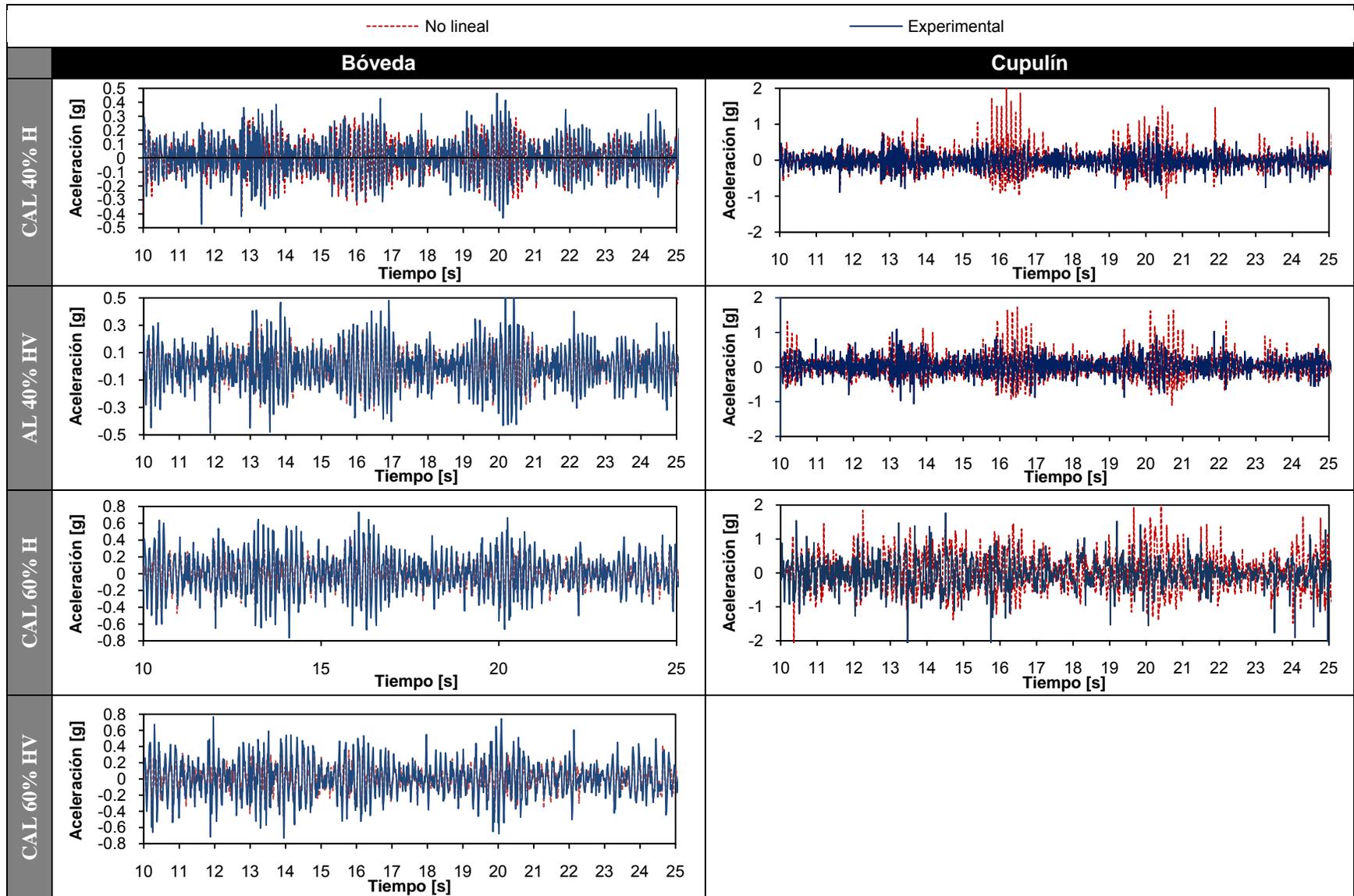


Figura 6.16. Historias de aceleración en el tiempo de la bóveda: analíticas y experimentales MVTEMP-01

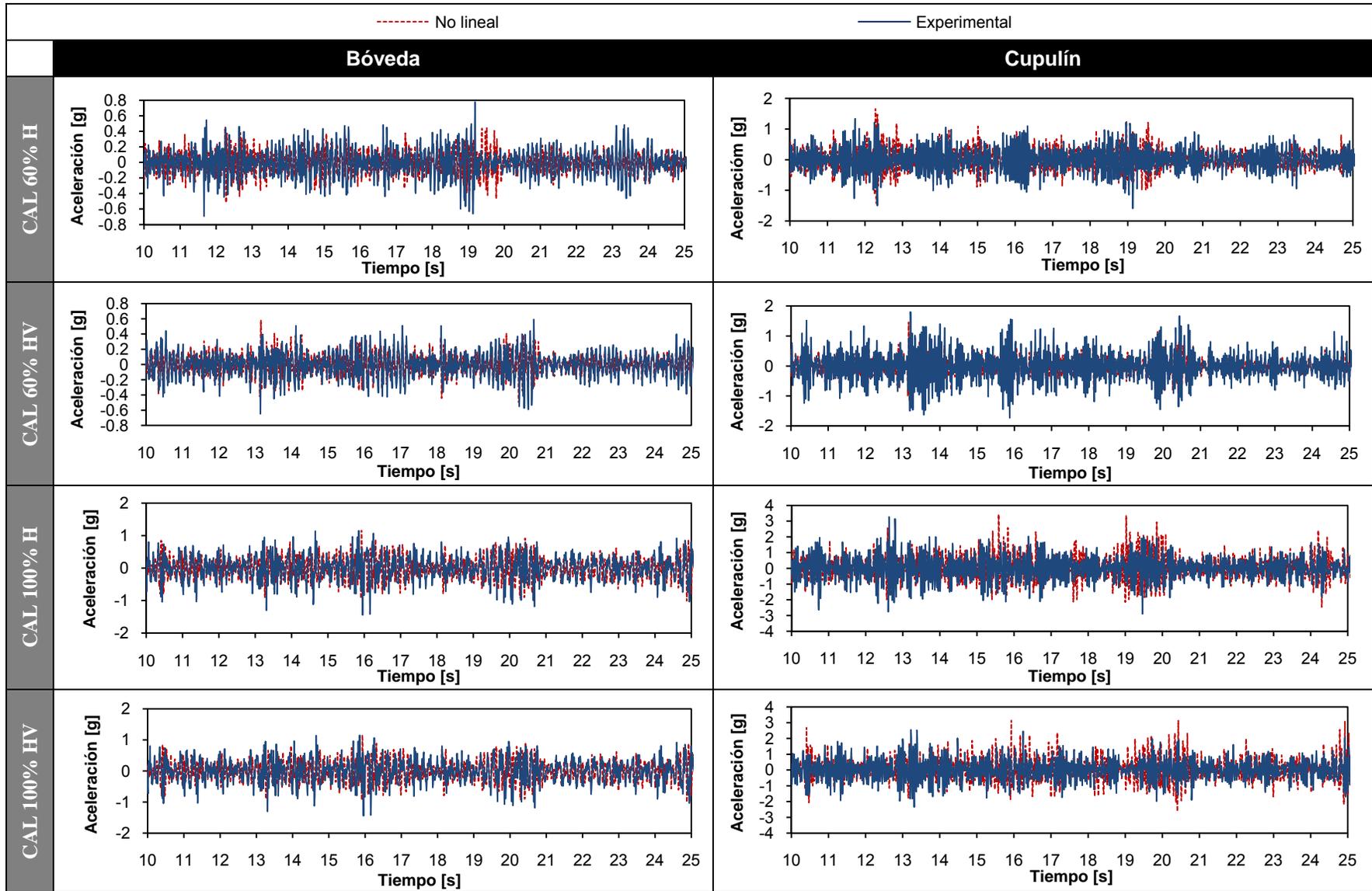


Figura 6.17. Historias de aceleración en el tiempo: analíticas y experimentales MVTEMP-03.

Tabla 6.7. Amplificación de la aceleración con respecto a la base

Modelo	Prueba	Bóveda [g]			Campanario parte superior [g]		
		Experimental	No lineal	Lineal	Experimental	No lineal	Lineal
MVTEMP-01	40% H	1.5	1.3		3.3	6.3	
	40% HV	1.5	1.4	1.7	3.9	6	2.4
	60% H	1.9	1.3		7.8	7	
	60% HV	1.9	1.3		2	3.9	
MVTEMP-03	60% H	1.4	1.2		3.4	3.1	
	60% HV	1.9	1.5	2.4	3.1	2.8	3.4
	100% H	1.9	1.3		2.9	4.3	
	100% HV	2.1	1.4		3.2	4.4	

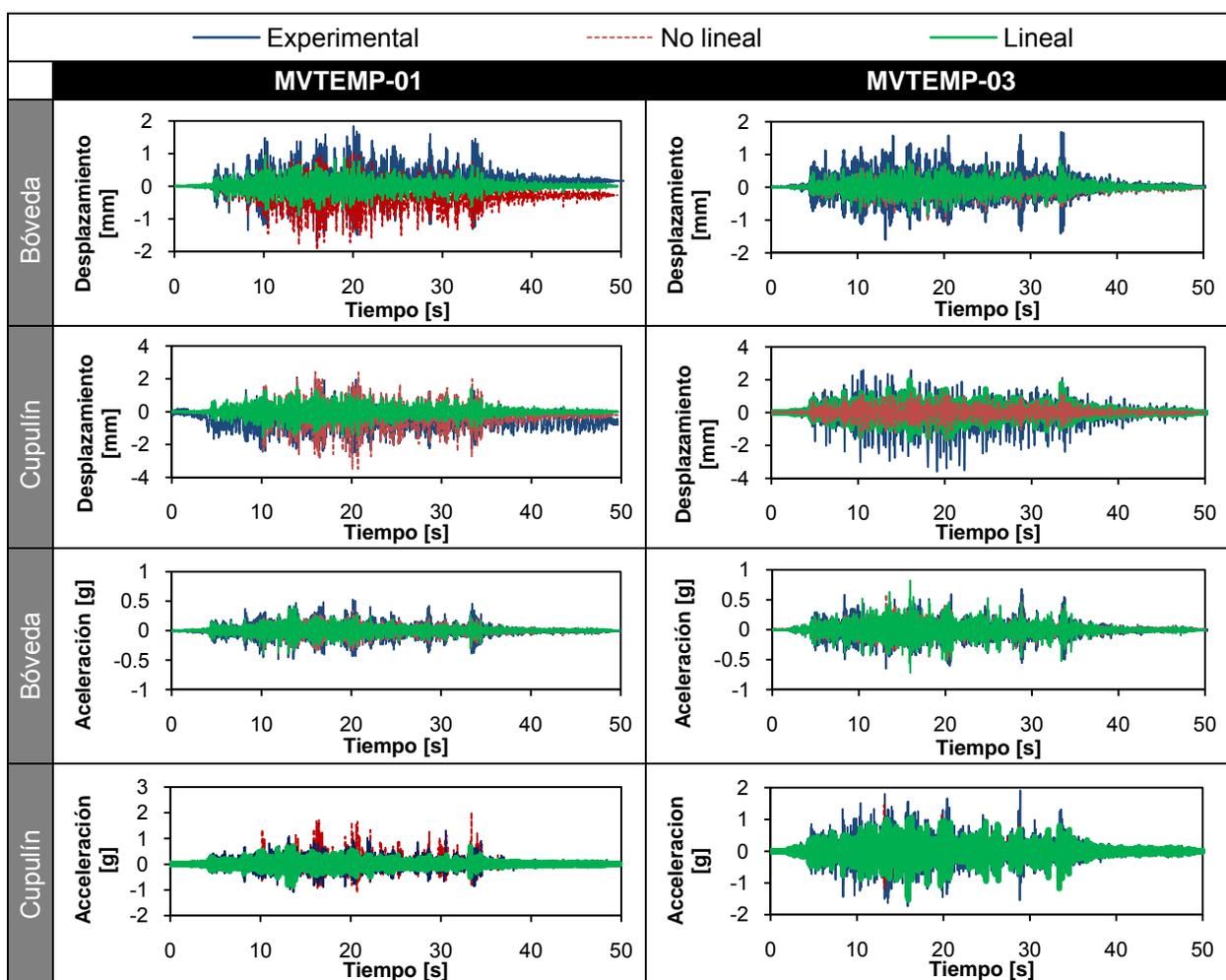


Figura 6.18. Comparación del comportamiento lineal, no lineal y el experimental de los modelos a escala

#### 6.6.4 Cortante basal y comportamiento histerético

El cortante basal se calculó mediante la suma total de las fuerzas en los nodos de cada elemento finito producidas por las acciones sísmicas aplicadas a los modelos. En la Tabla 6.8 se presentan los valores máximos y mínimos derivados de la respuesta medida y de la calculada con ANSYS. En la

mayoría de los casos, los resultados analíticos fueron menores a los experimentales; estas imprecisiones pueden deberse a que en los ensayos sólo se registraron las aceleraciones en determinados puntos y se supuso que éstas tenían influencia en determinadas áreas de manera uniforme. El cortante máximo aplicado al modelo MVTEMP-01 fue de 72.1 kN, analíticamente fue de 52.38 kN. Para el modelo MVTEMP-03 fue de 87.08 kN, y analíticamente de 99.41 kN.

**Tabla 6.8.** Comparación de valores máximos de cortante basal analítico y experimental.

Modelo	Prueba	Valor	Cortante basal [kN]			Coeficiente sísmico		
			Exp	No lineal	Lineal	Exp	No lineal	Lineal
MVTEMP-01	40% H	Max	33.50	41.34		0.27	0.33	
		Min	-43.08	-41.98		0.35	0.34	
	40% HV	Max	40.01	41.27	39.5	0.32	0.33	0.31
		Min	-51.74	-42.70	-46.5	0.41	0.34	0.36
	60% H	Max	67.02	48.73		0.53	0.39	
		Min	-68.14	-52.81		0.54	0.42	
60% HV	Max	67.29	50.31		0.54	0.41		
	Min	-72.10	-52.38		0.58	0.42		
MVTEMP-03	60% H	Max	59.51	53.62		0.47	0.43	
		Min	-66.69	-58.71		-0.53	-0.47	
	60% HV	Max	61.16	50.36	53.4	0.48	0.40	0.42
		Min	-62.42	-54.67	-54.5	-0.49	-0.43	0.43
	100% H	Max	80.31	79.54		0.64	0.63	
		Min	-87.08	-85.52		-0.69	-0.68	
100% HV	Max	78.83	79.95		0.62	0.63		
	Min	-77.65	-99.41		-0.62	-0.79		

En la Figura 6.19, se comparan las historias de cortante basal en el tiempo medidas contra las calculadas; se observa que los resultados analíticos son semejantes a los experimentales, y que la fuerza aplicada experimentalmente al modelo fue reproducida de manera adecuada analíticamente.

De la Tabla 6.8, se determina que al aplicar ambos componentes de aceleración en la base del modelo, se incrementa la fuerza cortante basal respecto a cuando sólo se aplica el componente horizontal. Este efecto se observa tanto en los datos experimentales como en los analíticos. Lo anterior concuerda con la pérdida de rigidez que se detecta de manera indirecta al revisar las frecuencias fundamentales de vibrar, ya que éstas se reducen cuando actúan ambos componentes de aceleración debido a que se somete al modelo a una mayor fuerza cortante basal.

A partir de los desplazamientos relativos medidos a nivel de arranque de la bóveda en la parte central de la nave y del cortante basal, se obtuvieron los diagramas de ciclos de histéresis para cada análisis realizado (Ver Figura 6.20). Los lazos histeréticos resultaron amplios pero en menor proporción que los obtenidos experimentalmente. La degradación de la rigidez incrementó conforme aumentaban las distorsiones; el comportamiento estuvo caracterizado por una severa caída de la rigidez como consecuencia del daño excesivo en la fachada y sus áreas aledañas. Los lazos tendieron a ser de formas más irregulares.

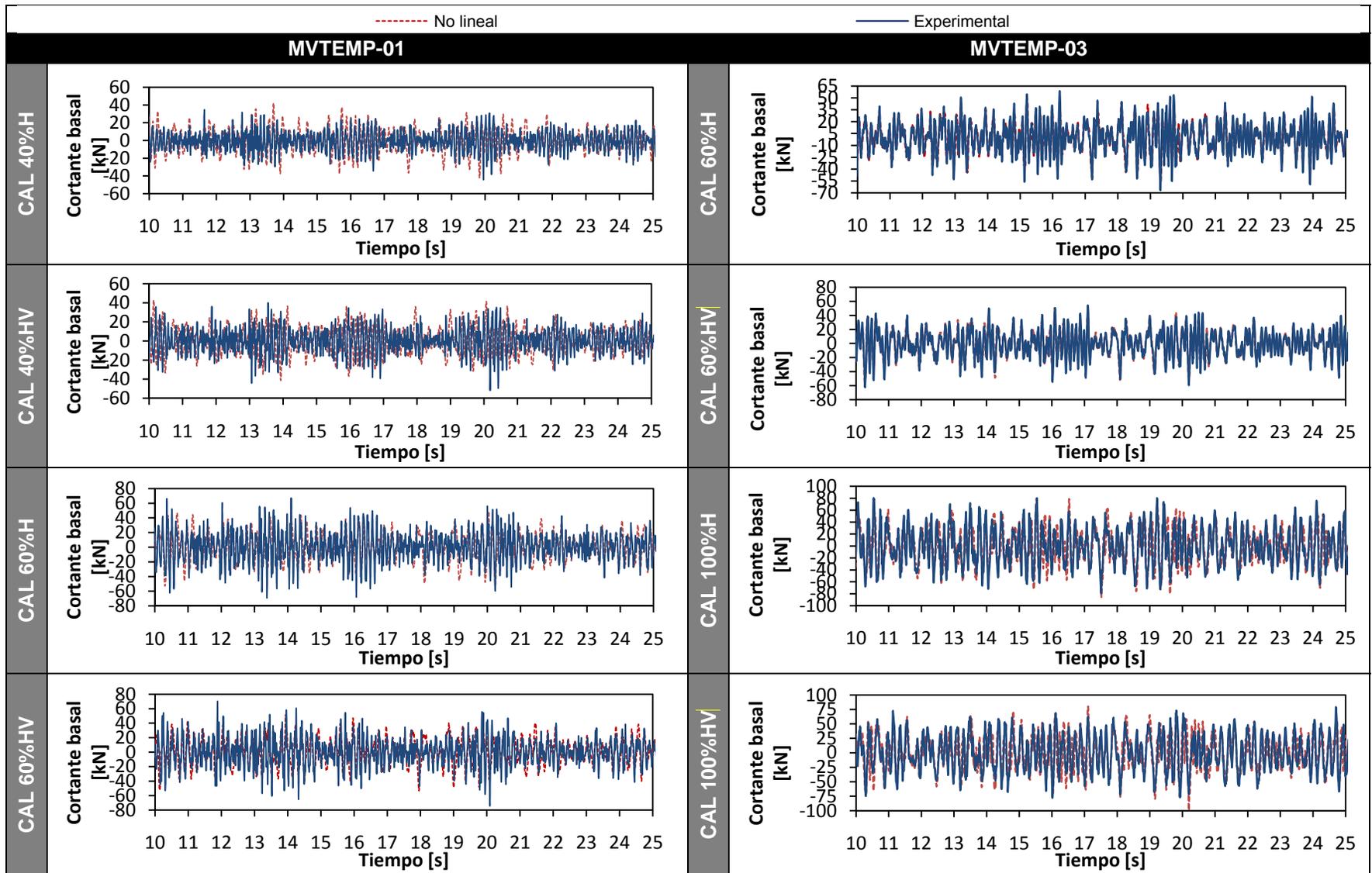


Figura 6.19. Cortante basal analítico vs. Experimental

En el modelo MVTEMP-03, los ciclos histéresicos para bajas intensidades aparentan no haber presentado histéresis y si se comparan con los obtenidos de un análisis lineal son bastante aproximados. Esto difiere con los resultados experimentales en donde los ciclos fueron más amplios y la rigidez fue menor a la calculada analíticamente. Para la simulación de la prueba al 100%, la caída de la rigidez fue proporcional a la experimental, pero mayor a esta última. Los ciclos adoptaron una forma de “S” alargada, y que fue debido sistema de refuerzo que le permitió resistir mayores distorsiones aun después de haberse agrietado la mampostería.

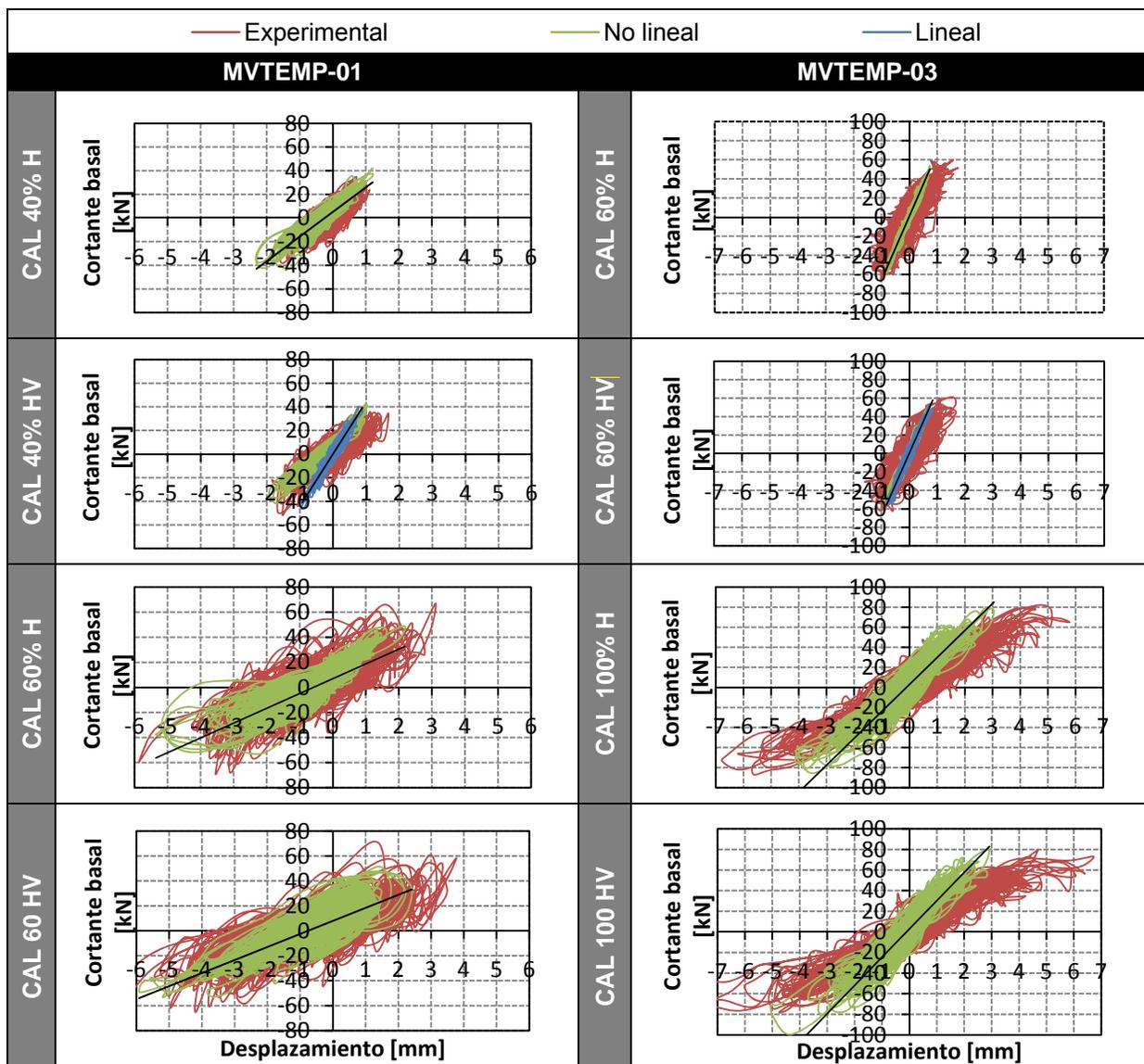


Figura 6.20. Ciclos de histéresis analítico y experimental

Debido a que no fue posible hacer una simulación numérica completa de los programas experimentales, no se pudo corroborar si en el comportamiento de las curvas histéresicas se

presentaban los tres estados característicos (máxima rigidez, inicio del agrietamiento y último) identificados en el capítulo anterior.

La rigidez de ciclo durante cada prueba se determinó ajustando una línea recta al comportamiento histerético presentado. En la Tabla 6.9 se presentan estos valores así como los calculados. La rigidez calculada de la simulación del modelo MVTEMP-01 resultó 30% menor de la rigidez obtenida experimentalmente y 100% menor a la que se obtendría con un análisis lineal. Se observa en los modelos analíticos que hay una pérdida de rigidez cuando se incrementa la magnitud del movimiento en la base, siguiendo una tendencia semejante a la observada experimentalmente. En el caso del modelo MVTEMP-03, las rigideces obtenidas de la simulación fueron hasta 76% mayores a las obtenidas experimentalmente. Esto quizás, debido a que en este modelo intervienen más materiales y a que no se consideró el efecto de la inyección de lechada en las propiedades de los materiales en las zonas inyectadas. Sin embargo, se aprecia que para la prueba CAL 60% HV, la rigidez estimada con un modelo no lineal es similar a la obtenida considerando un comportamiento lineal, lo que demuestra que gracias al refuerzo colocado, el modelo presentó un comportamiento aproximadamente lineal para esa intensidad de movimiento. Los modelos MVTEMP-01 y 03, en su estado final ambos redujeron su rigidez en 45%.

**Tabla 6.9.** Rigidez de ciclo

Modelo	Prueba	Aceleración máxima [g]	Analítico [kN/mm]			Experimental [kN/mm]	
			H	HV		H	HV
				No lineal	lineal		
MVTEMP-01	40%	H= 0.33; V=0.26	21.3	23.0	44.26	16.3	18.0
	60%	H=0.45; V=0.37	13.4	10.5		11.1	8.5
MVTEMP-03	80%	H= 0.52; V=0.27	67	64	68.4	38	27
	100%	H=0.78; V=0.49	27	27.4		16	14.7

Las distorsiones calculadas del modelo MVTEMP-01, resultaron 12% menores a las medidas. Para el modelo MVTEMP-03 las diferencias fueron superiores al 50%. En la Tabla 6.10, se presentan estos resultados.

**Tabla 6.10.** Comparación de las distorsiones máximas en el arranque de la bóveda.

Modelo	Intensidad		Distorsiones			
			Sismo H		Sismo HV	
	%	[g]	Experimental	Analítico	Experimental	Analítico
MVTEMP-01	40	0.35	0.109	0.132	0.115	0.11
	60	0.47	0.366	0.323	0.405	0.355
MVTEMP-03	80		0.156	0.056	0.175	0.070
	100		0.360	0.233	0.401	0.262

El incremento del periodo correspondiente a la magnitud de las distorsiones, fue aproximado a los valores obtenidos experimentalmente, al menos para el modelo MVTEMP-01. La degradación de la rigidez y el cortante basal aplicado, también, correspondieron aproximadamente, como se muestra en la Figura 6.21. En el modelo MVTEMP-03, las distorsiones fueron menores a las experimentales en mayor proporción, haciendo que el incremento del periodo no correspondiera con el medido. Lo mismo sucedió con la rigidez y el cortante basal.

La simulación del modelo MVTEMP-01 reprodujo mejor la respuesta observada en las pruebas hechas en la mesa vibradora.

A pesar de no haber considerado el ablandamiento del material, el elemento *SOLID65*, es una herramienta sencilla que permite estudiar la respuesta no lineal de las estructuras de mampostería histórica sin utilizar propiedades de los materiales difíciles de obtener.

La respuesta del modelo MVTEMP-03 no se reprodujo adecuadamente por la simulación numérica, sobre todo en magnitud, sin embargo, las formas de falla y el comportamiento histerético del modelo fue semejante al observado experimentalmente. La diferencia en cuanto a la magnitud de los resultados fue debida a que el modelo numérico resultó con una mayor rigidez que el modelo experimental. Si se hubiera realizado una calibración más refinada de las propiedades de los materiales considerando zonas con diferentes rigideces como consecuencia de las reparaciones y del microfisuramiento producido por el efecto de las pruebas anteriores, quizás la respuesta del modelo hubiera sido mejor reproducida.

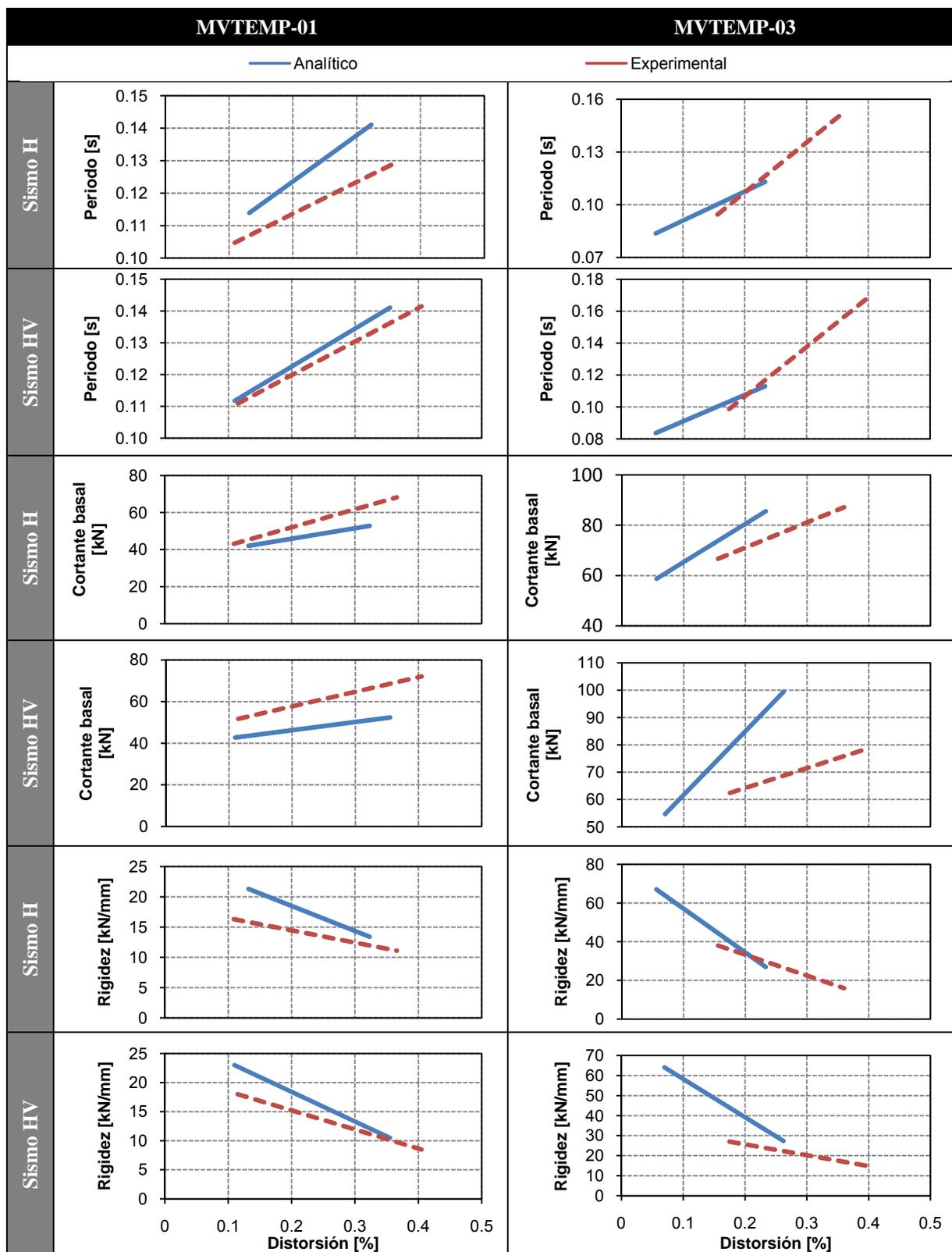


Figura 6.21. Degradación de la rigidez con respecto a la máxima distorsión alcanzada

### 6.6.5 Porcentaje de amortiguamiento crítico

El porcentaje de amortiguamiento crítico durante cada simulación se estimó al igual que los modelos experimentales, utilizando el método propuesto por Rinawi. En la Figura 6.22, se presentan las funciones de transferencia obtenidas de cada modelo para la estimación del amortiguamiento. El ancho de la función de transferencia en el rango de la frecuencia se tomó de manera que pudiera considerarse como de un grado de libertad. Cuando no se presentan daños en el modelo, esto resulta muy sencillo y es posible considerar un ancho de frecuencias más amplio, pero cuando los daños son severos, el ancho debe reducirse al mínimo para no obtener resultados erróneos y la función de transferencia calculada con el método se ajuste lo más aproximadamente posible a la medida.

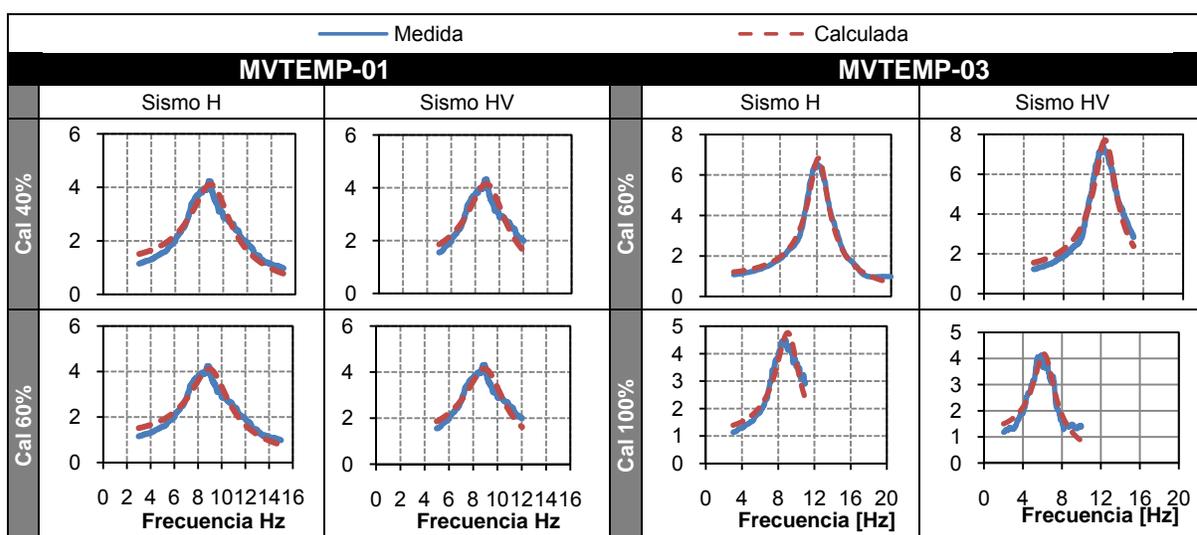


Figura 6.22. Comparación de las funciones de transferencia medidas vs. calculadas con el método propuesto por Rinawi.

En la Tabla 6.11 se presentan los resultados calculados. El máximo porcentaje de amortiguamiento crítico alcanzado experimentalmente fue de 15.5 %, en las pruebas seleccionadas. Para MVTEMP-03, la diferencia de los porcentajes de amortiguamiento crítico analíticos respecto a los experimentales no fue mayor al 37%. En el caso de MVTEMP-01, la diferencia fue del 58%.

Tabla 6.11. Porcentajes de amortiguamientos críticos calculados para la simulación numérica

Modelo	Prueba	Sismo H				Sismo HV			
		Analítico		Experimental		Analítico		Experimental	
		$\xi$ [%]	P [s]	$\xi$ [%]	P [s]	$\xi$ [%]	P [s]	$\xi$ [%]	P [s]
MVTEMP-01	40%	17	0.11	10.7	0.102	16	0.11		
	60%	18	0.13	13.9	0.116	19	0.14		
MVTEMP-03	60%	8.4	0.08	6.1	0.09	8.5	0.08	6.3	0.10
	100%	13.2	0.11	12.3	0.15	16.5	0.16	15.5	0.16

Los modelos analíticos desarrollaron un mayor porcentaje de amortiguamiento que los experimentales, esto resulta contradictorio, pues indica que estos liberaron una mayor cantidad de energía, sin embargo, fueron más rígidos y las distorsiones fueron menores que las medidas experimentalmente, por lo que estos resultados deben considerarse con reserva.

#### **6.6.6 Evaluación de la simulación numérica del modelo no reforzado MVTEMP-01**

La modelación del comportamiento no lineal de la mampostería de piedra y de ladrillo que se hizo bajo la hipótesis de considerarlas como un concreto ciclópeo de baja anisotropía, permitió obtener una respuesta bastante aproximada a la observada en los ensayos experimentales, encontrándose diferencias no mayores al 30%.

La mejor aproximación se obtuvo en la respuesta de la nave, no así en los campanarios, los cuales resultaron más rígidos que los del modelo experimental, por lo que hubiera sido deseable hacer simulaciones considerando un módulo de elasticidad de menor valor o también, obtener experimentalmente dicha propiedad.

#### **6.6.7 Evaluación de la simulación numérica del modelo reforzado MVTEMP-03**

El comportamiento global de este modelo fue similar al obtenido experimentalmente, sin embargo, en cuanto a magnitud, los resultados fueron diferentes dado que el modelo analítico resultó más rígido que el modelo experimental y con ello los desplazamientos fueron menores a los medidos.

Estas diferencias, es probable que no sean debidas a una inadecuada modelación de las mamposterías al considerarlas como un concreto ciclópeo de baja anisotropía, pues como se vio en el modelo no reforzado, al menos la respuesta no lineal analítica de la bóveda fue bastante aproximada a la medida experimentalmente. Más bien fueron debidas posiblemente a una inadecuada modelación del sistema de refuerzo compuesto por los tensores de la nave, el postensado de las torres y la cadena de concreto. Los tensores de la nave se modelaron utilizando el elemento *LINK8* que considera un comportamiento no lineal del acero y que permite aplicar un esfuerzo inicial de tensión, tal y como se hizo experimentalmente, sin embargo, en la modelación, este esfuerzo se mantiene constante mientras no se exceda el límite elástico del material y en el modelo experimental, algunos tensores se aflojaron debido al movimiento y a la aparición de los daños en la mampostería más no en los tensores y este efecto no se consideró en la modelación. En las torres por estar sometidas a un mayor esfuerzo de tensión no se aflojaron durante las pruebas y posiblemente este refuerzo si haya sido modelado adecuadamente. La cadena de concreto en el modelo experimental no mostró daños visibles y podría considerarse que no tuvo un comportamiento inelástico, de manera que es poco probable que se haya errado también en su simulación. Para considerar una modelación más adecuada de los tensores sería conveniente reducir el diámetro de los mismos de manera que con la

aplicación e incremento del movimiento puedan superar su límite de fluencia y de este modo reducir el esfuerzo de tensión inicial al que fueron sometidos y obtener un modelo menos rígido. Otra posible causa que pudo haber inferido en la diferencia de los resultados analíticos con los experimentales, es que pudiera haber existido deslizamiento entre la mesa vibradora y el modelo, por una inadecuado o pérdida de apriete del modelo hacia la mesa, provocando que los desplazamientos medidos fueran mayores a los reales.

## 6.7 Simulación del prototipo

Adicionalmente a las simulaciones de las pruebas seleccionadas de los modelos ensayados en mesa vibradora, se hizo la simulación del prototipo no reforzado a escala natural, con el principal objetivo de comparar su comportamiento con el obtenido en el modelo MVTEMP-01, que es con el que tiene una mayor similitud. Se utilizó la misma malla de elemento finito del modelo, pero amplificada 8 veces. Las propiedades de los materiales también fueron las mismas. De la misma forma, se utilizó el sismo Cal, pero con su escala original, sólo fue necesario hacer un ajuste en la escala de tiempos (Ver Figura 6.23), de manera que los respectivos espectros de respuesta, en la parte donde se tienen las mayores ordenadas espectrales, se encontraran los periodos fundamentales de vibrar del prototipo para inducir el mayor daño posible, quedando con un  $\Delta t = 0.02$  s. Los movimientos se aplicaron al 60% y 100% de intensidad, actuando de manera simultánea ambos componentes de aceleración.

Los valores  $\alpha$  y  $\beta$ , se obtuvieron empleando los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados para el modelo MVTEMP-01, pero asociándolos a las respectivas frecuencias fundamentales de vibrar Transversal y Vertical ( $\omega_T, \omega_V$ ) del primero. Siendo  $\alpha = 1.265$  y  $\beta = 0.0038$ .

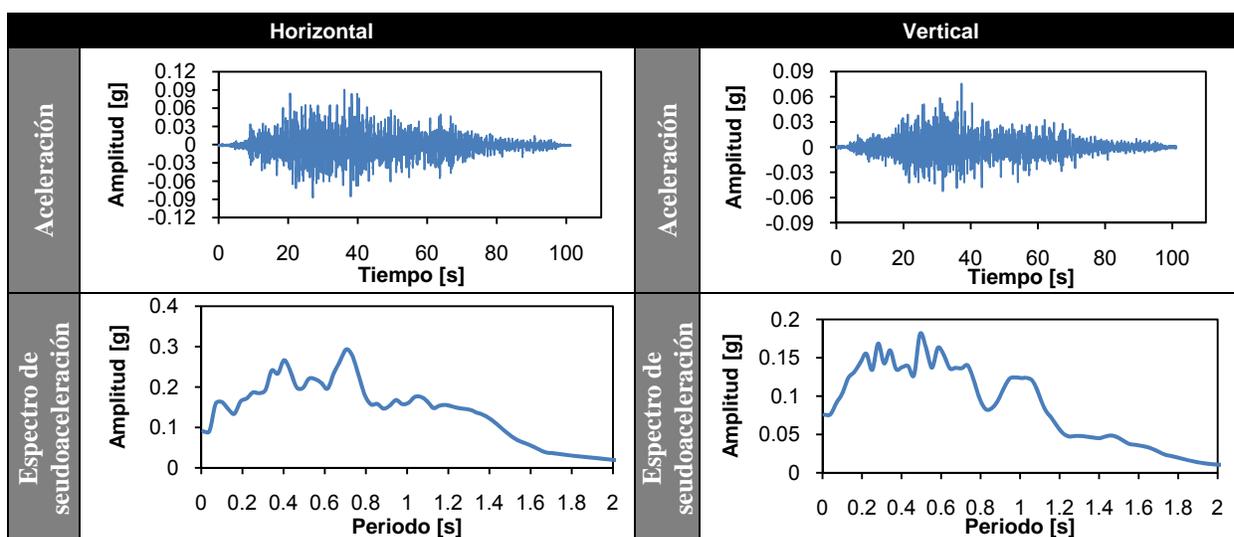


Figura 6.23. Historias de aceleración y espectros de pseudoaceleración aplicados al prototipo.

En la Figura 6.24, se presentan los daños del prototipo. Se muestra que, con la sola acción del peso propio, se formaron grietas longitudinales en la clave y en los riñones de la bóveda, ocasionadas por el empuje que no lo lograron resistir los contrafuertes. También, se muestra un agrietamiento al centro de la nave, debido al ensanchamiento de la misma producido por el mismo efecto y por ser la zona menos rígida. Esto no se pudo presentar en el modelo por la relación de esfuerzos verticales.

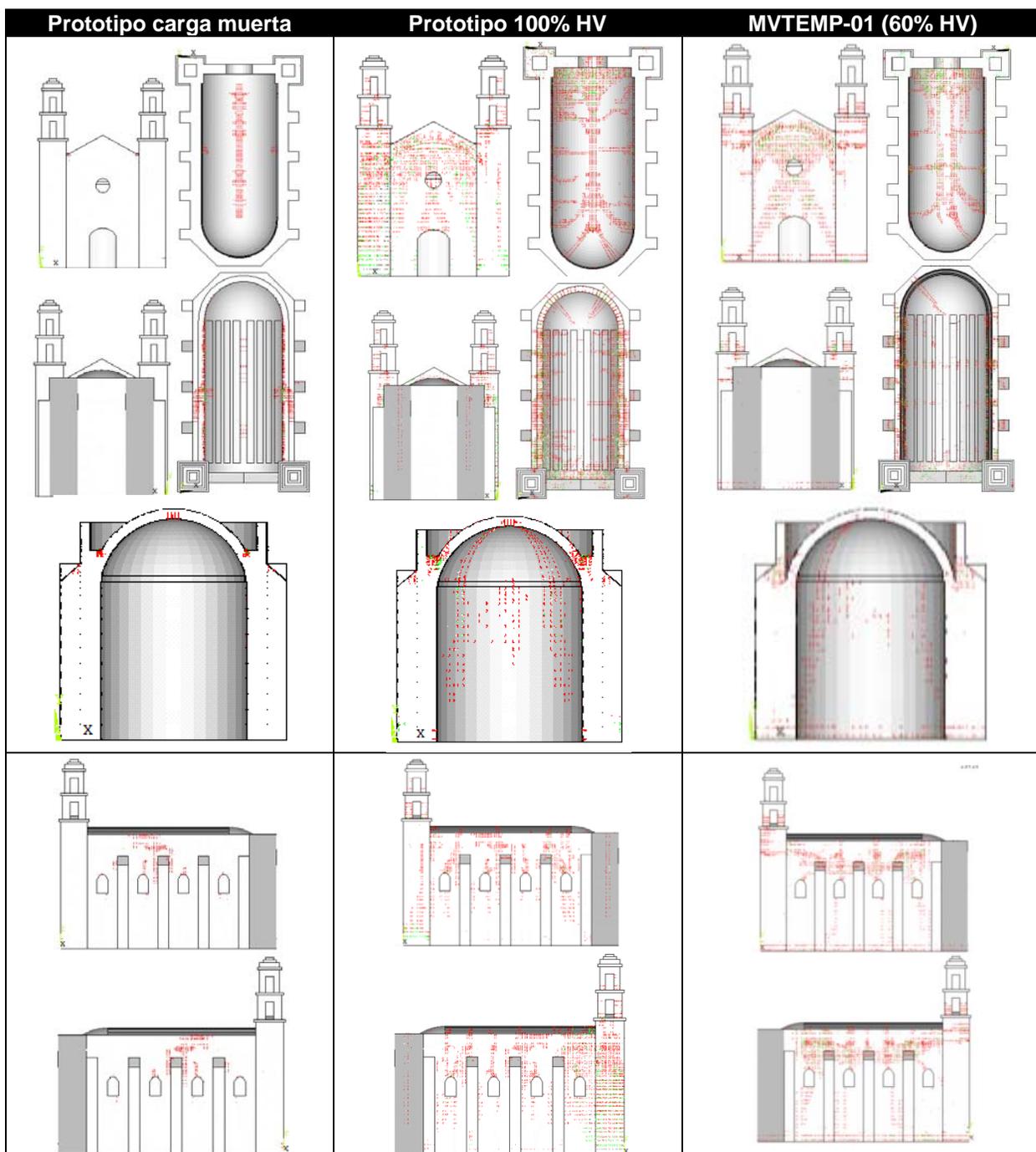


Figura 6.24. Daños producidos en el prototipo en distintas etapas.

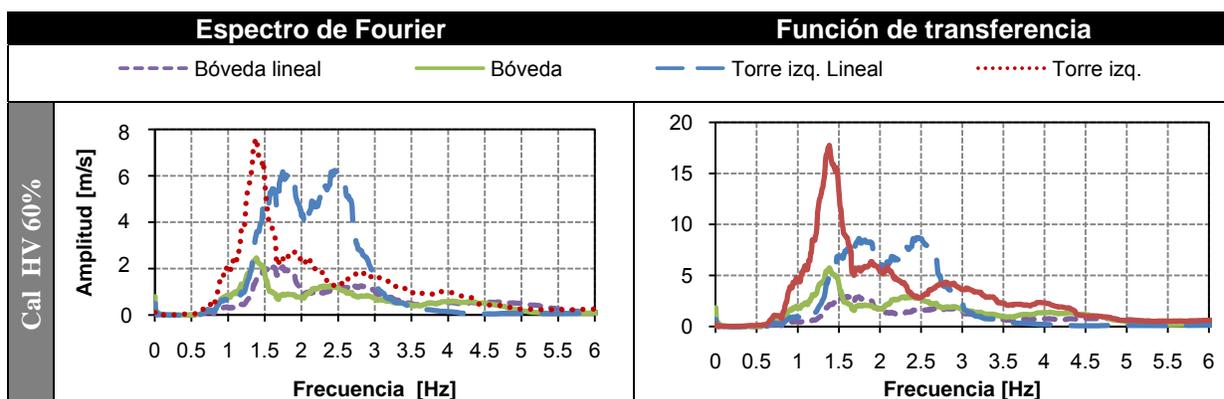
Los daños ocasionados por el efecto de los sismos se presentan en la Figura 6.24. La fachada tuvo un comportamiento distinto al observado en el modelo MVTEMP-01, al presentar agrietamientos diagonales de forma inversa y que pueden indicar que las torres tendieron a desprenderse de la fachada, demostrando que el efecto de la carga muerta evitó que se presentara una falla por cortante como en el modelo a escala, en donde dicho efecto no pudo reproducirse adecuadamente por las limitaciones de la escala elegida con que fue construido el modelo y que ésta a su vez, estuvo delimitada por la capacidad de la mesa vibradora. Los agrietamientos en los muros se concentraron en las aberturas como en el modelo experimental, aunque para el prototipo no se presentaron las grietas horizontales en la base de los muros como sucedió experimentalmente, muy probable, por la acción de los esfuerzos verticales. Las grietas en la bóveda son semejantes a las observadas en templos reales y quedaron mejor definidas que en el modelo experimental.

Los periodos iniciales resultaron ser ocho veces los periodos del modelo MVTEMP-01. Esto coincide con el factor de escala de 8 de los modelos y se confirma que se reprodujo adecuadamente el comportamiento dinámico del modelo ensayado en mesa vibradora.

**Tabla 6.12.** Periodos calculados en el estado inicial de los modelos.

Modelo	Análisis	Transversal	Vertical	F.E
		[s]		
MVTEMP-01	No lineal	0.082	0.046	
Prototipo	No lineal	0.61	0.33	8

Las frecuencias fundamentales de vibrar del modelo durante cada simulación se determinaron con un análisis espectral de las historias de aceleración medidas en los puntos de interés (Figura 6.25).



**Figura 6.25.** Espectros de Fourier y funciones de transferencia del modelo prototipo.

Las formas modales resultaron similares para los modos con mayor participación de masa en la dirección transversal y vertical (Figura 6.26).

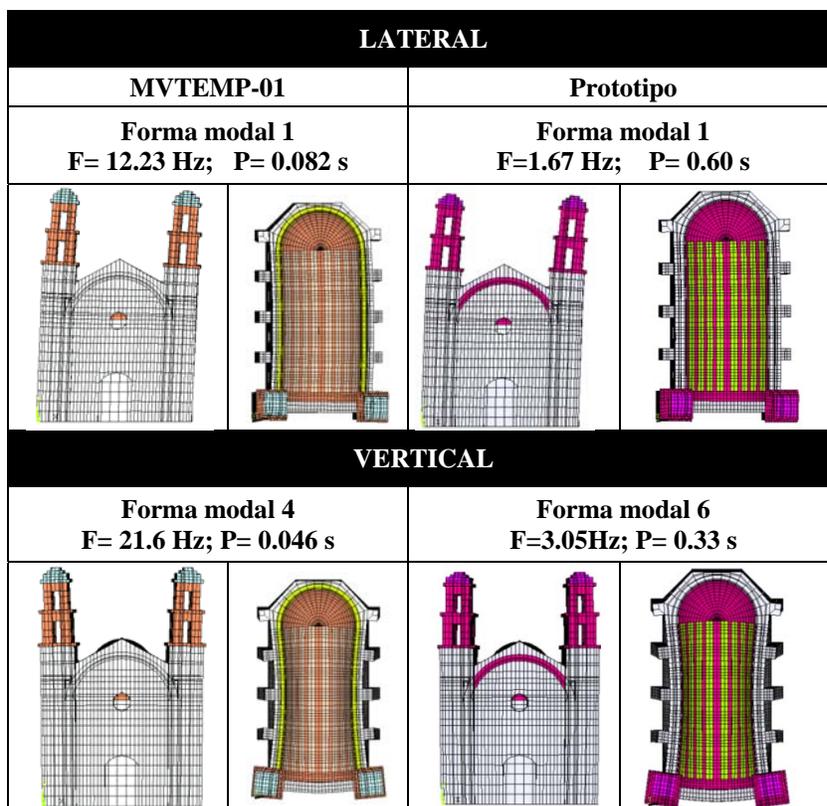


Figura 6.26. Principales formas modales

En el Anexo 3, se presentan las historias de aceleración y desplazamiento del prototipo para las torres y la bóveda.

El comportamiento histerético fue similar al observado en el modelo; con ciclos amplios y de forma irregular. No se observó estrangulamiento. La degradación de la rigidez fue menor en comparación con la del modelo.

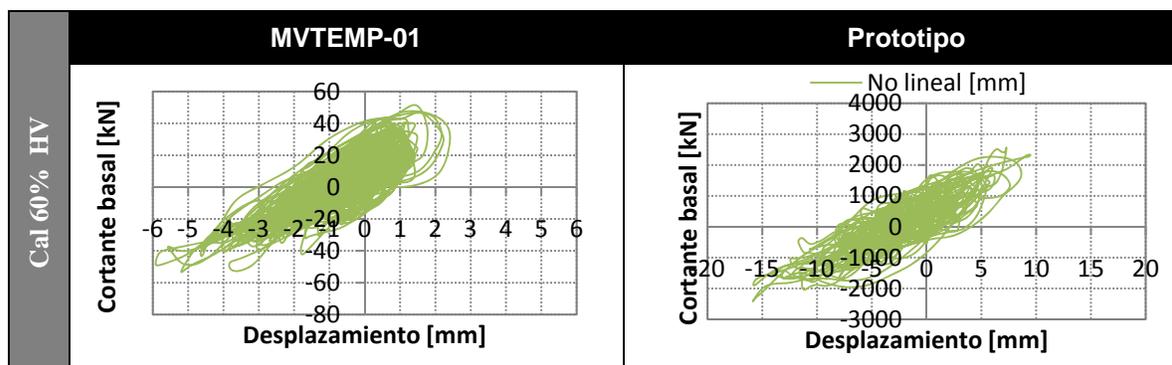


Figura 6.27. Cortante basal y ciclos de histéresis del modelo prototipo.

En la Tabla 6.13, se presentan algunas características de la respuesta del prototipo y se compara con la obtenida en el modelo MVTEMP-01.

**Tabla 6.13.** Comparación de la respuesta del prototipo con la medida en el modelo MVTEMP-01.

Modelo	Prueba	Acel. Máx. [g]	Frecuencia [Hz]		Amplificación de la aceleración		Rigidez [kN/mm]	Cortante basal [kN]	$\xi$ [%]	Coeficiente sísmico
			Bóv.	Cup.	Bóv.	Cup.				
			MVTEMP-01	40%HV	H= 0.33 V=0.26	8.95				
60%HV	H=0.45 V=0.37	7.09		4.88	1.3	3.9	10.5	52	19	0.42
Prototipo	60%HV	H=0.054 V=0.052	1.39	1.39	2.5	6.8	150	2564	7.6	0.049
	100%HV	H=0.09 V=0.086	1.2	1.2	3.1	9.7	147	4104	8.2	0.079

\*Base del campanario

Con el factor de escala para la longitud elegido de 8, la amplificación de las torres en el prototipo fue similar a la del modelo no reforzado MVTEMP-01, aproximadamente de 6. La bóveda presentó una amplificación 2.5, mientras que en el modelo no reforzado fue de 1.3, casi la mitad. Los modelos MVTEMP-01 y 03, en su estado final ambos redujeron su rigidez en un 45%, mientras que el prototipo sólo un 2%. El prototipo sólo alcanzó a desarrollar un amortiguamiento del 8.2 % y no alcanzó valores tan elevados como en los modelos a escala, a pesar de presentar mayores daños. El factor de escala para este caso sería 1, por lo tanto no hay correspondencia entre la respuesta del prototipo y la del modelo.

De esta manera se puede decir que aunque se reprodujeron algunos modos de falla comunes en el prototipo y el modelo, se tuvo una respuesta diferente y no es posible extrapolar los resultados obtenidos de los modelos al modelo escala natural.

El prototipo sólo alcanzó a desarrollar un amortiguamiento del 8.2 % y no alcanzó valores tan elevados como en los modelos a escala, a pesar de presentar mayores daños. El factor de escala para este caso sería 1, por lo tanto no hay correspondencia entre la respuesta del prototipo y la del modelo.

## Capítulo 7

### Conclusiones

Con base en el comportamiento observado y en los resultados obtenidos en los tres ensayos realizados en la mesa vibradora, y en las simulaciones numéricas hechas con el programa de análisis no lineal ANSYS, de dos de los tres ensayos, se llegó a la formulación de las siguientes conclusiones que pueden dividirse en tres grupos: el primero, respecto al proceso de modelación, construcción y ensaye de los modelos. El segundo, respecto a la respuesta observada en las pruebas y al funcionamiento de los sistemas de refuerzo propuestos; el tercero y último, respecto a las simulaciones numéricas realizadas y su comparación con la respuesta medida en los experimentos.

De la modelación, construcción y ensaye de los modelos, se concluye lo siguiente:

1. Que la escala elegida de 8, facilitó la construcción del espécimen e hizo que se tuviera un modelo de tamaño representativo y con el cual se pudo aprovechar al máximo la capacidad de la mesa vibradora con que cuenta el Instituto de Ingeniería.
2. La mesa vibradora con el peso total del modelo, (incluyendo la base de cimentación y la carga adicional) que fue de 14.5 t, sólo logró reproducir de manera adecuada los sismos de entrada hasta una frecuencia de 14 Hz en la dirección transversal y de 20 Hz en la dirección vertical. Para frecuencias mayores, la mesa presentó un comportamiento irregular, ya que la función de transferencia decae y ya resulta muy difícil hacer ajustes para mejorar su comportamiento. La frecuencia transversal del modelo fue de 12 Hz, aproximadamente, por lo que estuvo por debajo de la máxima que pudo reproducir la mesa, sin embargo, la frecuencia vertical fue superior a los 20 Hz, aún así, los sismos seleccionados para ser aplicados en los modelos lograron excitar a los especímenes sometidos a condiciones críticas. Estos movimientos que fueron ajustados para que los periodos fundamentales de vibrar iniciales de la estructura quedaran en la parte ascendente de los espectros de respuesta de los sismos aplicados,

también pudieron continuar afectando a la estructura aún después de iniciado el daño, debido a que los respectivos espectros presentaban una meseta bastante amplia.

3. La instrumentación utilizada permitió medir la respuesta del modelo ante el efecto de las acciones sísmicas; sin embargo, los registros de los extensómetros de hilo estuvieron contaminados por demasiado ruido, por lo tanto su uso no fue adecuado para este tipo de pruebas. La respuesta de los transductores de desplazamiento (potenciómetros), fue adecuada y sus señales fueron más limpias durante todas las pruebas. Los acelerómetros, no tuvieron problema alguno en su funcionamiento, sólo sus señales se vieron afectadas al momento de que los daños eran severos, ya que el golpeteo de algunas partes sueltas del modelo provocaba que los acelerómetros registraran picos de gran amplitud que no correspondían a la aceleración real en el punto donde estaban colocados. Por la naturaleza de la mampostería al no ser reforzada, resultó inevitable este problema. Por lo que la respuesta del modelo ante un severo estado de daños, debió tomarse con cautela.
4. La falla ocurrida en el sistema de control, y que provocó los daños del modelo MVTEMP-00, hizo que se modificara el plan de trabajo que inicialmente se tenía proyectado, ya que fue necesaria la rehabilitación del modelo, debido a que por sus características, resultaba muy complicado construir un nuevo espécimen. Sin embargo, a pesar de ello, las propiedades dinámicas del modelo no cambiaron significativamente, de manera que fue posible seguir utilizando las mismas acciones sísmicas y obtener resultados confiables de la respuesta de esta clase de estructuras.

A pesar de que no se reprodujeron los esfuerzos verticales como lo indican las leyes de similitud, en el modelo se lograron reproducir algunos modos de falla típicos que suelen presentarse en esta clase de estructuras cuando son afectados por algún evento sísmico. Del comportamiento observado en los ensayos realizados en la mesa vibradora se puede concluir lo siguiente:

1. Los campanarios resultaron ser los elementos estructurales más susceptibles de daño ante el efecto de un evento fuerte, tal y como sucede en estructuras reales. En la bóveda, siempre aparecieron grietas longitudinales como consecuencia de su apertura. La falla predominante de la fachada fue por cortante. Este tipo de falla no siempre se presenta en una estructura real, pues depende de sus características geométricas y de la calidad de sus materiales.
2. La aplicación de acciones sísmicas utilizando ambos componentes de aceleración (horizontal y vertical) de manera simultánea, aumenta de manera significativa la respuesta del modelo respecto a cuando sólo se aplica el componente horizontal, provocando mayores desplazamientos y por consiguiente incrementando los daños en el modelo.

3. Las distorsiones a la altura del arranque de la bóveda constituyen una medida eficaz del daño existente en este tipo de estructuras. La distorsión fue de 0.1% cuando iniciaron los daños y mayores de 0.4% cuando el daño fue severo. Con base en este parámetro fue como se estableció una escala cualitativa de daños. También, se encontró que con la aparición e incremento de daños, el periodo aumenta y este incremento puede utilizarse como un índice del nivel de daño en una estructura. Para el caso de cuando el daño era severo en los modelos, el periodo aumentó hasta un 70% respecto al valor inicial (sin daño). Por otra parte las propiedades dinámicas de los modelos variaron de una prueba a otra, aún para bajas intensidades; esto demuestra el comportamiento no lineal de esta clase de materiales.
4. En el estado inicial de los modelos (sin daño), el porcentaje de amortiguamiento crítico resultó ser mayor al 6%, lo que demuestra la alta capacidad de disipación de energía de las estructuras hechas con mampostería de piedra en comparación con las estructuras de concreto; y esto es consecuencia de la gran deformabilidad del mortero; de la existencia de oquedades dentro de la mampostería, y de la aparición e incremento de daños. En algunos casos, el máximo porcentaje de amortiguamiento crítico alcanzado en los modelos fue superior al 15%, cuando el daño en los especímenes era severo.
5. El análisis por ventanas del porcentaje de amortiguamiento crítico evidenció el comportamiento no lineal de los modelos, al mostrar que el periodo y el amortiguamiento no son constantes durante un sismo y que su incremento es debido a la degradación de la rigidez y al progreso de los daños.
6. Con la aplicación inicial de sismos de baja amplitud, se observó un incremento en la rigidez de los modelos, que pudiera ser consecuencia a la consolidación del mortero de cal, que constituye más del 30% de este tipo de mampostería. Otra posible causa, pudiera ser el reacomodo del modelo y de todos los aditamentos sujetos a la mesa vibradora, aunque, siempre se revisó que todo estuviera bien sujeto antes de iniciar con las pruebas.
7. En el estudio del comportamiento de las curvas histeréticas de los tres modelos se pudieron observar tres estados característicos: fin de la consolidación y comienzo de la zona de máxima rigidez, inicio del agrietamiento y último. La distorsión necesaria para alcanzar cada estado fue aproximada en los tres ensayos, y el cortante basal para producir tal distorsión, dependió de la rigidez de cada modelo.

La información obtenida de la respuesta del modelo del templo típico colonial ensayado en mesa vibradora permitió evaluar el comportamiento del modelo sin reforzar y a su vez compararlo con la respuesta de los modelos reforzados. De esta manera, fue posible evaluar la efectividad de las dos técnicas de reforzamiento estructural empleadas, llegando a las siguientes conclusiones:

1. El uso de la malla electrosoldada recubierta con mortero como refuerzo de los campanarios del modelo, demostró ser una medida adecuada para el refuerzo de estos elementos; quizás para un mejor funcionamiento, la malla debió abarcar una mayor longitud de la torre para evitar que se degollara.
2. El uso de barras postensadas a lo largo de las torres evitó el colapso de estos elementos, y mantuvieron su continuidad aún ante movimientos intensos. Su colocación fue muy simple para este modelo, debido a que las torres estaban completamente huecas y no existía ningún obstáculo en su trayecto. En una estructura real habría que diseñar una variante del refuerzo, debido a que en la mayoría de los casos, el interior de las torres no siempre está libre.
3. La cadena perimetral de concreto reforzado permitió tener un mejor confinamiento de la bóveda y ligar los muros con la fachada y el ábside. Al haber sido colocada sobre parte del relleno de la bóveda, su construcción fue sencilla y no interfirió con la arquitectura del modelo. El uso de los tensores transversales también favoreció la reducción de la apertura de la bóveda, tal y como se observó en el modelo MVTEMP-02. Esta técnica es muy sencilla y no requirió la ejecución de adaptaciones complejas en los modelos para su implementación. La combinación de ambas técnicas incrementó la resistencia y capacidad de deformación del modelo MVTEMP-03.
4. La efectividad de los sistemas de refuerzo estudiados ha sido validada, ya que incrementaron la resistencia estructural del modelo, logrando que se pudieran aplicar movimientos hasta 100% mayores a los resistidos por el modelo no reforzado MVTEMP-01. Estos refuerzos limitaron los desplazamientos, y evitaron el colapso de los elementos más susceptibles de daño, pero también tienen el inconveniente de que no permiten una mayor disipación de energía, y la falla suele presentarse en los elementos que carecen de refuerzo, cuando se someten a movimientos extremadamente fuertes.

La información obtenida de los experimentos además, de servir para conocer los detalles del comportamiento de este tipo de estructuras, también, sirvió para realizar la calibración de los modelos matemáticos no lineales. Con base a estos resultados, se llegaron a las siguientes conclusiones:

5. Los modelos matemáticos lograron reproducir de manera adecuada el comportamiento de las pruebas simuladas. El considerar a la mampostería de conglomerado como si fuera un concreto ciclópeo de baja anisotropía, permitió que se modelara su comportamiento bajo el modelo constitutivo del concreto simple, obteniendo resultados bastante aproximados a los que se midieron experimentalmente, sin la necesidad de utilizar modelaciones complejas y características más específicas de los materiales; sin embargo, fue necesario hacer ajustes respecto a la resistencia a tensión, lo que llevo a considerar una resistencia de  $0.08f'_m$  que fue superior a la medida experimentalmente. También, se encontró que esta propiedad, es

una de las que más contribuyen en el comportamiento del modelo constitutivo elegido, ya que ante variaciones pequeñas de este parámetro, el comportamiento del modelo se modifica notablemente. Sería conveniente estudiar si este efecto también se presenta en estructuras reales. Por otra parte, la respuesta de la bóveda fue la que mejor se reprodujo en los modelos, principalmente en el modelo no reforzado MVTEMP-01. En la respuesta de las torres fue donde se tuvieron mayores diferencias; hizo falta hacer una calibración más fina de las propiedades de estos elementos que resultaron más flexibles de lo que se había supuesto.

6. La modelación de los tensores de refuerzo no reprodujo adecuadamente la respuesta observada experimentalmente en los modelos, ya que resultaron más rígidos, y las distorsiones fueron menores. En la modelación no se consideró la posible pérdida de tensión debida al movimiento continuo del modelo, sólo se consideró el comportamiento inelástico pero los tensores no trabajaron dentro de este rango. También, el posible deslizamiento del modelo sobre la mesa vibradora no fue considerado, lo que pudiera haber provocado mayores desplazamientos del modelo experimental.
7. Los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados mediante Rinawi con un análisis espectral de las historias de aceleración, resultaron superiores a los calculados experimentalmente también con Rinawi. Esto puede ser consecuencia a que la ley constitutiva elegida no considera otros efectos importantes como es el ablandamiento del mortero, adherencia, etc.
8. Con la simulación del prototipo, se pudieron comparar las diferencias entre su respuesta y la obtenida de su similar escalado MVTMEP-01. Se encontró que por la falta de un adecuado escalamiento de los esfuerzos verticales, sólo las frecuencias fundamentales de vibrar resultaron ser las que corresponden según el análisis dimensional, o sea 8 veces más que las del modelo a escala. Los desplazamientos ni las aceleraciones correspondieron a los medidos experimentalmente afectados por los respectivos factores de escala. Además, el efecto de dichos esfuerzos, evitó que se presentará una falla por cortante como sucedió en el modelo a escala. En el resto del prototipo se presentaron algunos patrones de falla similares a los observados en el modelo experimental

Dado lo anterior, los resultados obtenidos experimentalmente no son extrapolables al prototipo; sin embargo, fueron de gran utilidad para la calibración de los modelos matemáticos, y a su vez para estudiar el comportamiento no lineal de esta clase de estructuras, el cual se presenta aún ante bajos niveles de esfuerzo, sin ser necesaria la presencia aparente de daños. El agrietamiento, la existencia de huecos y la alta deformabilidad del mortero, permiten que se desarrolle una mayor disipación de energía que la que ocurre en los edificios de concreto o mampostería reforzada y por lo mismo no deben estudiarse bajo los mismos criterios.

En resumen, se puede decir que se cumplió con el objetivo principal de este trabajo y que era validar un método analítico para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas, pues se pudo evaluar que el modelo constitutivo del concreto simple bajo las consideraciones estudiadas, reproduce aproximadamente y de manera práctica, el comportamiento no lineal de la mampostería de conglomerado. Los resultados del programa de ensayos efectuado en la mesa vibradora hicieron posible la calibración de este método de análisis y además, se conoció más a fondo la respuesta de este tipo de estructuras, y de los diversos esquemas de reforzamiento, aunque la extrapolación de estos resultados a estructuras reales haya sido muy limitada. Se puede decir que con análisis no lineales es posible estudiar la seguridad sísmica de esta clase de edificios.

## **Recomendaciones**

Sería conveniente la realización de simulaciones numéricas de templos reales que estuvieran instrumentados para evaluar la respuesta calculada con la observada ante el efecto de sismos fuertes.

Validar experimentalmente la influencia de la resistencia a tensión de la mampostería en el comportamiento de este tipo de estructuras.

Convendría estudiar otros modelos matemáticos que consideren el ablandamiento del mortero.

Al plantearse un esquema de reforzamiento estructural de un templo histórico, sería conveniente la realización de un análisis exhaustivo de los efectos que pudieran inducirse con la incorporación de determinado sistema de refuerzo en el comportamiento de la estructura, de modo que no se formen zonas sobrerreforzadas, que trasladen los daños a zonas que antes no se veían afectadas e incluso puedan comprometer más la estabilidad de la estructura que en donde inicialmente se presentaban los daños.

## Anexos

### A.1 Método de Integración de Newmark

Este método de integración incluye el algoritmo avanzado HHT para los casos de análisis dinámicos implícitos. Utiliza la expansión de diferencias finitas en un intervalo de tiempo  $\Delta t$ , que considera que:

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + [(1 - \delta)\{\dot{u}_n\} + \delta\{\dot{u}_{n+1}\}]\Delta t \quad \text{Ec. (6.12)}$$

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + \{\dot{u}_n\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\{\ddot{u}_n\} + \alpha\{\ddot{u}_{n+1}\}\right]\Delta t^2 \quad \text{Ec. (6.13)}$$

Donde:

$\alpha, \delta$  = Parámetros de integración de Newmark

$$\Delta t = t_{n+1} - t_n$$

$\{u_n\}$  = Vector de desplazamientos nodal en el tiempo  $t_n$

$\{\dot{u}_n\}$  = Vector de velocidades nodal en el tiempo  $t_n$

$\{\ddot{u}_n\}$  = Vector de aceleraciones nodal en el tiempo  $t_n$

$\{u_{n+1}\}$  = Vector de desplazamientos nodal en el tiempo  $t_{n+1}$

$\{\dot{u}_{n+1}\}$  = Vector de velocidades nodal en el tiempo  $t_{n+1}$

$\{\ddot{u}_{n+1}\}$  = Vector de aceleraciones nodal en el tiempo  $t_{n+1}$

Para el cálculo inicial de los desplazamientos  $\{u_{n+1}\}$ , la Ec. 6.10, es evaluada para el tiempo  $t_{n+1}$  como:

$$[M]\{\ddot{u}_{n+1}\} + [C]\{\dot{u}_{n+1}\} + [K]\{u_{n+1}\} = \{F^a\} \quad \text{Ec. (6.14)}$$

La solución para el desplazamiento en el tiempo  $t_{n+1}$  es obtenida con el primer ajuste de Ec. 6.11 y la Ec. 6.12, tal que:

$$\{\ddot{u}_{n+1}\} = a_0(c - \{u_n\}) - a_2\{\dot{u}_n\} - a_3\{\ddot{u}_n\} \quad \text{Ec. (6.15)}$$

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + a_6\{\dot{u}_n\} + a_7\{\ddot{u}_{n+1}\} \quad \text{Ec. (6.16)}$$

Donde:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2} & a_1 &= \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \\ a_2 &= \frac{1}{\alpha \Delta t} & a_3 &= \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_4 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1 & a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \\ a_6 &= \Delta t(1 - \delta) & a_7 &= \delta \Delta t \end{aligned}$$

Sustituyendo  $\{\ddot{u}_{n+1}\}$  de la Ec. 6.14 en la Ec. 6.15. Las ecuaciones para  $\{\ddot{u}_{n+1}\}$  y  $\{\dot{u}_{n+1}\}$  pueden expresarse en términos de la incógnita  $\{\ddot{u}_{n+1}\}$ . Luego sustituyendo las ecuaciones para  $\{\ddot{u}_{n+1}\}$  y  $\{\dot{u}_{n+1}\}$  en la Ec. 6.13 se tiene que:

$$(a_0[M] + a_1[C] + [K])\{u_{n+1}\} = \{F^a\} + [M](a_0\{u_n\} + a_2\{\dot{u}_n\} + a_3\{\ddot{u}_n\}) + [C](a_1\{u_n\} + a_4\{\dot{u}_n\} + a_5\{\ddot{u}_n\}) \quad \text{Ec. (6.17)}$$

Hasta que la solución se obtiene para  $\{u_{n+1}\}$ , las velocidades y aceleraciones son actualizadas empleando las Ecs. 6.14 y 6.15.

Como se describe en Zienkiewicz, (1980) la solución de la Ec. 6.13 empleando el método de Newmark con las Ecs. 6.11 y 6.12, es incondicionalmente estable debido a:

$$\alpha \geq \frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \delta \right)^2; \delta \geq \frac{1}{2}, \frac{1}{2} + \delta + \gamma > 0 \quad \text{Ec. (6.18)}$$

Siendo  $\alpha$  y  $\beta$  los parámetros de Newmark

$$\alpha = \frac{1}{4} (1 + \gamma)^2, \delta = \frac{1}{2} + \gamma \quad \text{Ec. (6.19)}$$

Donde:

$\gamma$  = factor de decrecimiento de amplitud

## A.2 Simulación numérica

Se presenta un segmento de la subrutina desarrollada para realizar de manera eficiente el análisis no lineal sísmico del modelo en el programa computacional ANSYS 11.0.

```

/filename,templorun,1
save,templorun,db
resume,templorun,db

/config,nres,5100
/config,noel,db,1
/config,norstgm,1

nstep=5000
dtim=0.01
scal=.8

*set,ac
*dim,ac,,nstep

*vlen,nstep,1
*vread,ac(1),CALETAH40.txt
(1f16.12)

/solu
antype,trans
rescontrol,define,none,none
alphad,1.3854
betad,0.0016

timint,off
acel,0,9.81
time,dtim
Kbc,0
solve

/sys,copy templorun.rst templorun-dl.rst

acel,,9.81
time,2*dtim
solve

timint,on
*do,i,1,nstep,1
/sys,del templorun.rst

nsubst,10
time,(2+i)*dtim
acel,ac(i)*scal,9.81
kbc,1
solve

/post1
set,last

!      Declaración de nodos para desplazamiento
fsum
*get,force,fsum,,item,fx
*get,dis1x,node,4442,u,x
*get,dis1y,node,4442,u,y
*get,dis2x,node,6326,u,x
.
.
.
!      Declaración de nodos para aceleración
*get,acele1x,node,4442,A,x
*get,acele1y,node,4442,A,y
*get,acele2x,node,6326,A,x

```

```
*get,acele2y,node,6326,A,y
.
.
.
!    archivos de salida desplazamientos
*cfopen,despla1.txt,,append
*vwrite,force,dis1x,dis1y,dis2x,dis2y,dis3x,dis3y,dis4x,dis4y,dis5x,dis5y,dis6x,dis6y,dis7x,dis7y
(1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X)
.
.
.
!    archivos de salida aceleraciones
*cfopen,acelera1.txt,,append
*vwrite,acele1x,acele1y,acele2x,acele2y,acele3x,acele3y,acele4x,acele4y,acele5x,acele5y,acele6x,acele6y,acele7x,acele7y
(1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X,1e12.5,3X)
.
.
.
*cfclos
*if,i,eq,100,then
/sys,copy templorun.rst templorun-100.rst
*endif
*if,i,eq,150,then
/sys,copy templorun.rst templorun-150.rst
*endif
.
.
*if,i,eq,5050,then
/sys,copy templorun.rst templorun-350.rst
*endif

/solu
antype,trans,restart,,continue
*enddo
```

**A.3 Historias en el tiempo de los desplazamientos y aceleraciones de la torre y la nave del prototipo.**

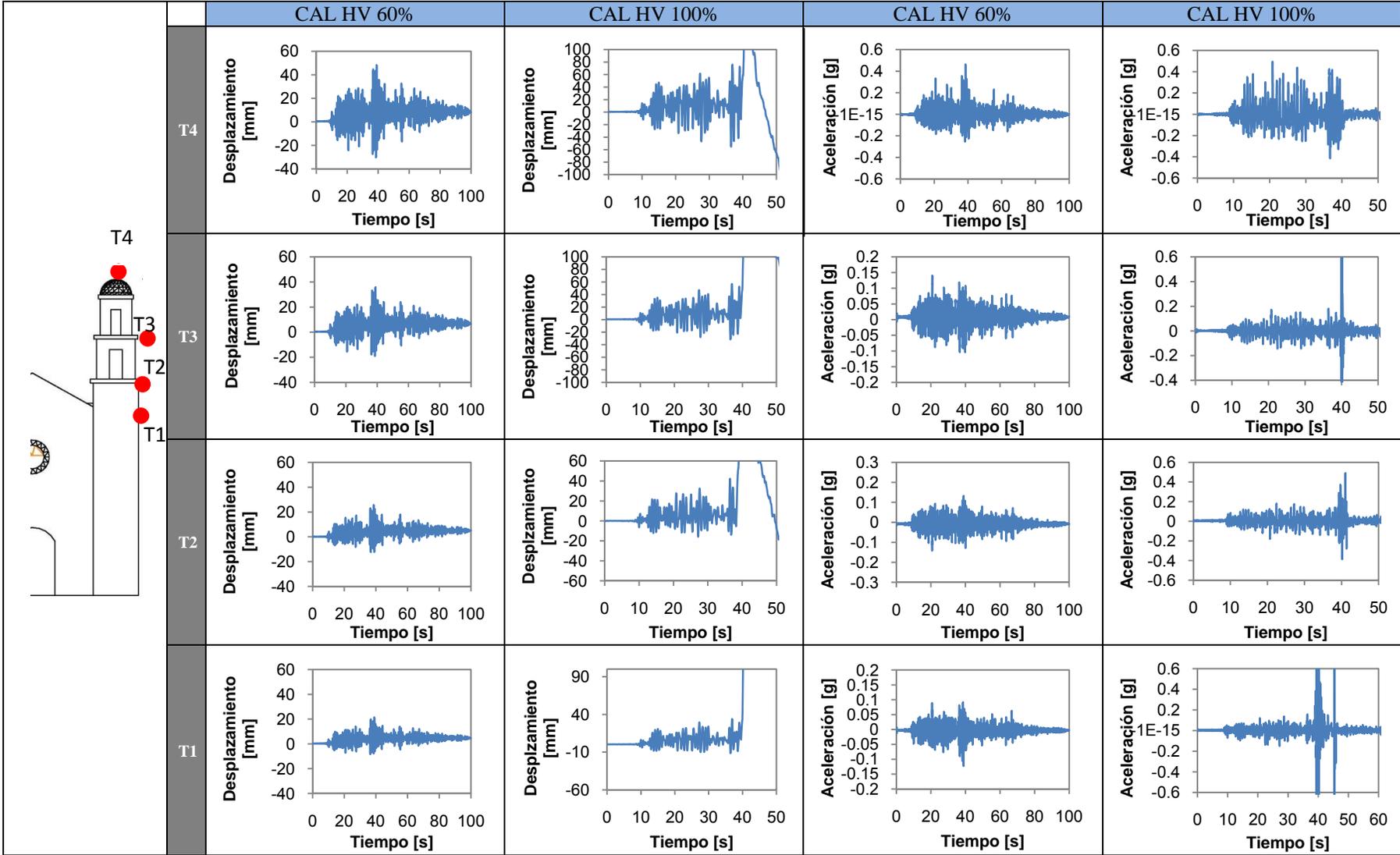


Figura 6.1. Historias de desplazamiento y aceleraciones de la torre derecha prototipo.

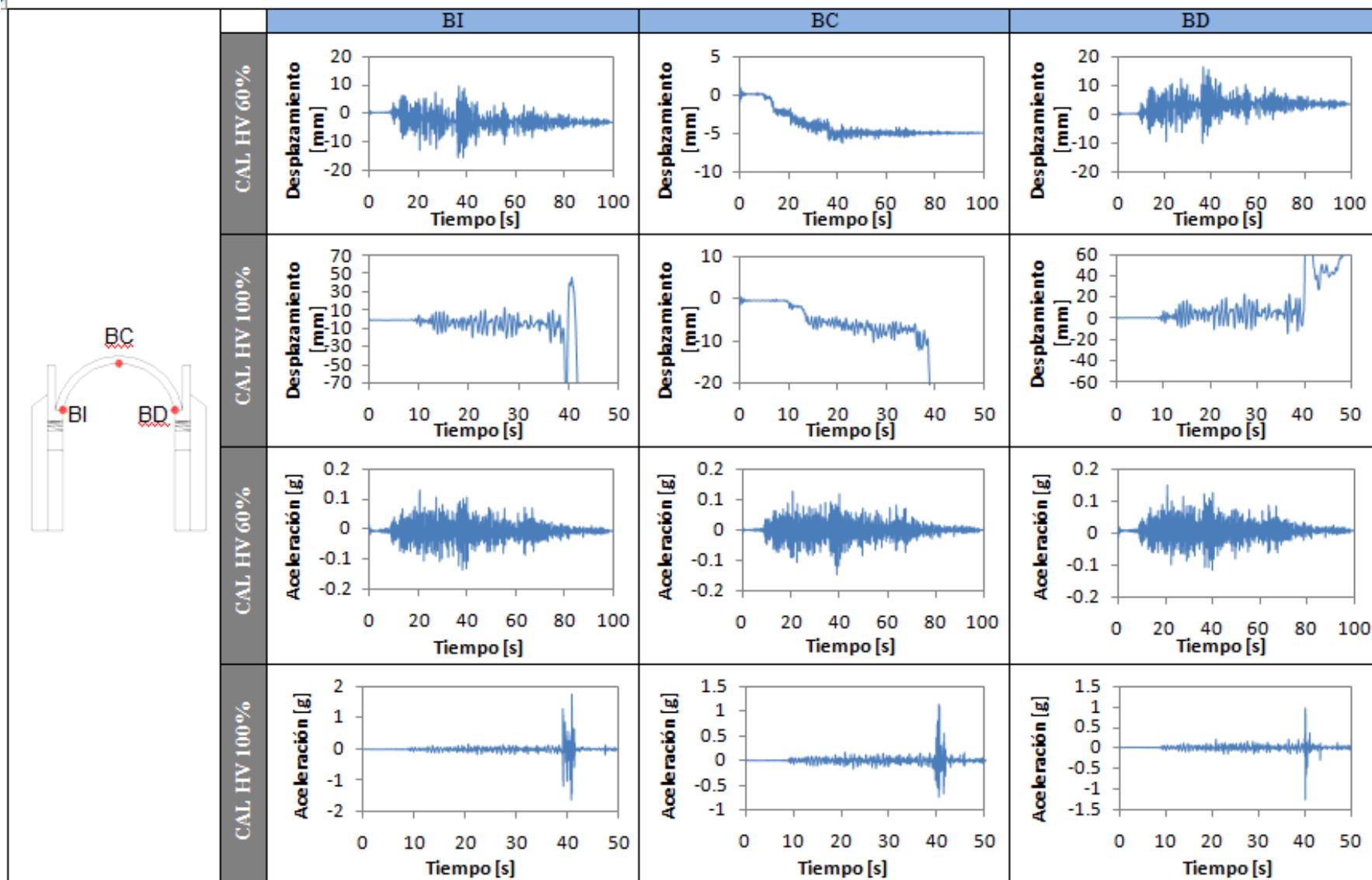


Figura 6.2. Historias de aceleraciones y desplazamientos de la bóveda prototipo.

## Referencias

- Acary V. (2001), "Contribution a la modélisation mécanique et numérique des édifices mâçonnées". Tesis doctoral, *Université de Aix-Marseille II*.
- Alcocer S., Aguilar G. y Flores L. (1999), "El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999", *Informe realizado por Investigadores del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED)*. México, D.F., 159 p.
- Alcocer S. M. y Murià D. (1997), "La nueva mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México", *Informe final proyecto 6539, preparado para el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*
- Ansys Inc (2007). "Release 11.0, Documentation for ANSYS".
- Arias J. (2005), "Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles". Tesis de maestría, *UNAM, México*.
- Baronio G., Binda L y Modena C. (1992), "Criteria and methods for optimal choice of grouts according to the characteristics of masonries", Effectiveness on Injection Techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas, *Department of structural Engineering, Politecnico of Milan, Italy*.
- Barchielli M. y Domenichi L. (2003), "Analisi statica e di la stabilità di una ciminiera in muratura, Corso di laurea in Ingegneria civile", *Univesità degli studi di Firenze, Italia*, 1-54.
- Bertocci S., Betti M. y Di Carlo A. (2006), "Il progetto di restauro della Torre di Galatrona a Bucine", *Bolletino Ingegneri*; (4): 3-9.
- Castellanos H. (2004), "Efecto del agrietamiento en la respuesta sísmica de un templo colonial típico". Tesis de maestría, *UNAM, México*.
- Celestino Z. (2005), Comunicación personal.

Chávez M. (2003), "Técnicas de consolidación de grietas en mamposterías de monumentos históricos", Tesis de licenciatura, UNAM, México.

Chávez M. (2005), "Estudio experimental de las propiedades mecánicas de mamposterías de piedra natural". Tesis de maestría, UNAM, México.

Clough R. y Penzien J. (2003), "Dynamics of Structures", *Computers and Structures*, Berkeley, California.

Dahmani L, Khennane A y Kac S. (2010), "Crack identification in reinforced concrete beams using Ansys software", *Strength of Materials*; **42** (2): 232-240.

De la Torre O., López R., Salazar A. y Roldán J. (2004). "Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas". *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 70 1-26.

Gambarotta L y Lagomarsino S. (1997), "Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part. II: the continuum model and its applications". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 26.

García N. (2007), "Funcionamiento y seguridad estructural de los templos conventuales del siglo XVI en México". Tesis doctoral, UNAM, México,

Gavrilovic P., Ginell W. S. y Sendova V. I. (1996), "Correlation between the experimental and analytical results on seismic strengthening of Byzantine Churches". *11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, México.

Gavrilovic P. (2001), "Seismic strengthening of Byzantine Churches in the Republic of Macedonia". *International Congress, UNESCO-ICOMOS*.

Giordano A, Mele E y De Luca A. (2002), "Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study". *Engineering Structures*; 24 (8):1057-1069.

Gómez H. (2006), "Comparación de la respuesta sísmica del prototipo de un templo colonial contra su modelo a escala 1:8". Tesis de maestría, UNAM, México

Heyman J. (1968), "Beauvais Cathedral", *Transactions of the Newcomer Society*, V. 40.

Heyman J. (1995), "The stone skeleton: structural engineering of masonry architecture", *Cambridge University Press*.

Hemmaty Y. (1998), "Modeling of the shear force transferred between cracks in reinforced and fiber reinforced concrete structures", *International ANSYS Conference Proceedings*, Pittsburgh, PA.

Hernández O., Meli R., Padilla M. y Valencia E. (1981), "Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas. Estudios experimentales". *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 441, UNAM, México.

INAH (2000), Memoria FONDEN 2000. "Rehabilitación de inmuebles históricos dañados por los sismos de junio y septiembre de 1999 en los estados de Guerrero, Estado de México, Morelos, Oaxaca, Puebla Tlaxcala y Veracruz", *FONDEN*.

Lourenço P. (1996), "Computational strategies for masonry structures". Ph. D Thesis, *University of technology*. Delft, Netherlands.

Mendoza García M. A., Murià Vila D. y López Morales J (2005), "IFCIIC programa de captura de datos para pruebas dinámicas", *Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, patrocinado por el Gobierno del Distrito Federal, proyecto: 4516

Meli R. y Hernández O. (1975), "Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería confinada", *Instituto de Ingeniería*, Serie No. 350, UNAM, México.

Meli R. (1998), "Ingeniería estructural de los edificios históricos". *Fundación ICA*, México.

Meli R. y Peña F. (2005), "On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches". *Proceedings of the fourth international seminar on structural analysis of historical constructions*, 10-13 November, Padova, Italy.

Morales H. (2004), "Análisis de la respuesta sísmica de un templo colonial típico en cruz latina". Tesis de maestría, *UNAM*, México.

ONNCCE (2001a), "Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", México.

ONNCCE (2005), "Anteproyecto de norma Mexicana: Determinación de la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de pilas y resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes de mampostería de barro y concreto", México, 13 pp.

Ordaz M. y Montoya C. (1991), "DEGTRA, Ver. 5.1.". Programa para computadora. *Instituto de Ingeniería*, UNAM.

Orduña G. (2001). "Limit analysis as tool for the simplified assessment of ancient masonry structures". *Historical Constructions 2001*, Eds. P. Lourenço and P. Roca, *Universidade do Minho*, Guimarães.

Orduña A, Lourenço, P. (2002). "Análisis límite en 3D para la evaluación y refuerzo de estructuras históricas de mampostería". *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla.

Orduña A. (2003). "Seismic assessment of ancient masonry structures by rigid blocks limit analysis". Ph. D thesis, *Universidade do Minho*, Portugal.

Peña F. (2001), "Rigid element model for dynamics analysis of in-plane masonry structures". Ph. D. Thesis, *Politecnico di Milano Dipartimento Di Ingegneria Strutturale*. Italy.

Peña F. y Casolo S. (2003), "Análisis dinámico de estructuras de mampostería usando un modelo de elementos rígidos: aplicación en el estudio de la seguridad sísmica de una iglesia barroca", *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato.

Rinawi A. y Clough R. (1992), "Improved amplitude fitting for frequency and damping estimation", *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics*, Bethel, CT; 893-898.

Rivera D. (2007), Comunicación personal

Rivera D, Meli R, Sánchez R y Orozco B. (2008), "Evaluation of the measured seismic response of the Mexico City Cathedral", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; **37** (10): 1249-1268. DOI: 10.1002/eqe.808.

Rodríguez G. (2007), Comunicación personal

Roeder G. (2004), "Simulación numérica del comportamiento mecánico de la mampostería". Tesis de doctorado, UNAM, México.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1997). "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", México.

Taborda R. (2003), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de maestría, *UNAM*, México.

Thomas J. y Ramaswamy A. (2006), "Nonlinear Analysis of Shear Dominant Prestressed Concrete Beams using ANSYS", *International ANSYS Conference Proceedings*; <http://www.ansys.com/events/proceedings>.

Tomazevic M. (1992), "Some aspects of testing small-scale masonry building models on simple earthquake simulators", *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 21.

Vázquez, A. (2005), "Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesas vibradora". Tesis de maestría, *UNAM*, México.

William K. J. y Warnke E. P. (1975), "Constitutive model for triaxial behavior of concrete", *Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, International Association of Bridge and Structural Engineering Conference*, Bergamo, Italy 1975; **19**: 174.

Zienkiewicz O.C., et al. (1980), "Computational models for the transient dynamic analysis of concrete dams", *Dams and Earthquake*, Inst. Of Civil Engineers, London