



**UNIVERSIDAD  
MICHOCANA DE SAN NICOLÁS  
HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**“RIESGO SÍSMICO DEL TEMPLO DE SAN AGUSTÍN EN  
MORELIA, MICHOACÁN”**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE  
ESTRUCTURAS**

**PRESENTA:**

**ING. ABDIEL NUÑEZ GAONA**

**ASESOR:**

**DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ**

**MORELIA, MICHOACÁN, MAYO 2018.**



## **OBJETIVOS**

### **OBJETIVO GENERAL**

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica del templo de San Agustín en la ciudad de Morelia, Michoacán, como un primer paso hacia estimación del comportamiento futuro de este emblemático conjunto conventual.

### **OBJETIVOS PARTICULARES**

- Colaborar en el conocimiento del comportamiento estructural futuro del patrimonio moreliano, como parte fundamental de una correcta preservación del mismo.
- Obtener mediante campañas experimentales las propiedades dinámicas del templo, para la calibración de modelos numéricos que represente de manera aceptable el comportamiento esperado del templo.
- Evaluar las probabilidades y grados de daño para la estructura global, con la finalidad de revisar la necesidad de propuestas de intervención futuras.

## **CONTENIDO**

<b>CAPÍTULO I.</b>	
<b>ANTECEDENTES.....</b>	<b>7</b>
<b>1.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>7</b>
<b>1.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA Y RIESGO SÍSMICO.....</b>	<b>12</b>
<b>1.3 ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>16</b>
<b>1.4 INVESTIGACIONES SOBRE EL TEMPLO DE SAN AGUSTÍN.....</b>	<b>26</b>
<b>CAPÍTULO II.</b>	
<b>CAMPAÑAS EXPERIMENTALES.....</b>	<b>30</b>
<b>2.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>30</b>
<b>2.2 VIBRACIONES AMBIENTALES.....</b>	<b>31</b>
<b>2.3 EQUIPO UTILIZADO.....</b>	<b>31</b>
<b>2.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....</b>	<b>32</b>
<b>2.5 PERIODOS FUNDAMENTALES.....</b>	<b>33</b>
<b>2.6 PERIODOS DEL SUELO.....</b>	<b>36</b>
<b>CAPÍTULO III.</b>	
<b>MODELADO NUMÉRICO.....</b>	<b>38</b>
<b>3.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>38</b>
<b>3.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELADO NUMÉRICO.....</b>	<b>39</b>
<b>3.3 CALIBRACIÓN DEL MODELADO NUMÉRICO.....</b>	<b>42</b>
<b>3.4 CORRELACIÓN DE LOS PARAMETROS NUMÉRICOS Y EXPERIMENTALES.....</b>	<b>47</b>
<b>CAPÍTULO IV.</b>	
<b>DEMANDA SÍSMICA.....</b>	<b>51</b>
<b>4.1 ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS.....</b>	<b>52</b>
<b>4.2 ACELEROGRAMAS REALES.....</b>	<b>54</b>
<b>4.2.1 REGISTRO DE ACELERACIONES DE LA ESTACIÓN “CULHUACÁN, CLAVE:CH84”.....</b>	<b>55</b>
<b>4.2.2 REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “PARQUE JARDINES DE COYOACÁN, CLAVE: JC54”.....</b>	<b>56</b>
<b>4.2.3 REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “MULTI-FAMILIAR JUÁREZ II, CLAVE: CJ04”.....</b>	<b>57</b>
<b>4.2.4 REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “ESC. SEC. TÉC. NO. 2, CLAVE: GA62”.....</b>	<b>59</b>
<b>4.2.5 REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “PARQUE LA HABANA, PUEBLA, CLAVE: PHPU”.....</b>	<b>61</b>

4.2.6	4.2.6. REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “CIUDAD SERDÁN, CLAVE: CSER”.....	63
<b>CAPÍTULO V.</b>		
	<b>EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y EL RIESGO SÍSMICO.....</b>	<b>65</b>
5.1	ANÁLISIS DINÁMICOS ELÁSTICOS EN 3 DIRECCIONES.....	65
5.2	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS ELÁSTICOS.....	66
5.2.1	ESFUERZOS.....	66
5.2.2	DESPLAZAMIENTOS.....	78
5.3	ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN 3 DIRECCIONES.....	88
5.4	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	89
5.5	PROPIEDADES INELÁSTICAS DEL MATERIAL.....	92
5.6	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS INELÁSTICOS.....	93
5.6.1	ESFUERZOS.....	96
5.6.2	DESPLAZAMIENTOS.....	100
6.3	EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	108
6.3.1	CURVAS DE CAPACIDAD.....	112
6.3.2	ÍNDICES DE DAÑO.....	119
6.3.3	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	123
6.4	RIESGO SÍSMICO.....	129
6.4.1	PÉRDIDAS ECONÓMICAS.....	132
<b>CAPÍTULO VI.</b>		
	<b>DIAGNÓSTICO Y CRITERIOS DE INTERVENCION.....</b>	<b>136</b>
6.1	DIAGNOSTICO.....	136
6.1.1	TORRE.....	136
6.1.2	TORREÓN.....	137
6.1.3	NAVE-CORO.....	137
6.1.4	MURO FACHADA.....	138
6.1.5	MURO NORTE-CONTRAFUERTES.....	138
6.1.6	MURO SUR.....	138
6.1.7	BÓVEDA DE CAÑÓN.....	139
6.1.8	CÚPULA.....	139
6.1.9	BÓVEDA DE CRUCERÍA.....	140
6.2	CRITERIOS DE INTERVENCIÓN.....	140
<b>CAPÍTULO VII.</b>		
	<b>CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>146</b>
7.1	CONCLUSIONES.....	146
7.2	LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	149
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>151</b>
	<b>REFERENCIAS ELECTRÓNICAS.....</b>	<b>156</b>

## **RESUMEN**

Los sismos originados en la última década habían evidenciado el daño que sufría el templo de San Agustín, lo cual dejaba claro de manera cualitativa que el templo de San Agustín era vulnerable a ser dañado por las fuerzas sísmicas, sin embargo había que realizar de manera numérica una evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico, se realizó dicho cálculo mediante análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo en 3 direcciones, se encontraron los patrones de daño que se corroboran con los daños actuales observados en la estructura, los resultados son utilizados para realizar una propuestas de intervención preliminar que deberá justificarse en futuras investigaciones.

## **ABSTRACT**

The earthquakes originated in the last decade had shown the damage suffered by the San Agustín church, which made it clear qualitatively that the San Agustín temple was vulnerable to being damaged by seismic forces, however it had to be done numerically an evaluation of vulnerability and seismic risk, this calculation was performed by means of dynamic nonlinear analyzes in the history of time in 3 directions, the damage patterns were found that are corroborated with the current damages observed in the structure, the results are used to make a preliminary intervention proposal that should be justified in future investigations.

**Palabras clave:** Sismos, Monumentos, Dinámicos, Análisis, Vulnerabilidad.

## **AGRADECIMIENTOS**

Me queda muy claro que el camino para lograr esta meta ha sido bastante complicado, sin duda hubo momentos en los que pensé que no podría alcanzar el objetivo, sin embargo, con ayuda de muchas personas, pude lograrlo. Cada una de las personas que me apoyaron en distintas etapas de mi vida, sin duda son parte fundamental de este logro. En especial quisiera recalcar la importancia de mi familia, de amigos, de compañeros, profesores, Doctores...Este trabajo tiene un gran merito suyo. Gracias.

# **CAPÍTULO I.**

## **ANTECEDENTES**

### **1.1. INTRODUCCIÓN**

Históricamente el empleo de la mampostería como material de construcción ha sido muy importante, particularmente hasta antes del uso del concreto reforzado y el acero; de tal manera que un porcentaje muy importante de las construcciones con valor patrimonial están hechas de este material, tanto en México como en el resto del mundo. Por lo anterior, es de especial importancia el estudio estructural de construcciones de mampostería antigua.

México es un país que tiene un amplio y envidiable acervo cultural y arqueológico, que se ve reflejado en la gran cantidad de edificaciones construidas en diversas épocas de su historia. Destacan las imponentes edificaciones que datan del periodo prehispánico, pasando al periodo colonial (1521-1810) caracterizado por edificaciones renacentistas y barrocas, por mencionar algunos de los varios estilos predominantes de esa época. Se continuó con el periodo republicano (1824-1876) donde el estilo predominante de las construcciones fue el neoclasicismo. El siguiente periodo fue el Porfiriato (1876-1910) donde se comenzó la transición del romanticismo al modernismo, llegando así hasta nuestros días. *Aguayo et al. (2015).*

México cuenta con una inmensa cantidad de edificios históricos, la mayoría se encuentra en los centros históricos de las ciudades patrimonio cultural de la humanidad como lo son la ciudad de México, Morelia, Puebla, Guanajuato, Querétaro, etc. Estas ciudades cuentan con centros históricos reconocidos como patrimonio cultural de la humanidad por la UNESCO<sup>(1)</sup>. Actualmente, México tiene la dicha de ostentar 10 de sus urbes con dicha distinción en la categoría de bienes culturales, debido a su valor histórico, arquitectónico y urbanístico; aportan un testimonio cultural único, representan un ejemplo arquitectónico sobresaliente o expresan una autenticidad cultural o histórica, pero ¿a qué le llamamos edificios históricos? Bien, la UNESCO<sup>(2)</sup> define a las edificaciones de tipo histórico como *“el grupo de edificios que cuentan con un valor universal sobresaliente desde el punto de vista de la historia, arte o ciencia. Un edificio histórico es un complejo sistema de espacios, volúmenes, materiales, superficies, aspectos constructivos, funciones y configuraciones reales y pasadas, degradación, etc. El conjunto es el resultado de un proceso histórico continuo de modificación y transformación. Un patrimonio arquitectónico puede ser interpretado como un artefacto, donde sus elementos son testigos de culturas constructivas y de hechos ocurridos durante la vida del edificio”*.

Si bien en México la arquitectura de estos monumentos de tipo histórico, puede ser variada, como se mencionó anteriormente pueden ir desde una arquitectura barroco renacentista hasta de tipo neoclásica, sin tomar en cuenta claro las construcciones que datan de un periodo prehispánico, la mayoría de estas edificaciones tienen varias cosas en común, como que en su mayor parte están hechos en su mayor parte o casi en su totalidad de mampostería y están unidos por un mortero hecho con material cementante, cal, agua, arena, etc. además que algunas veces se les agregaba material pétreo como piedras porosas. Dichas construcciones se hicieron a partir del siglo XV con la llegada de los españoles al continente americano, también comparten las técnicas de construcción con las que se edificaron, en su mayoría están basadas en los conocimientos europeos de la época. Por lo general las construcciones históricas de mayor relevancia que se construyeron en esa época fueron las iglesias, por la importancia que tenía para los españoles la evangelización de la Nueva España, debido a la magnitud de las iglesias son de las edificaciones históricas que más llaman la atención en la actualidad.

Precisamente debido a que este tipo de edificios tiene un gran valor intrínseco como lo son en la arquitectura, el arte, la historia, la ingeniería, etc. se debe tener un especial cuidado y completo entendimiento estructural de los mismos, en esta investigación nos centraremos a fondo en las construcciones que se realizaron en la época de la colonización.

Poniendo en contexto a la edificación histórica que se pretende estudiar, esta se encuentra en el estado de Michoacán, el cual cuenta con alrededor de 6000 edificios de los 85,000 edificios catalogados como patrimoniales dentro del territorio mexicano. Tan solo en el centro histórico de la ciudad de Morelia se tienen 1100 estructuras que datan de los siglos XVI-XIX, de las cuales poco más del 95% son de tipo colonial y el resto de carácter religioso. Pese a lo anterior, dentro del contexto multidisciplinario que implica el correcto estudio y conservación de este tipo de inmuebles en México, la parte correspondiente a la ingeniería sísmica y estructural de los mismos se encuentra en la actualidad abandonada, por lo que, al momento de llevar a cabo la etapa de diagnóstico para establecer algún tipo de intervención, ésta resulta en la mayoría de los casos desafortunada, poco respetuosa y con prácticamente nulo carácter científico. *Alejo et al. (2014).*

A pesar de que hay miles de edificios de tipo histórico en muchas ciudades de México, la mayoría de los análisis estructurales que se han realizado se han enfocado principalmente en los edificios de mayores dimensiones, ya que debido a la importancia económica, cultural y social que estos representan, se hace necesario este tipo de estudios en los edificios más importantes, pero de igual

manera esto no significa que tengamos que dejar de lado los edificios menos representativos, además haciendo una perspectiva de todos las edificaciones de tipo histórico con las que cuenta México, se observa que la variedad de la configuración arquitectónica de las distintas edificaciones es muy amplia, por lo que se debe planear el tener una metodología adecuada de análisis ingenieril, la cual pueda ser aplicable a toda esta variada arquitectura de tipo histórica.

En la figura 1 observamos las grandes dimensiones de la catedral del centro histórico de la ciudad de Morelia, las dimensiones tanto de altura como de ancho de las torres son un gran atractivo para todos los turistas nacionales y extranjeros.



**Figura 1. Catedral del centro histórico de la ciudad de Morelia.**

La mayoría de las iglesias de valor histórico con las que cuenta México, tienen con una arquitectura similar, hablando en el aspecto de elementos arquitectónicos, llegan a tener elementos desde grandes torres, cúpulas, además de naves, ábsides, claustros, etc.

En la figura 2 se muestra la imagen de la catedral de la ciudad de Puebla, un emblemático edificio representativo de la arquitectura barroco renacentista en las iglesias y templos, ya que cuenta con los elementos anteriormente mencionados.



**Figura 2. Imagen de la catedral de Puebla en la cual se observa la fachada principal la cual muestra además la magnitud de sus dos torres.**



**Figura 3. Arquitectura barroco Renacentista en la catedral metropolitana de la ciudad de México.**

En la actualidad es sabido que los edificios de mampostería existentes presentan alta vulnerabilidad sísmica. Esto está relacionado con su baja resistencia a fuerzas horizontales, falta de capacidad para disipar la energía y la ausencia de los requisitos sísmicos en el momento de su construcción. En años recientes y en diversos países, el interés por conservar el patrimonio construido ante la amenaza de los sismos, ha llevado a diferentes grupos de investigación al desarrollo de una cantidad apreciable de modelos de análisis estructural para construcciones históricas de mampostería. *Orduña et al. (2016)*.

Cabe recalcar que la mayoría de las ciudades patrimonio cultural de la humanidad con las que cuenta México se encuentran en zonas de alta sismicidad, como se

muestra en la figura 2, lo que significa que una gran cantidad de edificaciones de tipo histórico que tiene México están expuestas a sufrir acciones de tipo accidental como son los sismos, con los cuales pueden sufrir daños más graves de los que se han encontrado en muchas de estas edificaciones si no se comienza a tener el correcto cuidado de las mismas.



**Figura 4. Regionalización sísmica de la República Mexicana. (3)**

Por todo lo mencionado es fácil darse cuenta de la importancia que tiene las edificaciones de tipo histórico, y resalta aún más la necesidad de comprender de una manera adecuada su comportamiento estructural tanto ante cargas gravitacionales como ante acciones accidentales.

Por lo general los edificios históricos se comportan estructuralmente de manera muy diferente a los edificios contemporáneos, por ello se requiere un tipo de análisis diferente al convencionalmente usado para los edificios modernos, esto se debe principalmente al tipo de estructuración y a los materiales usados. En principio el objetivo del análisis estructural en este tipo de edificios es conocer el comportamiento estructural de cara a establecer un nivel de seguridad esperado. Además de evitar la destrucción de la componente histórica y proteger los valores intrínsecos de una estructura histórica durante una intervención. Es necesario que el ingeniero conozca los materiales y técnicas constructivas usadas en el pasado para que pueda hacer una buena descripción del comportamiento estructural del edificio histórico.

En México hay un gran desconocimiento en el comportamiento esperado en este tipo de edificaciones, debido a su gran complejidad arquitectónica y a las grandes incertidumbres asociadas tales como efectos de la edad, daños, problemas de origen, propiedades mecánicas, etc. sin embargo, por la importancia que tienen los mismos, es necesario realizar investigaciones para formular una idea más

aproximada de su estado actual y su comportamiento esperado ante acciones futuras.

Poniendo en contexto a la ingeniería estructural, la parte que se encarga del estudio de este tipo de edificaciones se encuentra abandonada, dando como ejemplo que de los últimos tres congresos nacionales de ingeniería estructural organizados por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C. la cantidad de información referente a este aspecto ha sido prácticamente nula en comparación con otras áreas de la ingeniería estructural, por ejemplo, en el congreso del año 2012 solo el 4% de los artículos de investigación estaban relacionados con el análisis de edificaciones de tipo histórico, de igual manera en el congreso del año 2014 solo el 3% del total de los artículos abordaba este tema, y en el último del 2016 solo el 7% del total de los artículos se relacionaba con el tema.

Por último destacar la importancia de poder evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de estructuras patrimoniales ya que han existido terremotos que han destruido o dañado severamente construcciones de este tipo en diferentes zonas de mundo, particularmente en regiones de alta sismicidad tales como Italia, Grecia, Turquía, India, China, Japón, México y Perú.

## **1.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA Y RIESGO SÍSMICO**

Históricamente la humanidad ha comprobado que una de las catástrofes más grandes que azotan a la humanidad son los sismos, en México tenemos pruebas fervientes de los daños que pueden originar dichos desastres naturales a las estructuras, con los sismos que se presentaron en los días 19 de septiembre de 1985 y 2017, donde se tuvieron grandes pérdidas humanas y económicas. El número de pérdidas humanas en este último gran sismo del 19 de septiembre 2017 fue de 331<sup>(4)</sup>, con lo cual específicamente en el área de la ingeniería estructural nos obliga a redoblar esfuerzos por comprender el riesgo sísmico al que están sometidas nuestras estructuras; sabemos que la mayoría de las pérdidas humanas se deben principalmente al colapso de edificios, evitar tanto pérdidas humanas, como pérdidas económicas, y en el caso de monumentos históricos, pérdidas en el área de patrimonio es un de vital importancia para la ingeniería estructural, es por éste motivo que para evaluar el riesgo sísmico al que está expuesta una estructura debemos tener claro la vulnerabilidad y peligrosidad sísmica al que están expuestas nuestras estructuras.

A partir de terremotos pasados se ha observado que ciertas estructuras, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otras a pesar de estar ubicadas en la misma zona. Si bien entendemos por vulnerabilidad

sísmica de una estructura o de un grupo de estructuras, al grado de daño que sufre una estructura de determinadas características. *Barbat et al. (2016)*, por lo tanto, podemos clasificar a un edificio en base a su vulnerabilidad sísmica, la cual puede ser alta o baja. La vulnerabilidad depende de las características propias de la estructura, es decir, el ser más vulnerable o menos vulnerable a un sismo depende de las características intrínsecas de la edificación, esto significa que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo sísmico, es decir, la vulnerabilidad sísmica puede llegar a ser alta en un edificio, pero solo para las características de un sismo en específico, aunque puede que la probabilidad de que se presente un sismo de esas determinadas características que hace muy vulnerable la estructura sea baja, por ende, no estaría en riesgo sísmico alto, más sin embargo, la estructura no dejaría de ser vulnerable. Viéndolo de este punto de vista todas las estructuras pueden ser vulnerables dependiendo el sismo al que se someta, por lo tanto, será necesario evaluar el riesgo sísmico de dichas estructuras, viendo que tan vulnerable son ante los sismos que se hayan determinado en una evaluación de peligro sísmico para el sitio de la estructura.

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios en los que se pretende evaluar el riesgo sísmico. Se entiende por riesgo sísmico al grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. *Yepez et al. (1995)*. El riesgo sísmico depende fundamentalmente de dos factores, el primero es el mencionado anteriormente la vulnerabilidad sísmica, el segundo es la amenaza o peligrosidad sísmica, si se pretende reducir el riesgo sísmico de una estructura tendremos que reducir la vulnerabilidad sísmica de la misma, debido a que por razones naturales no se puede reducir la peligrosidad sísmica de un sitio.

El grado de daño que puede sufrir una estructura puede ser de dos tipos: daño estructural y daño no estructural, el primero referente al daño en todos los elementos estructurales que conforman el sistema resistente de la edificación, el segundo se refiere al daño en elementos que no forman parte del sistema resistente estructural, estos incluyen los elementos arquitectónicos, los sistemas eléctricos, los sistemas mecánicos, etc. Los dos pueden representar un gran costo económico dependiendo del tipo de daño.

Puesto que la vulnerabilidad sísmica nace de la observación y la cuantificación de los daños causados por sismos puede clasificarse las técnicas que con la que se puede evaluar la vulnerabilidad en observada o cualitativa y en técnicas cuantitativas o calculadas, la primera nace de métodos empíricos o son análisis subjetivos, en los que de la mano de investigadores capacitados puede hacerse una evaluación subjetiva de un edificio, de una tipología de edificios o de un lugar en general, sin embargo, como es de suponerse la evaluación subjetiva de la

vulnerabilidad de un edificio tiene escaso valor científico porque no nos proporciona ninguna metodología general para evaluar el riesgo de un edificio, quedando en su mayor medida al criterio de las personas que hayan realizado dicha evaluación, por el contrario, la evaluación de la vulnerabilidad cualitativa es aquella en la que posible cuantificar el grado de daño esperado ocasionado por un evento sísmico mediante la aplicación de modelos matemáticos. *Yepez et al. (1995)*.

Uno de los objetivos principales de esta investigación está enfocado aplicar técnicas para calcular la vulnerabilidad sísmica del edificio del templo de San Agustín de manera calculada o cuantitativa, para posteriormente calcular el riesgo sísmico del mismo. Sin embargo, ante la importancia de los estudios referentes a evaluar la vulnerabilidad sísmica de manera cuantitativa, no se ha estandarizado una metodología para estimarla en edificios o de estructuras en general.

Existen varias técnicas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio las directas, indirectas, híbridas y las convencionales, esta clasificación se basa al tipo de resultado. Las técnicas directas predicen en un solo paso el daño causado por un sismo a una estructura, a partir de dos métodos los tipológicos y los mecánicos. Las técnicas indirectas en base a índices de daño establecen la vulnerabilidad sísmica bajo estudios post-sismo, y estudios estadísticos, las técnicas convencionales utilizan un índice de vulnerabilidad independiente del daño, las calificaciones para la vulnerabilidad sísmica en estas técnicas puede ser comparándolo con los enfoques de diseño actual o con aspectos empíricos, además, de que son aplicables a una tipología de estructuras que a una edificación en específico, por último, las técnicas híbridas son aquellas incluyen las combinación técnicas mencionadas anteriormente. *Caicedo (1993)*.

Para el caso de estudio se optará por usar las técnicas híbridas ya que se cuenta con un modelo detallado de una estructura individual, además se usarán índices de daño, se realizarán los procedimientos de análisis más utilizados, los análisis estáticos y dinámicos, tanto lineales como no lineales, para posteriormente evaluar los índices de daños que nos permitirán determinar la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

Para el caso de las edificaciones de tipo histórico, es importante evaluar la vulnerabilidad sísmica como un primer paso para evaluar el riesgo sísmico, así se puede tener una idea de las pérdidas que se puede tener durante un sismo, las cuales para este tipo de edificios se requiere que sean mínimas por el valor ya mencionado de los mismos.

El análisis de vulnerabilidad sísmica de construcciones históricas y, en particular de edificaciones de tipo religioso, como es el caso de estudio, implica una evaluación profunda y detallada. Esto es debido a una gran variabilidad en la propiedades de los materiales que las conforman, a los procedimientos constructivos utilizados, al tiempo de ejecución hasta la culminación misma de la estructura, a las irregularidades en planta y elevación, a los cambios de resistencia y rigidez, a grandes luces y alturas, a modificaciones estructurales posteriores y a daños acumulados que las hacen sumamente complejas para pretender realizar un análisis estructural detallado. Es por ello que se deben de desarrollar cálculos de la vulnerabilidad dentro de los niveles de confianza.

Las funciones de vulnerabilidad o también llamadas curvas de fragilidad de un elemento representan la probabilidad de excedencia de los límites de su respuesta ante acciones sísmicas, estos límites quedan definidos por consideraciones físicas. *Martínez (2007)*.

Las técnicas mencionadas para evaluar la vulnerabilidad calculada en edificios no son del todo métodos que podamos considerar analíticos en su totalidad, ya que, durante la calibración de los modelos matemáticos, una parte de los casos se requieren pruebas de laboratorio, o pruebas no destructivas en edificios los cuales nos permiten evaluar la eficiencia del método analítico. Debido a que estas pruebas se realizan en elementos estructurales aislados se pretende evaluar el comportamiento global de la estructura con un índice global de daño. *Caicedo et al (1994)*. Dicho resultado puede obtenerse básicamente mediante dos modalidades, la primera mediante las denominadas matrices de probabilidad de daño las cuales expresan en forma discreta la probabilidad  $P [D = j / i]$  de obtener un nivel de daño igual a  $j$  dado un sismo de tamaño  $i$ . La segunda forma de obtener un índice global de daño es con el uso de las denominadas funciones de vulnerabilidad, las cuales son funciones gráficas o matemáticas que representan de forma continua que describan la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el sismo. Y aunque este índice global de daño nos otorga una idea general del comportamiento de la estructura, este no es suficiente para describir el comportamiento de un edificio por completo. Para darle una validez al modelado numérico, este debe de ser evaluado después de la ocurrencia de un sismo, comparando los daños esperados con los calculados.

Puesto que uno de los objetivos planteados es obtener el riesgo sísmico de la estructura a futuro, partiendo de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, tenemos que dejar claros algunos conceptos para el entendimiento del mismo.

**Peligrosidad sísmica:** representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico, y dentro del área dada, de unos movimientos sísmicos de una intensidad determinada.

**Riesgo sísmico específico:** representa la probabilidad de que una estructura o un grupo de estructuras en riesgo sufra daño o varios grados de daño durante el periodo de exposición considerado. *Yepez et al. (1995)*.

Para finalizar, cabe mencionar que los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico completos y detallados no son tarea sencilla, más bien requieren de un esfuerzo considerable en recurso humano empezando con un conjunto de especialistas en diferentes ramas del conocimiento, por esto uno de los objetivos de la investigación de la investigación es la contribución a calcular la vulnerabilidad sísmica del templo de San Agustín ya que esto nos aportara un poco más de conocimiento en el área de ingeniería estructural en su rama de conservación y restauración de monumentos históricos.

### **1.3 ESTADO DEL ARTE**

Como se mencionó anteriormente la ingeniería estructural en su área de monumentos históricos tiene un conocimiento limitado del tema, tanto en comportamiento estructural general, como en métodos estandarizados para poder evaluar ciertos aspectos de las mismas, por ende, existe tan poca bibliografía a nivel nacional y un poco más a nivel internacional relacionada con este tema comparado con otras áreas de la ingeniería estructural que cada una de las investigaciones que se realiza en este ámbito es de vital importancia porque ayuda a abrir camino en esta problemática que es el entender de mejor manera el complejo comportamiento estructural de estas edificaciones. Por lo anterior se necesita hacer una revisión de la poca bibliografía que se encuentra actualmente para poder realizar un análisis de mejor manera en base a los resultados de investigaciones realizadas anteriormente y que pueden tener aportes al área de investigación que podamos usar para mejorar la propia investigación.

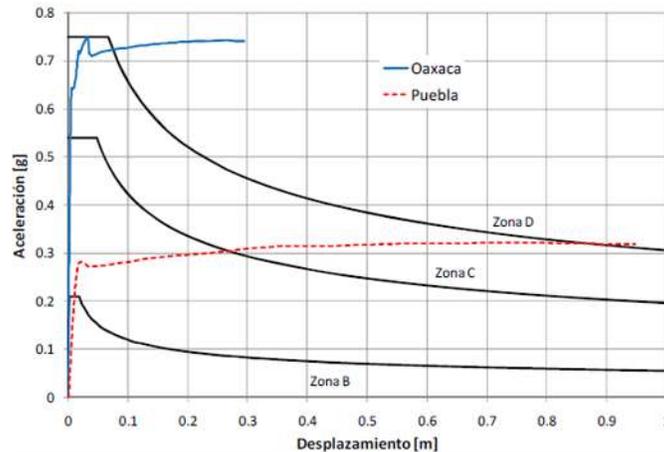
Los edificios de tipo histórico tienen un comportamiento estructural diferente a los edificios modernos por todas sus características desde las técnicas constructivas, hasta el tiempo en el que éstas tienen de vida, por lo que se necesita una metodología con características muy específicas para realizar análisis estructurales que puedan representar adecuadamente el comportamiento real de la estructura, por lo que análisis estructural de este tipo de edificios no ha tenido gran auge como otras áreas de la ingeniería estructural, situación que queda

evidente en las pocas investigaciones realizadas sobre estas edificaciones en México y más específicamente en Michoacán.

El estado del conocimiento es reducido, sin embargo, ya se han dado los primeros pasos de cara al mejor entendimiento del comportamiento estructural, para este caso en específico evaluar la vulnerabilidad sísmica, del patrimonio Mexicano.

Para fines de realizar una investigación más completa es necesario hacer una revisión del estado del arte del conocimiento actual sobre investigaciones en edificios históricos que se ha realizado en el Mundo, en México y Michoacán y que en especial se relacionen con el objetivo principal de la investigación, esto con motivo de evaluar los procedimientos y consideraciones que se tomarán al realizar las técnicas de adquisición de datos, modelado, análisis y revisión de las conclusiones que puedan ser relevantes para nuestra investigación.

*Peña y Meza (2008)* Nos presentan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres de campanario de iglesias construidas durante la época colonial en México, el objeto de estudio de la investigación se centró en iglesias situadas en los estados de Puebla y Oaxaca, estos estados se encuentran en regiones de alta sismicidad, dos iglesias típicas del sur de México fueron escogidas para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de las torres de campanario. La primera tipología corresponde al estado de Oaxaca, una zona altamente sísmica, debido a que se encuentra cerca de la zona de subducción. La segunda tipología corresponde a las iglesias construidas en el estado de Puebla, localizada aproximadamente a 250 km de la zona de subducción, pero que aun así sufre de sismos frecuentes. Las torres se analizaron junto con las fachadas para estudiar su comportamiento en el plano. Para ese caso, se utilizó el Método de los elementos rígidos, lo cual les permitió realizar un análisis dinámico no lineal de manera muy simple y eficaz tal como comenta *Bustamante et al. (2007)*.

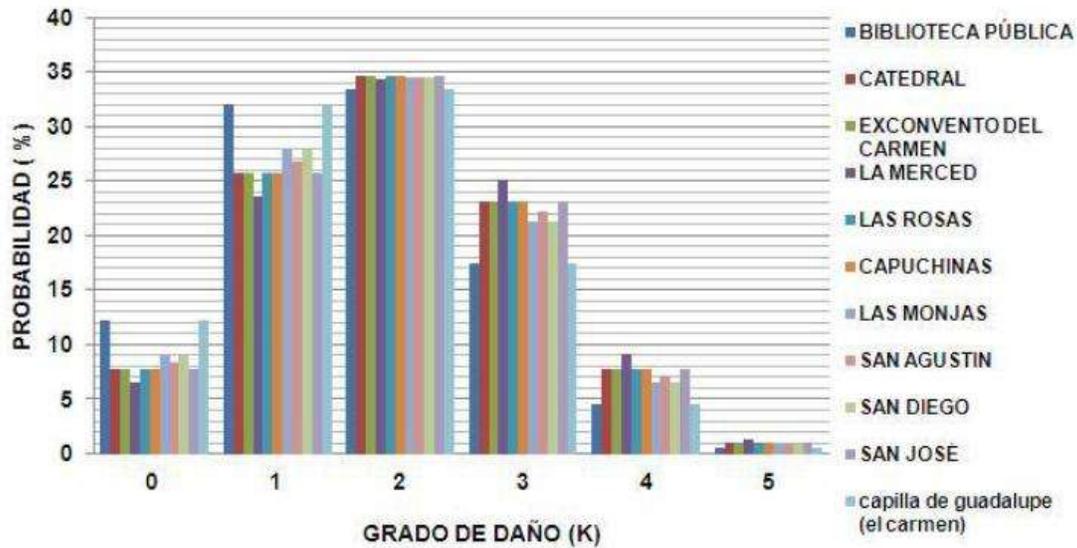


**Figura 5. Curvas de capacidad para los dos tipos de tipologías de iglesias seleccionadas y también presenta el espectro de pseudo-aceleración. Peña y Meza (2008).**

De las conclusiones relevantes que obtuvieron y que pueden tener participación importante en los criterios de análisis que se tomaran en la presente investigación fueron que los análisis estáticos no lineales que se realizaron para el caso de su estudio predicen resistencias mayores que las obtenidas con los análisis dinámicos no lineales. Esto se debió según los autores a que los análisis estáticos no toman en cuenta la influencia de los modos superiores de vibrar y que se ha visto que los modos superiores de vibrar pueden tener una influencia considerable en el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras. En ese caso, los campanarios tuvieron un comportamiento tipo apéndice que incrementa las aceleraciones. Por lo tanto, no se recomienda su uso para el estudio de torres de campanario. Siendo necesario el uso de análisis dinámicos no lineales.

*Martínez y Segura (2010)* presentan una de las primeras investigaciones realizadas para la cual se evalúa la vulnerabilidad sísmica de algunos edificios históricos de tipo religioso de la ciudad de Morelia.

Los autores también nos muestran una metodología a seguir para obtener la probabilidad de daño basado en índices de daño la cual es prácticamente basada en vulnerabilidad observada, a través de curvas de vulnerabilidad, que se puede obtener para los edificios estudiados haciendo una referencia a extrapolación de las metodologías aplicadas a monumentos históricos en Italia. Además, se obtienen matrices de probabilidad de daño asociadas a valores de intensidad sísmica esperadas en el sitio.



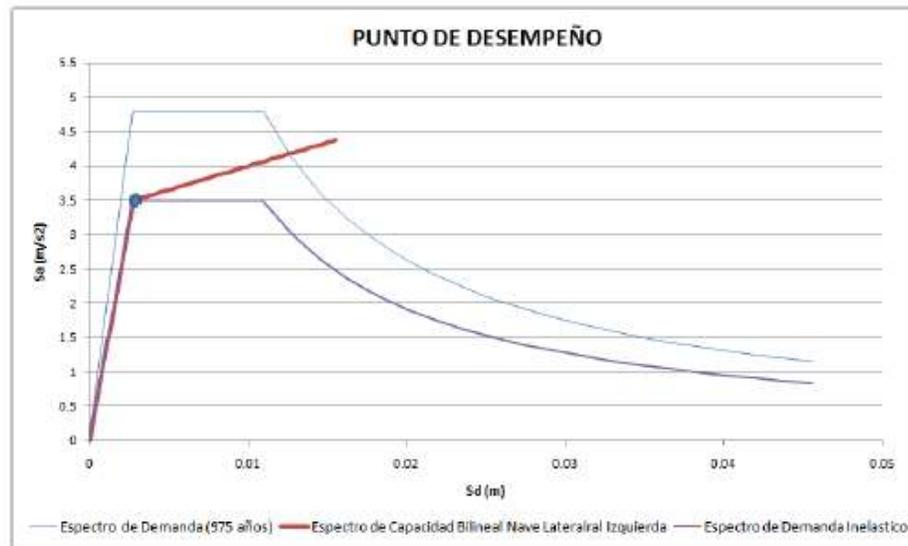
**Figura 6. Matrices graficas de probabilidad de daño para I=6, *Martínez y Segura (2010)*.**

Ésta investigación nos resulta como precedente en la evaluación de vulnerabilidad sísmica del patrimonio Morelia, así como punto de referencia para una posible comparativa de resultados al momento de evaluar la vulnerabilidad del templo de San Agustín.

*Gaytán et al (2010)*. Se adentraron en un extenso estudio sobre la vulnerabilidad sísmica conjunto torres fachada de la catedral de Morelia, a diferencia del estudio de matrices de probabilidad comentado anteriormente, esta investigación es más precisa debido a que se cuenta con un modelo detallado de la edificación con lo cual se pudo llevar acabo el cálculo de la vulnerabilidad de manera numérica o cuantitativa, con dicho modelo se hicieron análisis elásticos con los cuales principalmente se obtuvo en primer lugar una visión clara de comportamiento estructural de la edificación en el rango lineal.

Con la finalidad de realizar la evaluación de la vulnerabilidad del sistema fue necesario partir de un análisis de empuje incremental estático no lineal (push over) el cual consistió en generar una serie de análisis iterativos en los cuales se aceleró lateral e incrementalmente la masa del modelo, con la finalidad de obtener desplazamientos en diferentes puntos tales como la punta de las torres, los entresijos que conforman a cada uno de los bloques de las torres, el muro de la fachada, la clave de las bóvedas de naves central y laterales, la clave de los arcos principales de las naves, entre otros; hasta llegar a un punto en el cual la

estructura no soportara mayores incrementos de carga dentro del estado inelástico de deformación.

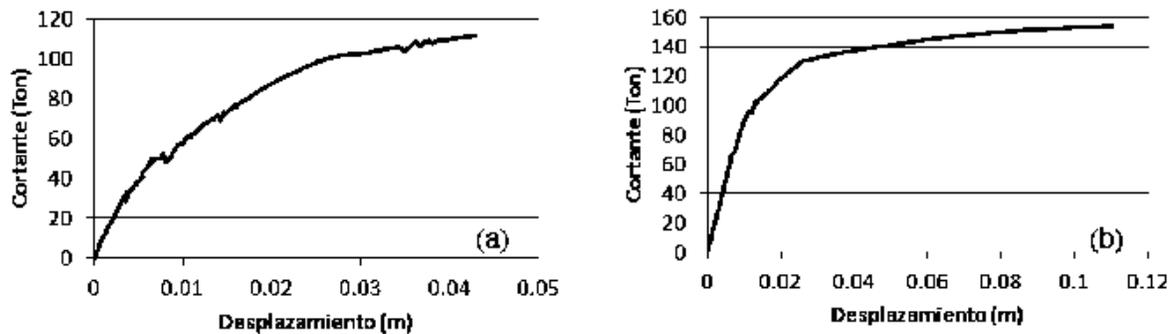


**Figura 7. Desempeño para la nave lateral oriente, Gaytán et al. (2010).**

Por último, se concluyó que para los resultados obtenidos se generó certeza sobre un buen desempeño sísmico para las torres ante las demandas consideradas, sin embargo, como no se consideró un sistema completo se hace hincapié en la necesidad de elaborar cálculos considerando todas las interacciones del sistema.

*Martínez et al. (2011)* Aportan más a la investigación la expuesta anteriormente, ahora el estudio se centró en las naves de la catedral de Morelia. Optaron por la generación de macro elementos bidimensionales que se analizaron empleando método de elementos rígidos.

Se obtuvieron curvas de fragilidad para los macro elementos representativos del comportamiento sísmico en la dirección corta de la catedral de Morelia. Del desempeño obtenido para recurrencias de 475 y 975 años, los macro elementos pórtico transversal reportan una probabilidad del 81 y 96% de que se presenten daños moderados con respecto a las demandas consideradas; adicionalmente los daños extensivos presentan igualmente un 25 y 38% de probabilidad de presentarse. Por otro lado, los macro elementos pórticos transepto tienen una menor vulnerabilidad denotando para las dos recurrencias 48 y 81% de probabilidad de ocurrencia para daños ligeros, y un 10 y 33% para daños moderados. Todo lo anterior evidencia que los macro elementos pórtico transversal son los más vulnerables esperándose a futuro daños de moderados a extensivos.



**Figura 8. Curvas de capacidad pórtico transversal (a) y pórtico transepto (b). *Martínez et al. (2010).***

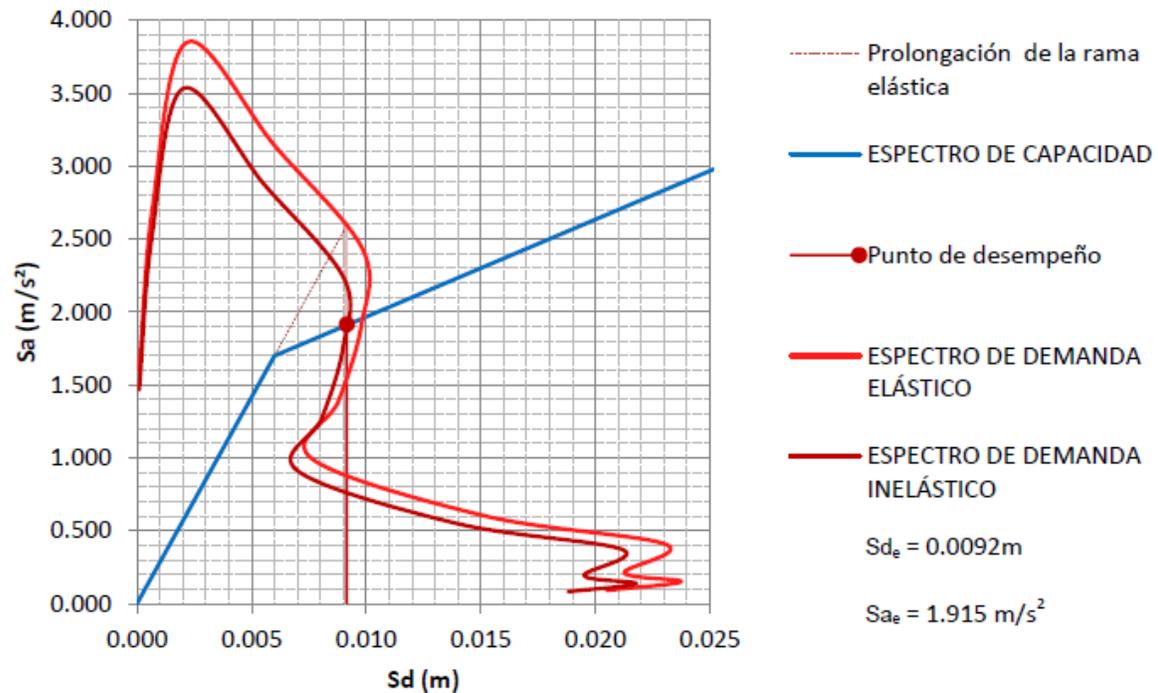
Siguiendo las conclusiones de esta investigación, nos obliga a prestar atención importante en las naves de los edificios de tipo histórico-religioso como el caso de estudio ya que como se encontró pueden llegar a ser las zonas más vulnerables de esta tipología de edificaciones.

*Zavala et al. (2013)* Analizaron la dirección trasversal de las naves de 6 edificios religiosos del centro histórico de la ciudad de Morelia. Para tal fin se emplearon modelo de elementos rígidos no lineales.

Se utilizaron seis registros sísmicos de los cuales cinco son reales y fueron escalados a la aceleración máxima del terreno esperada en el sitio, así como un registro artificial compatible con el espectro de sitio; dichos parámetros se obtuvieron a partir de un estudio probabilista de peligro sísmico.

De los resultados obtenidos se concluyó que, tanto el método de análisis no lineal en el tiempo como el criterio basado en desplazamiento utilizando los umbrales de daño establecidos por Lagomarsino, arrojan resultados muy similares; sin embargo, es necesario corroborar esta coincidencia utilizando otros criterios tales como modelos de fragilidad.

Cabe resaltar que utilizando un criterio de idealización con elementos rígidos, se llega a resultados consistentes utilizando tanto análisis no lineales temporales como criterios basados en desplazamientos espectrales, lo cual permite ampliar el abanico de posibilidades para dar un mejor sustento a la hora de emitir un diagnóstico estructural para fines de intervención.



**Figura 9. Punto de desempeño del templo de San Juan. Zavala et al. (2013).**

La metodología empleada para llegar a estas curvas consistió en extraer los datos de mayor desplazamiento y fuerza cortante basal correspondiente de un análisis en la historia del tiempo para los seis registros antes mencionados, eligiendo el más crítico de todos desde el punto de vista de capacidad para los análisis de desempeño.

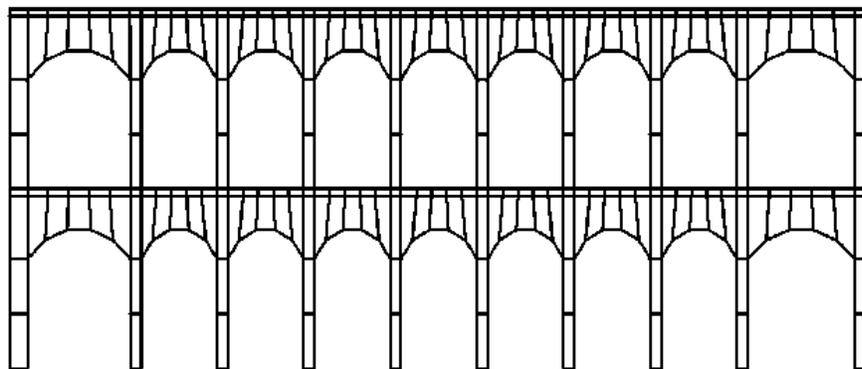
Debido a las características geométricas de cada uno de los edificios, se pueden observar diferentes comportamientos, aunque todos tendientes a la no linealidad, esta metodología es importante porque es un paso hacia adelante en la mejora del cálculo de las curvas de capacidad, ya que usualmente se realizan análisis estáticos de empuje incremental no lineales y para este caso las curvas de capacidad se obtuvieron con análisis en la historia del tiempo y como se puede comparar en la figura 16, las curvas que se obtuvieron fueron bastante distintas a las que usualmente se obtienen haciendo análisis de empuje incremental no lineal, habría que obtener resultados de otras investigaciones para comparar y comprobar la eficiencia de este método de análisis, aunque los resultados son adecuados.

*Martínez et al. (2012)* nos presentan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del colegio de San Nicolás de Morelia, Michoacán, recurriendo a la obtención de un binomio capacidad-demanda como herramienta fundamental para la estimación de los grados de daño esperados ante demandas sísmicas para varias recurrencias. Adicionalmente generó curvas de fragilidad para la obtención de las probabilidades asociadas a los diferentes estados de daño, de cara a posteriores estudios de riesgo en edificaciones patrimoniales.

Para obtener la vulnerabilidad sísmica de la estructura se optó por la evaluación del binomio de capacidad demanda, ya que no existe ninguna específicamente desarrollada para estructuras de mampostería antigua, esto como una medida simple y general que permitiría estimar de forma rápida y directa el desempeño la estructura ante diferentes niveles de demanda esperados.

Para lo cual obtuvieron primeramente la capacidad estructural del edificio mediante la aceleración la masa de cada uno de los modelos de forma incremental hasta el colapso. Para esto se consideró en base a ciertas investigaciones que los edificios se pueden dividir en macroelementos ya que la respuesta sísmica es autónoma del resto de la estructura, y por ende la vulnerabilidad de la estructura también se pudo obtener por macroelementos.

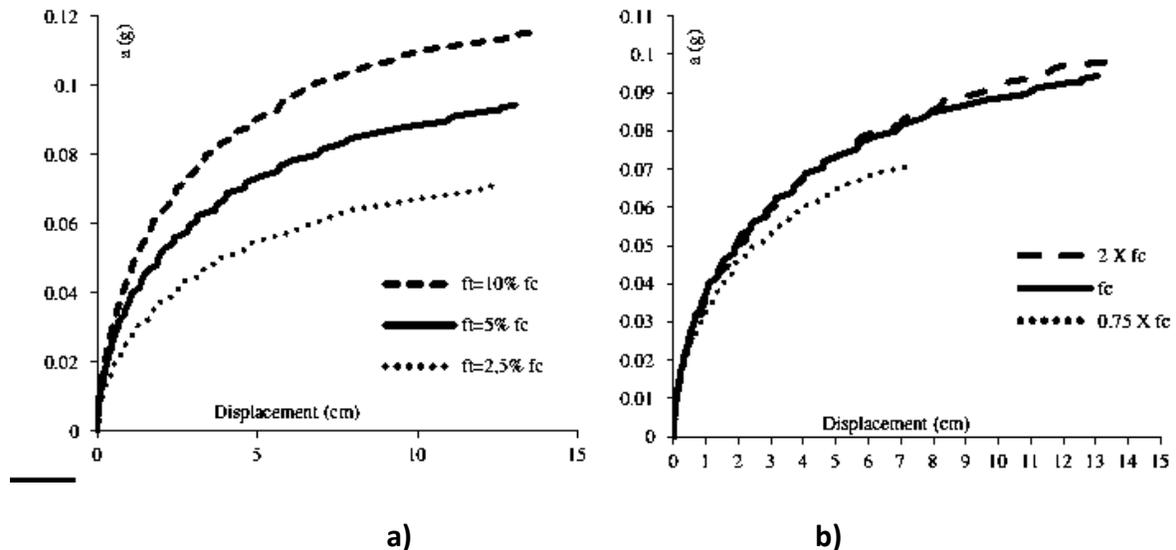
Posteriormente se obtuvieron las curvas de capacidad para los macroelementos, así como los espectros de capacidad, los puntos de desempeño y por último los modelos de fragilidad que son una herramienta que nos permite evaluar el de daño que se presentará en un sistema estructural ante una determinada demanda sísmica, al definir la probabilidad de que dicho grado de daño iguale o exceda un cierto nivel para el mismo en función de la intensidad del evento.



**Figura 10. Malla de elementos rígidos para el macroelemento de la arcada norte del colegio de San Nicolás, *Martínez et al. (2012)*.**

*Elyamani et al. (2016)* presentó la evaluación de la seguridad sísmica de la catedral de Mallorca, con un modelo actualizado, los parámetros modales experimentales fueron obtenidos mediante vibración ambiental, el modelo actualizado fue calibrado con los parámetros encontrados en el análisis modal experimental, una vez que se calibro dicho modelo, éste fue estudiado para encontrar la respuesta sísmica mediante un análisis estático no lineal, conocido como empuje estático incremental (push over), por último, un análisis paramétrico fue llevado a cabo para determinar la variación de la respuesta dependiendo de los parámetros de entrada tales como las propiedades mecánicas del materia.

De las conclusiones relevantes encontramos como era de suponerse diferencias entre las resistencias sísmica en las diferentes direcciones, en el caso de la dirección longitudinal de la catedral de Mallorca esta fue menor que la dirección transversal, esto debido a que la dirección resistente de los elementos estructuras se encuentra en la dirección transversal, son más rígidos en la dirección transversal, un hecho que habría de ser también calculado y comparado en la presente investigación, las diferencias entre las resistencias en diferentes acciones y combinaciones de sismo, así como la evaluación del efecto de los datos paramétricos de entrada, para el caso de estudio se observó que los datos de entrada variando el valor de la máxima resistencia a compresión no tuvo un efecto muy considerable en el resultado final, más, sin embargo, si tuvo un efecto considerable cuando se varió la resistencia a tensión de la mampostería, la figura 11 muestra esta comparativa.



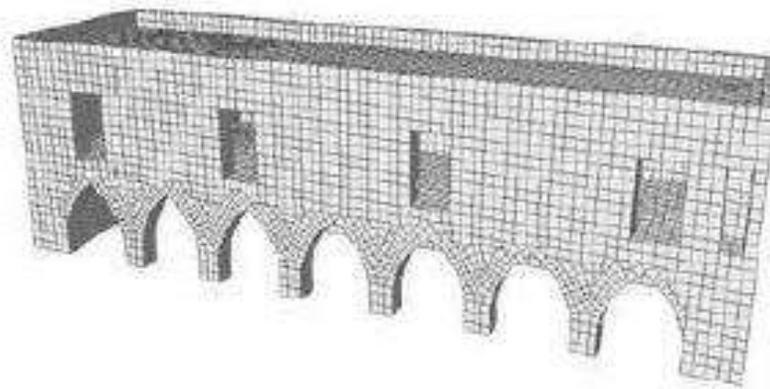
**Figura 11. Curvas de capacidad para la catedral de Mallorca variando los datos de entrada, a) variando la resistencia a tensión b) variando la resistencia a compresión.**

*Perrone et al. (2016)* nos presentan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un monumento histórico, el castillo de Manfredonia, incentivados por las observaciones que causaron los sismos L'Aquila en 2009 y el sismo Emilia en 2011. Se analizaron varios macroelementos del castillo en una dirección mediante análisis estáticos no lineales.

Los análisis estáticos no lineales fueron desarrollados de acorde a lo provisto por el Euro código. Debido a las características geométricas complejas no fue posible usar metodologías simplificadas para la aproximación numérica, por ende, se utilizaron modelos de elementos finitos, usando las características del material descritas por el criterio de Mohr-Coulomb. Este criterio da la resistencia a cortante una vez que la cohesión y el ángulo de fricción han sido dados. Las fuerzas distribuidas sugeridas por el Euro código fueron adoptadas, la primera es proporcional al primer modo de vibrar, mientras que el segundo consistió en una distribución uniforme de la aceleración a lo largo de todo el peso del edificio. El análisis se desarrolló en las dos direcciones principales. Idealizando como un estado límite de falla cuando el máximo desplazamiento alcanza el 0.4% de la altura total.

Destacar que los autores consideraron dividir el castillo en macroelementos porque en base en una investigación en la que se determinó que las conexiones entre los macroelementos de todo el castillo eran pobres, por ende, decidieron realizarlo de esta manera evitando el gasto de tiempo en el trabajo computacional.

Por último, se concluyó que la vulnerabilidad del castillo es baja debido a la gran masa de mampostería con la que cuenta el edificio.



**Figura 12. Modelo de elementos finitos de los muros del Piazza. *Perrone et al. (2016)***

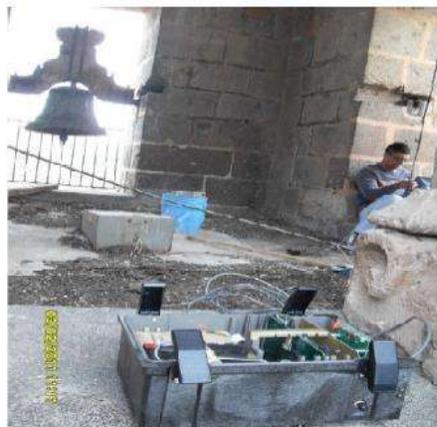
## 1.4 INVESTIGACIONES SOBRE EL TEMPLO DE SAN AGUSTÍN

La determinación de una forma empírica para la evaluación de las características dinámicas puede llegar a ser una herramienta muy importante en el caso de que no se tenga acceso a ciertos instrumentos ni ciertas herramientas con las cuales podamos aproximadamente a determinar características dinámicas, para coadyuvar en este sentido *Hernández et al. (2011)* determinaron fórmulas empíricas aceptables, para la evaluación de las propiedades dinámicas de varios edificios del centro histórico de la ciudad de Morelia, entre ellos el templo de San Agustín que es el caso de estudio.

En cuanto a la determinación de fórmulas empíricas para la evaluación de las características dinámicas de estructuras de mampostería, solo España, Francia, Rumania, Albania, Cuba, Perú y República Dominicana tienen una fórmula específica para la evaluación del período fundamental incluida en sus normas.

Para obtener las características dinámicas de la estructura se optó por medir vibraciones ambientales en los puntos más altos de los edificios, ya que se ha demostrado que al medir dichos puntos se logran obtener buenos resultados en cuanto al período fundamental de los edificios.

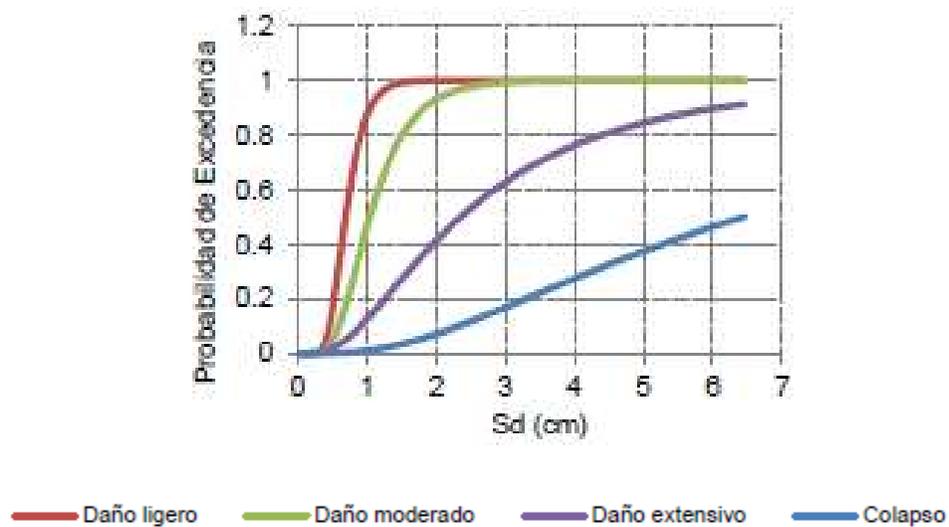
Esta investigación es de gran relevancia ya que nos arroja resultados empíricos experimentales sobre las condiciones dinámicas del templo de San Agustín con lo cual se puede calibrar de una manera general el modelo numérico, con base a los resultados que se obtuvieron concernientes a la respuesta dinámica de la estructura, además de ser un primer punto de comparación para las campañas experimentales posteriores en la investigación.



**Figura 13. Colocación de la instrumentación necesaria para medir las vibraciones ambientales en la Torre de San Agustín. *Hernández et al. (2011)*.**

*Alejo et al.* Estudiaron el comportamiento estructural ante acciones laterales para las naves de trece edificios patrimoniales del centro histórico de la ciudad de Morelia, Michoacán. Se definieron macroelementos en la dirección transversal para cada estructura involucrando las características geométricas reales, los cuales fueron modificados de acuerdo con la primera y la segunda reglas de dimensionamiento del gótico. Para nuestro fin es de mayor importancia sobre todo observar los resultados que se obtuvieron de los macroelementos reales. Se analizó la capacidad ante carga lateral de las diferentes estructuras en la dirección transversal realizando análisis estáticos no lineales de empuje incremental, a partir de los cuales se generaron espectros de capacidad para cada macroelemento. Se establecieron escenarios de probabilidades de daño mediante la generación de curvas de fragilidad, a partir de los cuales fue posible identificar los edificios con mayor riesgo ante acciones sísmicas futuras, tanto para las secciones con geometría real como las modificadas con las reglas del gótico.

Este aporte contrasta los resultados obtenidos en el modelo bidimensional, sometido a empuje incremental no lineal, y un análisis dinámico no lineal, también se comparan los resultados obtenidos en cuanto a las curvas de fragilidad, es relevante tener dos curvas de fragilidad obtenidas con diferentes modelos numéricos y metodologías y evaluar la eficiencia de cada uno de los modelos, de esta forma podremos comparar en primer lugar las diferencias obtenidas con un modelo bidimensional y uno tridimensional teniendo en cuenta que los resultados obtenidos marcan un gran probabilidad de sufrir daño cuando mínimo extensivo.



**Figura 14. Curvas de fragilidad para el macroelemento transversal del templo de San Agustín. *Alejo et al. (2014)***

*Nuñez et al. 2016* Nos muestran la investigación más completa realizada en el ámbito estructural del templo, la investigación se centró en obtener el comportamiento sísmico del templo de San Agustín en la ciudad de Morelia, México. Para lo cual se construyó un modelo del edificio utilizando elementos finitos tridimensionales, para el cual se realizaron análisis elásticos considerando un conjunto de señales sísmicas de tipo real y artificial.

La investigación mencionada es un importante punto de partida de la cual podremos iniciar nuestra investigación ya que se a pesar de que los análisis que se realizaron fueron elásticos lineales considerando únicamente una dirección del sismo, estos nos arrojaron cierto grado de confianza en la validez de los mismos ya que los análisis representaron de buena manera los daños observados en el templo de San Agustín debido a los sismos pasados, estos resultados los podemos utilizar como punto de partida para mejorar el estudio y la optimización del mismo, por ejemplo, evaluar de mejor manera las zonas que en los análisis que se obtuvieron se consideraron como críticas, refiriéndose a esto como una mejor optimización de los modelos utilizados, y una mejor calibración del mismo, otro ejemplo es la conclusión de que los dos modelos que se idealizaron no afectaban en mayor medida el comportamiento general del templo ya que las zonas críticas encontradas, no cambiaban dependiendo de los contra fuertes que se idealizaran.

Algunos resultados importantes que se obtuvieron se describen a continuación:

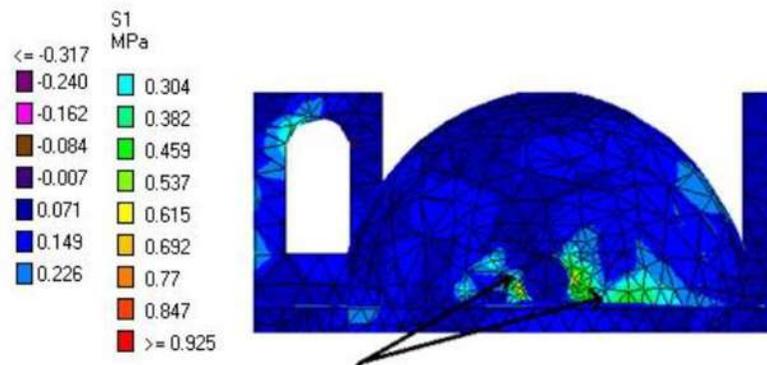
Obtuvieron una considerable concentración de esfuerzos de tensión en la parte superior del contrafuerte más próximo a la torre en el muro longitudinal norte, lo anterior se traduce en una región susceptible a experimental vuelco.

La concentración de esfuerzos en el muro longitudinal, encontramos que aunque los modelos son distintos y se sometieron ante diferentes tipos de acciones sísmicas, ésta región susceptible a vuelco sigue presentándose en los diferentes modelos y ante diferentes tipos de acción sísmica, y no solamente esta región, en general independientemente del modelo analizado o la acción sísmica a la que se someta el modelo, se siguen presentando esfuerzos altos en las mismas zonas, lo que significa que el templo tiene zonas críticas las cuales sufren esfuerzos altos cada vez que el templo es sometido a acción sísmica importante.

Los esfuerzos de tensión alcanzan valores cercanos a  $6 \text{ kg/cm}^2$  en la zona del intradós de los arcos toral y triunfal que reciben el peso de la cúpula. Se observó también la propagación de los esfuerzos de tensión hacia el intradós de la bóveda cuatupartita del presbiterio, lo que significa que las zonas que tienen mayores

esfuerzos del templo son los dos arcos torales, Atribuible sin duda al gran peso de la cúpula de alrededor de 160 toneladas.

La bóveda de cañón corrido es uno de los macroelementos más críticos del templo ya que presenta esfuerzos de tensión máximos en la clave del intradós de 2 a 3 kg/cm<sup>2</sup>, los cuales llegan a valores máximos en el cruce de la bóveda con el arco toral y la cúpula. Tales esfuerzos máximos son causados por la combinación con la acción sísmica, lo cual ya se había mencionado en el análisis por cargas gravitacionales, en donde la bóveda y en los arcos torales se encontraron valores tan pequeños de compresión que fácilmente podían cambiar de signo en el esfuerzo, esto fue verificable haciendo la comparación entre los resultados obtenidos y los daños encontrados en el templo después del sismo de Papanoa (M=7.2) del 18 de abril de 2014.



**Figura 15. Comparación entre los estados de esfuerzo encontrados en el modelo y la comparativa con los daños observados en el templo. Nuñez et al. 2016**

## **CAPÍTULO II.**

# **CAMPAÑAS EXPERIMENTALES**

### **2.1 INTRODUCCIÓN**

Uno de los principales obstáculos con los que nos encontramos actualmente en el análisis estructural de edificios históricos de mampostería, tal y como es el caso de estudio, es el de la valoración de las propiedades mecánicas de los materiales que forman parte de la estructura principal de la edificación. A diferencia de las edificaciones actuales en las que se pueden realizar distintas pruebas, por ejemplo, la extracción de corazones de concreto en las cuales la estructura sufre un pequeño grado de daño, en los monumentos de tipo histórico de México no podemos realizar este tipo de pruebas semidestructivas, ya que en primer lugar este tipo de estudios pueden generar que cambien las características intrínsecas del monumento, algo que en la ingeniería de conservación se trata de evitar en mayor medida. Sabemos que el valor de los monumentos históricos no reside únicamente en el patrimonio arquitectónico, hablando de su aspecto externo, sino también en la integridad de todos sus componentes como producto genuino de la técnicas constructivas propias de la época, así como el material que se usó en esa época para la construcción de dichos monumentos, por lo tanto, es necesario conservar las estructuras históricas de la mejor manera posible, específicamente en conservar sus características propias, como los materiales de construcción originales, su arquitectura, sus técnicas constructivas, etc. con estos planteamientos es claro que las pruebas semidestructivas serían una modificación considerable al mismo, por lo que se tendrían que realizar en un número alto de elementos estructurales, tal que se pueda representar de manera detallada las propiedades mecánicas de toda la estructura. Como se sabe el templo se construyó en varias etapas a lo largo de su historia, por lo tanto, es muy probable que el material del que está construido el templo provenga de un conjunto de canteras con características variadas.

Ante este panorama nos vemos obligados buscar formas de caracterización del material tal que no genere los problemas mencionados anteriormente, siendo la opción más adecuada, la obtención de las propiedades mecánicas por medio de la caracterización dinámica de la edificación. Otro motivo relevante es que para evaluar la vulnerabilidad sísmica, con base a la bibliografía mencionada en el capítulo de estado del arte, no se considera necesario realizar un micro modelado del material con lo cual las características de maneras globales serán suficiente para dichos fines y estas las podemos obtener únicamente con las campañas de vibración ambiental, la cuales serán descrita de forma extensa como es que se realizó esta caracterización en los capítulos posteriores.

Es importante recalcar que este paso es determinante en la obtención de resultados de los modelos matemáticos, debido a que una caracterización de las

propiedades mecánicas del material ya sea buena o mala puede acercarnos o alejarnos en gran medida respecto al comportamiento real del templo de San Agustín, lo cual es el objetivo principal de esta investigación.

## **2.2 VIBRACIONES AMBIENTALES**

Las pruebas de vibraciones ambientales consisten en medir las vibraciones que se generan en la estructura debido a su interacción con el ambiente, vibraciones causadas por efectos como, por ejemplo: los vehículos que circulan a su alrededor, el viento, el movimiento del suelo, etc. por lo que además de ser un método simple en la que la obtención de datos es relativamente rápida, no tiene ningún efecto significativo en la estructura y tampoco en el funcionamiento normal de edificación, por tal motivo es un método bastante usado en los estudios de monumentos históricos.

Se realizaron las muestras de aceleraciones en los puntos más altos de los sistemas estructurales, en el caso de estudio específicamente en la bóveda de cañón corrido de la nave en el extradós, además de hacerlas también en la zona de la cúpula en la bóveda de crucería, de igual manera en el extradós, ya que se ha demostrado que en esas zonas se logran obtener buenos resultados cuando se deseen obtener los periodos fundamentales de un edificio. *Espinoza (1999)*.

Las mediciones se realizaron sobre la nave, llevando registros de 10 minutos con una tasa de 200 muestras por segundo, buscando los puntos físicamente más estables para la correcta colocación del equipo. Las mediciones se realizaron con 4 sensores, un sensor fijo y 3 sensores móviles los cuales tomaron registros de aceleraciones en 3 posiciones diferentes. En la figura 16 se aprecia la ubicación de los acelerógrafos a lo largo de la nave, en cada una de las distintas posiciones, esto con el motivo de que las vibraciones de la nave fuesen más precisas debido a mayores datos recabados.

## **2.3 EQUIPO UTILIZADO**

Para este caso se utilizó un equipo ETNA de Kinematics el cual resulta práctico y de buena facilidad de manejo para este tipo de estudios; este acelerógrafo fue diseñado para satisfacer el monitoreo de terremotos y se ha empleado con éxito en la medición de vibración ambiente. Basado en la tecnología Kinematics "Altus" (Kinematics, 2008), el ETNA, tiene una resolución de 18 bits aunado a un rango dinámico de 108 db, y viene equipado con un episenor triaxial interno y una tarjeta de memoria "PCMCIA".

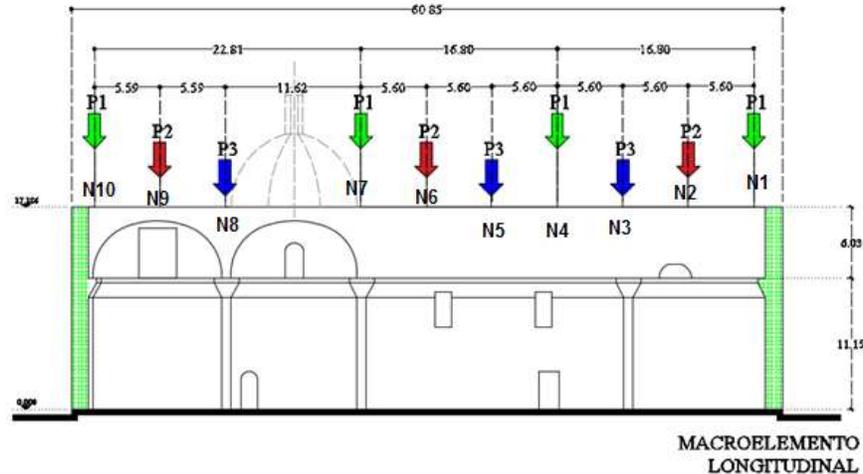


Figura 16. Posición de los acelerógrafos en la nave del Templo de San Agustín, en la medición de vibraciones ambientales realizadas.

## 2.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Para el procesamiento de datos se empleó la conocida técnica FDD (Descomposición en el Dominio de la Frecuencia), empleando el software especializado ARTeMIS Modal Pro *svibs* (2011), el cual es una herramienta efectiva para la identificación modal utilizando técnicas no paramétricas.

Los resultados obtenidos una vez realizado el procesamiento son arrojados en forma de grafico en el cual se puede identificar mediante la conocida técnica Peak Picking *Bendat et al. (1993)* las frecuencias asociadas a los modos de vibrar del edificio analizado; en la figura 17 se ilustra el procesamiento realizado para la nave principal del Templo del San Agustín dando como resultado para el modo 1, una frecuencia de 1.563 Hz (0.64seg de periodo).

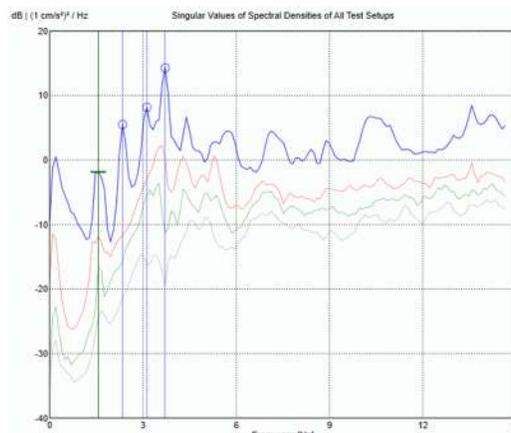


Figura 17. Procesamiento de la información de las mediciones de vibración ambiental del Templo de San Agustín.

## 2.5 PERIODOS FUNDAMENTALES

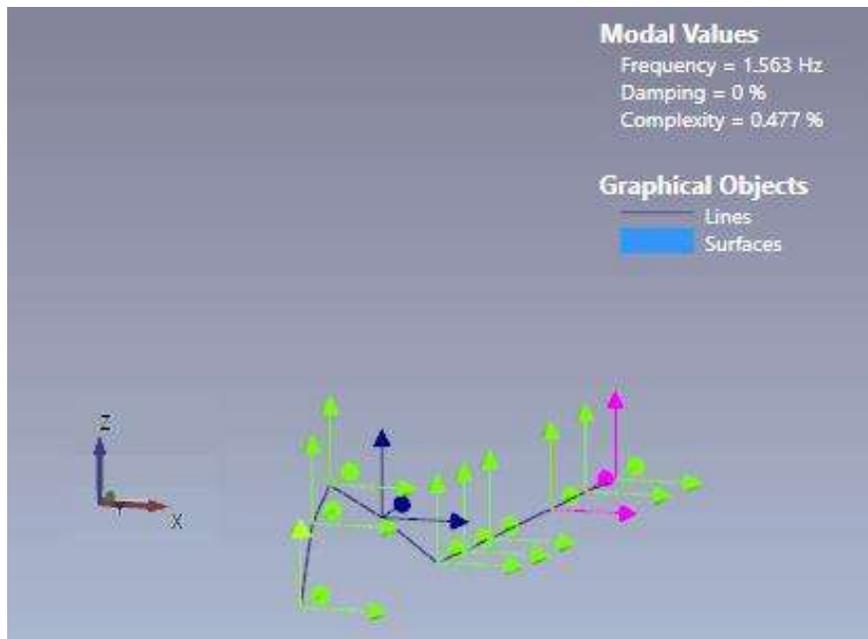
Una vez que se han procesado los datos, el proceso siguiente es determinar los periodos de cada modo de vibrar. Estos se determinaron con ayuda del programa ARTeMIS Modal Pro *svibs* (2011), para el objetivo de esta investigación se obtuvieron únicamente 4 modos de vibrar, se hicieron mediciones de la nave en la cual los modos superiores de la misma ya no tendrían un efecto muy importante en el templo, además de que estos 4 modos de vibrar encontrados fueron claramente identificados de forma gráfica mientras que los modos superiores de la nave eran un poco más difíciles de identificar, debido a que son modos superiores.

Los puntos más altos de la gráfica de la figura 17 se consideran un modo de vibrar de la nave, los 4 primeros puntos más altos de la gráfica representan los periodos encontrados, mencionar que el primer pico no representa un modo ya que probablemente se deba a una imprecisión en la medición, esto en base a que los periodos fundamentales que se encuentran en este pico de la gráfica no corresponden con los periodos fundamentales reales para estructuras de mampostería, dicho periodo fue demasiado elevado.

Los modos de vibrar encontrados tuvieron un grado bajo de complejidad, que es un parámetro importante para poder identificar que tan bien fueron realizadas las mediciones de vibración ambiental.

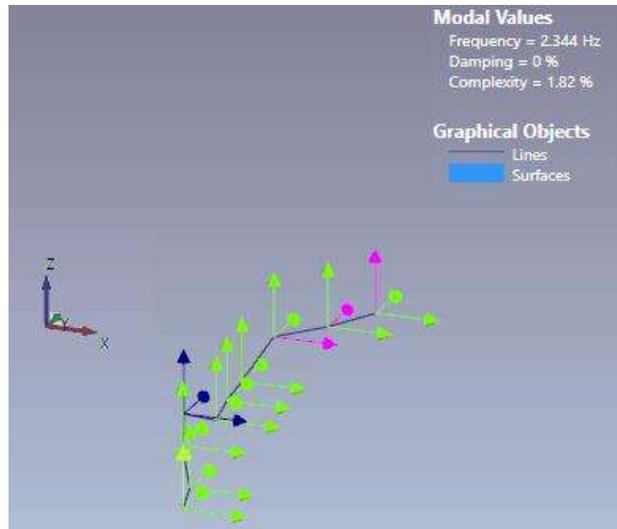
A continuación, se presenta una breve descripción de las características de cada uno de los 4 modos encontrados en base al procesamiento de datos.

**Modo 1:** Este modo tiene una frecuencia de 1.563 Hz, con un correspondiente periodo de 0.64 s y un grado de complejidad de 0.477%, éste es bastante alto para que sea un periodo de la nave, además de que las amplitudes modales tanto en X, Y y Z tienen mayor valor en los nodos 2 y 3 (ver figura 16), lo cual no correspondería al periodo fundamental de la nave porque estos se encuentran en una zona rígida, ante éstos hechos se llega a la conclusión de que este periodo está influenciado directamente por la acción de la torre, y aunque no se haya medido directamente la torre, éste se observa en las vibraciones ambientales, lo cual es razonable ya que se esperaría que el primer periodo fundamental del Templo de San Agustín sea el periodo de la torre, por último como dato de corroboración, las mediciones obtenidas para el periodo de la torre obtenidas por *Hernández et al. (2011)* dan como resultado un periodo de la torre de 0.68 lo cual es bastante cercano al valor obtenido en la nave el cual se piensa que es influencia de la torre.



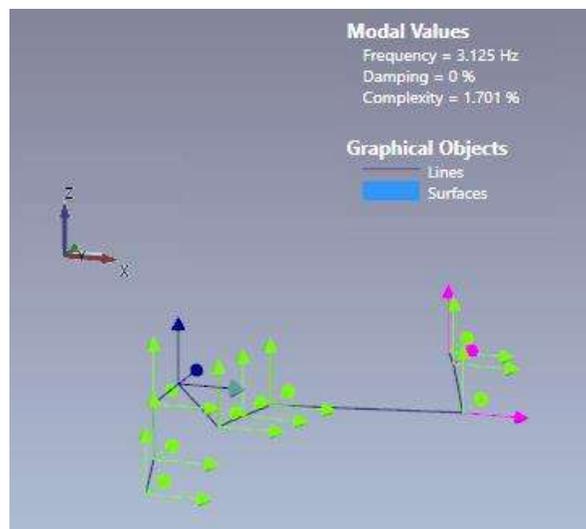
**Figura 18. Forma modal del modo 1 obtenido experimentalmente, se aprecia las amplitudes modales de los nodos 2 y 3, los cuales se asume que están influenciados por la acción de la torre.**

**Modo 2:** Este modo tiene una frecuencia de 2.334 Hz, con un correspondiente periodo de 0.42 s y con un grado de complejidad de 1.82%, a diferencia del caso anterior del modo 1 en el que el efecto de la torre era bastante claro, en este modo es bastante evidente que este es el periodo fundamental de la nave, las amplitudes modales tanto en X, Y y Z en la mayoría de los nodos tiene un comportamiento uniforme en dirección transversal, moviéndose de manera horizontal respecto a la parte transversal de la nave, se mueve de una manera armónica, por último, las mediciones obtenidas para el periodo de la nave obtenidas por *Hernández et al. (2011)* dan como resultado un periodo de la nave de 0.42, con el cual este valor sería prácticamente el mismo resultado obtenido en esta investigación previa, por lo tanto, se corrobora el modo, con esto los dos primeros modos obtenidos experimentalmente se corroboran, y por tanto se aceptan que los otros modos tendrán una precisión similar, aumentando la fiabilidad de las mediciones realizadas en estas campañas experimentales por la razón que las mismas se realizaron con un mayor grado de detalle.



**Figura 19. Forma modal del modo 2 obtenido experimentalmente, la forma modal de este modo tiene claras evidencias de ser el periodo fundamental de la nave.**

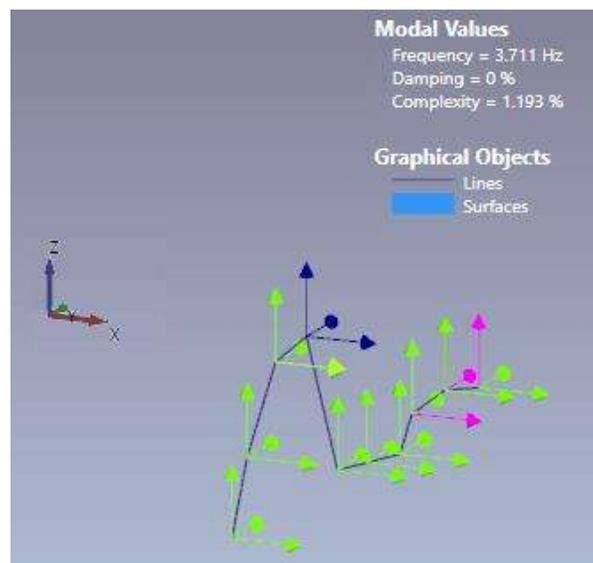
**Modo 3:** A partir de este modo comienza a ser notorio que los modos son superiores debido a la amplitudes encontradas y a las formas modales que se obtuvieron, para este modo se obtuvo una frecuencia de 3.125 Hz con su correspondiente periodo de 0.32 s, un grado de complejidad de 1.701%, este modo al igual que el modo 2, podemos asumir que es un modo de la nave ya que tiene un punto de inflexión en el nodo 6 (ver figura 20), cabe mencionar que al igual que el modo 2 obtenido experimentalmente, éste modo tiene poca presencia de la componente vertical.



**Figura 20. Forma modal del modo 3 obtenido, en este caso queda clara la forma modal con el punto de inflexión, mostrando que son los modos superiores de la nave.**

**Modo 4:** El último modo de vibrar que era apreciable y que contenía grados de complejidad pequeños, fue éste último el número 4, en el cual podríamos determinar que prácticamente resulta el modo vertical de la nave, donde las componentes Y tiene una amplitud muy considerable en comparación con las otras. El valor de la frecuencia obtenida para este modo fue de 3.711 Hz con su correspondiente periodo de 0.26 s, y un grado de complejidad de 1.193%.

Con estos modos de vibrar podemos de manera general tener la caracterización dinámica del templo, aunque solamente sea de la nave, ya que nos dan las herramientas necesarias para poder tener un comportamiento dinámico del templo, las amplitudes modales que también se obtuvieron para cada modo son importantes para poder hacer la calibración elástica del modelo.



**Figura 21.** Forma modal del modo 4, la forma modal claramente tiene una tendencia en sentido vertical a la nave.

## 2.6 PERIODO DEL SUELO

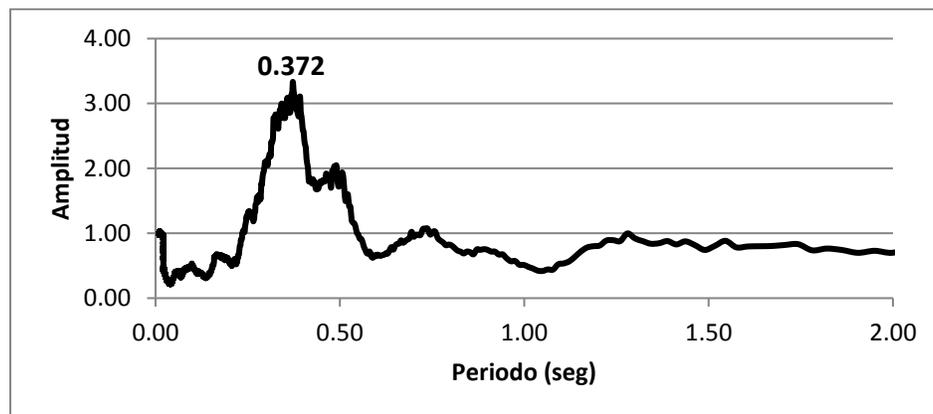
Como parte de las campañas experimentales que se realizaron para tener la caracterización dinámica del templo, fue importante tener una caracterización dinámica del suelo, en este caso se realizó una medición del periodo del suelo. El hecho de no poder realizar pruebas experimentales del suelo más detalladas como sería el caso de perforaciones, pozos a cielo abierto, etc. nos obliga a encontrar una forma de conocer el comportamiento dinámico del suelo y ésta fue obteniendo el periodo del mismo mediante vibraciones ambientales, teniendo el

periodo del suelo nos una idea las características del suelo, si el periodo resulta ser un periodo alto, significaría que el tipo de suelo en el que se encuentra desplantada la estructura resultaría un terreno con características un tanto “flexibles” y que probablemente amplifique de gran manera los movimientos que el terreno pueda tener, tendría un efecto de sitio considerable; en cambio si el periodo es muy bajo, nos indicará que el suelo tiene un comportamiento más rígido, probablemente con composición mayormente de roca, o que la roca sana se encontraría a profundidades relativamente bajas.

Para este objetivo utilizamos el método de *Nakamura (1989)*, basado en la técnica del coeficiente espectral, el cual contiene las siguientes menciones:

1. El ruido ambiental es generado por la reflexión y refracción de ondas de corte al interior de capas de suelo superficiales y por ondas de superficie.
2. Fuentes superficiales locales de ruido, no afectan el ruido ambiental en la base de la estructura no consolidada.
3. Capas de suelo suave no amplifican la componente vertical del ruido ambiental.

Aplicando dicha metodología, se obtuvieron los siguientes resultados:



**Figura 22. Periodo de vibración del suelo, obtenido para el terreno donde se encuentra el Templo de San Agustín.**

En la figura 22 observamos que la máxima amplitud se encuentra en 0.37 s, lo cual sería el periodo fundamental del suelo, esto nos indicaría que el terreno donde se encuentra desplantado el Templo de San Agustín, no es tan rígido como se pudiese pensar, más bien tendría un comportamiento flexible en comparación con los registros del suelo que se tienen para el centro histórico de Morelia lo que indica que el material rocoso estaría a altas profundidades.

# **CAPÍTULO III.**

## **MODELADO NUMÉRICO**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Como se ha mencionado a lo largo de la presente investigación, el estudio de los monumentos históricos ha estado abandonado en comparación de otras áreas de la ingeniería estructural y uno de los motivos principales de ésta razón es la complejidad del modelado numérico de los mismos, en principio por el simple hecho de que la geometría de este tipo de edificaciones es realmente compleja, en comparación con sistemas estructurales más sencillos, los cuales pueden ser modelados con idealizaciones sencillas y que representan adecuadamente el comportamiento real de la estructura.

Ante esta problemática tenemos que tener especial cuidado con la elección del tipo de modelado numérico para estructuras de mampostería antigua, tal que el modelado se acerque de mejor manera a una representación real de la edificación, para que los resultados obtenidos de posteriores estudios tengan validez.

Haciendo una evaluación de los métodos que existen para representar una edificación de mampostería antigua, y tal como lo mencionan *Bustamante et al. (2007)* algunos de los métodos que han arrojado resultados aceptables en el modelado numérico este tipo de estructuras son el método de elementos finitos, el método de elementos rígidos, y el método de análisis límite con bloques rígidos.

Para el caso de estudio se optó un modelado mediante elementos finitos, éste puede dividirse en dos grupos, los análisis elásticos y los análisis inelásticos, y para cualquiera de los dos casos resulta ser un buen método, ya que se ha comprobado que se obtiene una aceptable precisión comparándolo con los modelos experimentales. Otra característica esencial por la que se optó por este método es que es el método más adecuado si se quiere analizar estructuras complejas, tal como la edificación estudiada. Si bien es cierto que una de las mayores limitantes es la necesidad de una alta cantidad de recursos computacionales, actualmente la mayoría de los sistemas computacionales ya nos otorgan una cantidad de recursos computacionales que podemos aprovechar, por lo tanto, una de las principales desventajas de este método ya no son un factor tan determinante.



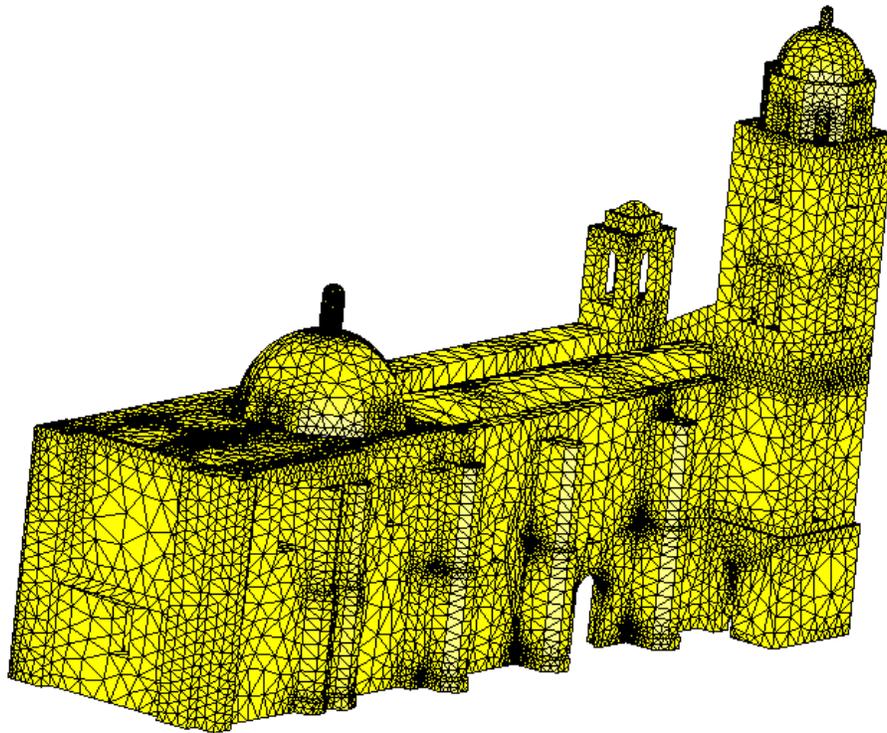
**Figura 23. Vista desde la torre del templo de San Agustín a la cúpula, se aprecia la complejidad de la geometría del Templo.**

### **3.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELADO NUMÉRICO**

La base general del modelo se tomará de las investigaciones realizadas anteriormente por *Nuñez et al. (2016)*. Si bien el modelo referido contiene un gran detallado representando las características geométricas del templo se tuvo que realizar una optimización al mismo, debido a que el modelo mencionado se idealizó únicamente para realizar análisis elástico lineales, el cual resultó adecuado para el dicho fin, sin embargo, para fines de la investigación en la que se pretende realizar la vulnerabilidad sísmica del templo serán necesarios realizar análisis inelásticos del modelo y análisis elásticos lineales con las componentes sísmicas actuando en las 3 direcciones, por lo que el modelo resulta ineficiente para tal fin ,debido la cantidad de recursos computacionales que requeriría sería demasiado para una investigación de estas características.

La primera consideración que se hizo para modificar el modelo fue la de tomar únicamente el modelo con los contrafuertes actuales, los adosados. Como se encontró en análisis históricos del templo, contaba con contrafuertes primitivos los cuales fueron modificados posteriormente debido a que posiblemente intentaron mejorar el comportamiento estructural ante sismo, esto fue considerado por *Nuñez et al. (2016)* en sus modelos el cual considero los contrafuertes primitivos y los contrafuertes actuales para hacer una comparativa de cómo es que los contrafuertes tenían influencia en el comportamiento actual del edificio. *“Independientemente que el modelo sea analizado, con los contrafuertes primitivos, o con la modificación de los contrafuertes adosados, estos no influyen*

de manera significativa los desplazamientos a nivel global, ya que se obtienen desplazamientos casi idénticos en todos los macro elementos del templo (muros, cúpula, torreón, torre principal, etc.), incluso en el muro norte del templo en el cual es donde actúan directamente estas modificaciones, no se aprecia un cambio considerable con los contrafuertes". Ante esta conclusión se optó por únicamente trabajar con el modelo de los contrafuertes actuales.



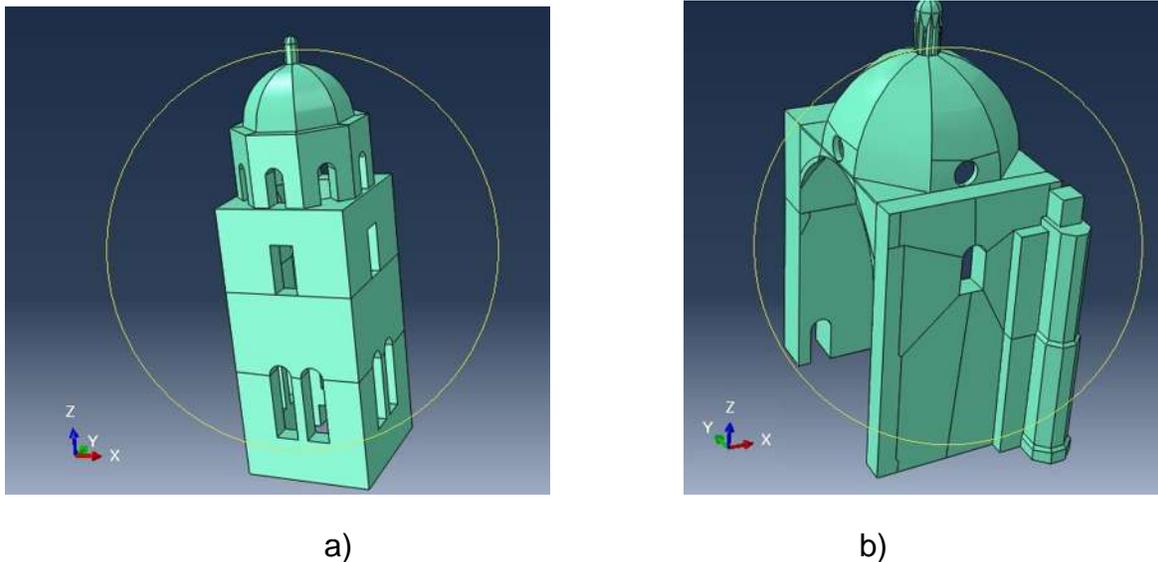
**Figura 24. Modelo de elementos finitos de Nuñez et al. (2016) con los contrafuertes actuales, modelos de aproximadamente 179,000 elementos finitos.**

El modelo de Nuñez et al. (2016) proporcionaba un mallado predefinido el cual contenía alrededor de 179,000 elementos, dicho modelo se optimizó en el número de elementos finitos que contiene, para esto se procedió a usar dos programas computacionales, el primero el programa *GID 13.0.2* con el cual se pudo utilizar el modelo base, dentro del mismo software se procedió a realizar una optimización general del modelo respecto al número de puntos, intersecciones, líneas, áreas, etc. Considerando en todo momento evitar perder exactitud de la compleja geometría que presenta el templo. Es este software únicamente sirvió como plataforma para poder tener un control más adecuado de la geometría del templo ya que la interfaz gráfica para el modelado resultada ser más eficiente para posteriormente poder exportarlo al software de mallado.

Una vez optimizado el modelo computacional se procede a exportar al segundo programa *Abaqus/CAE 6.14.4* el cual además de servir como pre-proceso también serviría más adelante como post-proceso.

Se tomó la decisión de dividir el modelo completo del templo en 6 partes o macroelementos los cuales se pueden modificar manera independiente cada uno del otro, esto con el objetivo de realizar una calibración más detallada del templo.

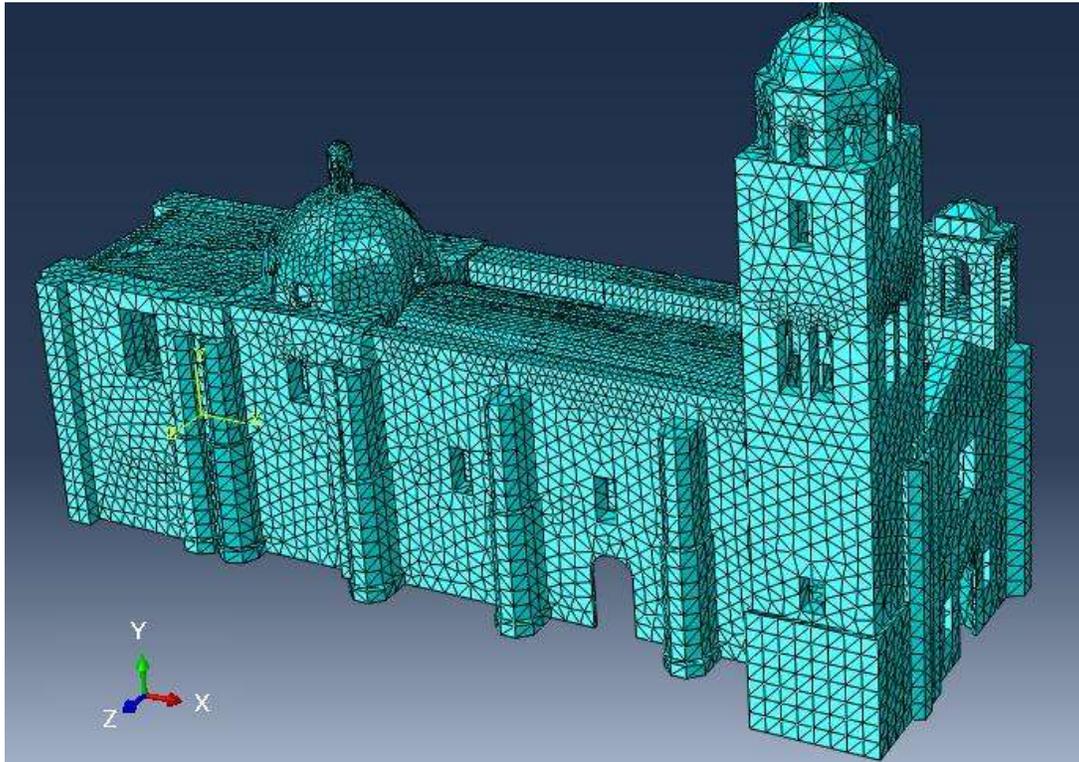
Cada una de estas partes independientes del templo se unió con las demás mediante restricciones rígidas, las cuales son capaces de transmitir directamente los esfuerzos entre las partes pudiendo formar un modelo completo del templo el cual trabaja como una sola entidad a pesar de estar formada por los ya mencionados 6 macroelementos. En la figura 25 se aprecian algunos de los macroelementos en los que se dividió el templo para la mejor calibración del modelo completo. Estos macroelementos cuentan con las siguientes características: son modelos tridimensionales, sólidos y deformables, los cuales tienen la geometría de los macroelementos reales del templo.



**Figura 25. a) Macroelemento 1 torre principal, b) Macroelemento 5 conjunto cúpula muros**

El modelo completo se muestra en la figura 26, el mallado se realizó a base de elementos tetraédricos con lo cual se pueden alcanzar una mejor optimización llegando a obtener un número de 103,697 elementos finitos haciendo un mallado

más densa en las partes más críticas las cuales se obtuvieron de los análisis elásticos lineales de *Nuñez et al. (2016)*.



**Figura 26. Mallado optimizado del modelo del templo de San Agustín.**

### **3.3 CALIBRACIÓN DEL MODELADO NUMÉRICO**

Una vez que se tiene el modelo de elementos finitos completo, el cual representa adecuadamente la geometría de la edificación, será necesario hacer una representación de las propiedades mecánicas del material las cuales se pretenden que se acerquen de mejor manera posible a la realidad, tal que puedan representar el comportamiento actual del templo.

En capítulos anteriores se mencionó la dificultad de poder representar las características actuales del material son bastante altas. En primer lugar, sabemos que el templo se construyó en varias etapas constructivas, comenzando en sus inicios en 1548, pasando a una etapa de modificación en la que se comenzó la construcción del claustro en 1587 y por último en el año de 1602 introdujo la bóveda de cañón corrido, *Cabrera (2007)*. Por ende, si el proceso constructivo del templo duro varias décadas, es probable que no solo se hayan modificado las técnicas constructivas del templo, también se pudieron haber modificado las características de los materiales. Si bien todo el templo está construido de cantera

rosa, característica de la zona circundante de Morelia, está probablemente no provino únicamente de una fuente. Con esta determinación nos podemos dar una idea de que características solamente de la piedra que componen la mampostería serán muy variadas, lo que genera una alta incertidumbre en el comportamiento general de la mampostería.

Con el hecho mencionado la opción más viable que se tomó es tener características generales de la mampostería con base a las campañas experimentales realizadas en el capítulo 2, tomando en cuenta que tener características globales para todo el templo generará cierta incertidumbre en los resultados debido a que para tener una representación real del modelo requeriríamos tener un micro modelado del templo, sin embargo, para los objetivos de la investigación estas suposiciones se consideran razonables, las campañas de vibración ambiental nos arrojaron propiedades dinámicas del templo, para diferentes modos de vibrar, específicamente de la torre y de la nave, con esta información se procede a calcular las frecuencias y los periodos fundamentales de estos macroelementos. La forma de calibración consistiría entonces proponer unas propiedades del material en el modelado numérico tal que se obtengan los periodos y frecuencias naturales tal que sean lo más cercanas posibles a las obtenidas en las campañas experimentales. Para el caso de estudio se calibrará con el modo principal de la nave que fue de 0.42 segundos, y para la torre que se obtuvo de 0.64 s.

Como sabemos los periodos fundamentales de una edificación varían en función de 2 factores, el primero es la masa, que está en función únicamente del peso de la estructura y por ende del material con la que está construida, la segunda es la rigidez de la estructura, la cual está en función tanto de las características mecánicas del material como de las características geométricas de la estructura. Resulta evidente que no podemos cambiar la geometría de la estructura para calibrar respecto a las propiedades dinámicas, y únicamente podríamos variar las características del material, su masa y su rigidez, ésta última característica del material depende únicamente de su módulo de elasticidad.

La mampostería es un material tan variable en sus propiedades mecánicas que es claro que serán los valores que cambien mayormente, a diferencia de la masa de las rocas que componen la mampostería, las cuales tienen un menor rango de variación, debido a esto, podemos esperar que las variaciones sean en mayor medida del módulo de elasticidad.

La calibración se basó primeramente en una modelación del material de manera general para todo el templo, tal que los periodos y frecuencias encontrados en el modelo numérico sean lo más parecidos a su contra parte experimental, una vez

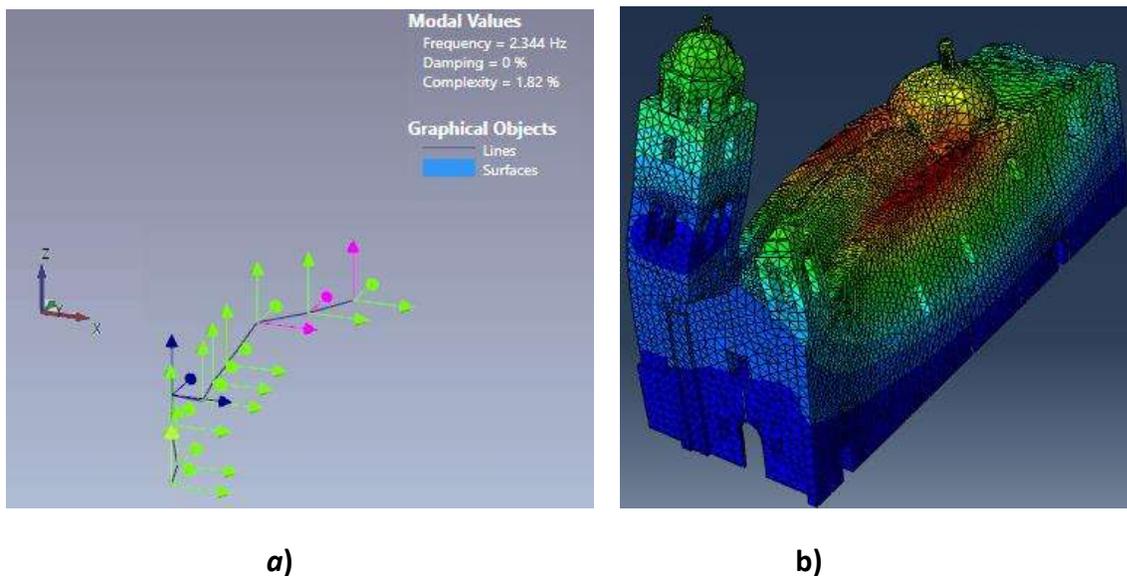
las frecuencias encontradas para los distintos modos tiene una variación aceptable con respecto a los reales, se encontró que con un módulo de elasticidad global con valor de 21300 kg/cm<sup>2</sup> y un peso de la mampostería de 2.3 ton/m<sup>3</sup>, el modelo se acercaba mucho a el comportamiento dinámico encontrado experimentalmente, como lo apreciamos en la figura 26, en la que el modo de vibrar encontrado experimentalmente para la nave se razonablemente tanto en el nivel de frecuencia como en la forma modal.

En la tabla 1 se muestran los valores de las frecuencias encontradas correspondientes para cada modo comparada con su respectivo valor numérico.

**Tabla 1**

Modo experimental (ID)	Frecuencia(Hz)	Modo numérico (ID)	Frecuencia(Hz)
1	1.56	1	1.48
2	2.34	3	2.33
3	3.12	4	3.37
4	3.71	7	4.25

Observamos en la tabla anterior el modo experimental 2 es el que se acerca de mejor manera con el modo numérico 3, podríamos pensar que el modo experimental 1 debería ser el que se debería corresponder con mayor medida al



**Figura 27. Modo de vibrar encontrado experimentalmente a) comparado con el modo de vibrar encontrado numéricamente b) variando el módulo de elasticidad de la mampostería**

Modo numérico 1 aunque no es así, debido a que el modo 1 experimental es el modo que se concluyó que tiene una influencia de la torre bastante marcada y no era un modo propiamente de la nave, y al no tener mediciones de vibración ambiental en sí de la torre es por ende que el valor del periodo de la torre no está tan precisamente representado sin embargo nos da una idea de dicho periodo.

Por lo supuesto en el párrafo anterior, se intentó que el modo de vibrar 2 experimental que es el que se concluyó que era el modo fundamental de la nave del templo fuera la referencia para dicha calibración del modelo ya que las mediciones de vibración ambiental se realizaron directamente sobre la nave, que en este caso se logró una calibración casi exacta con respecto al modo numérico 3 calculado.

Una vez que se tiene una calibración aceptable del modelo en base a la propuesta de un único material para todas las partes del templo, se intentó realizar una calibración un poco más precisa del templo, tal que las amplitudes modales de cada modo del modelo numérico se acerquen en lo mayor posible a las amplitudes modales del modelo experimental para los distintos modos. Para dicho objetivo se realizó una variación del módulo de elasticidad encontrado anteriormente tal que las amplitudes modales se acerquen a las del modelo experimental, estos valores oscilaban entre un 8% más o menos dependiendo la zona del templo a los 21,300 kg/cm<sup>2</sup> que se habían encontrado de manera global.

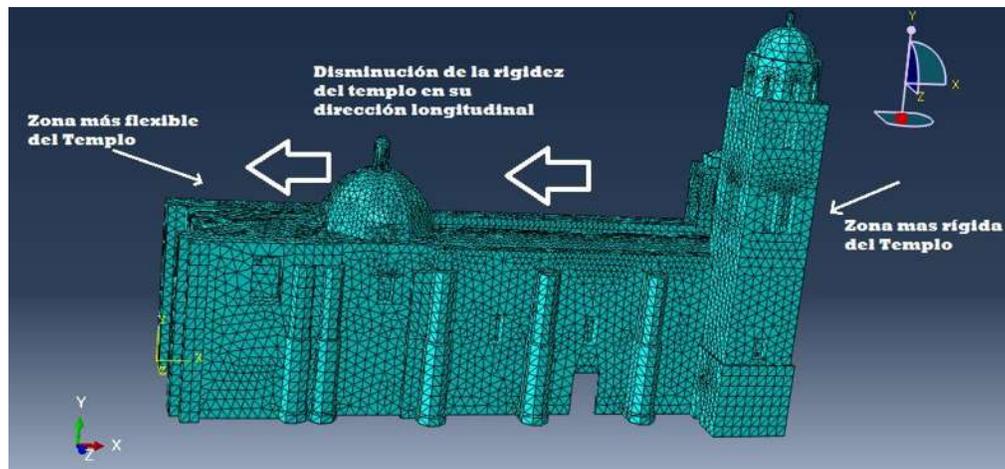
Es interesante darnos cuenta que la calibración del templo nos llevó a propuesta de variación de rigidez del material de “más a menos” hablando en dirección longitudinal del templo, siendo las zonas más rígidas la torre, la fachada en interacción con los muros norte y sur en la parte el coro, hasta las partes menos rígida siendo la del presbiterio.

En la tabla 2 se muestran las características del material para cada parte del modelo asignado, en la que se aprecian los valores de los nuevos módulos de elasticidad para cada parte.

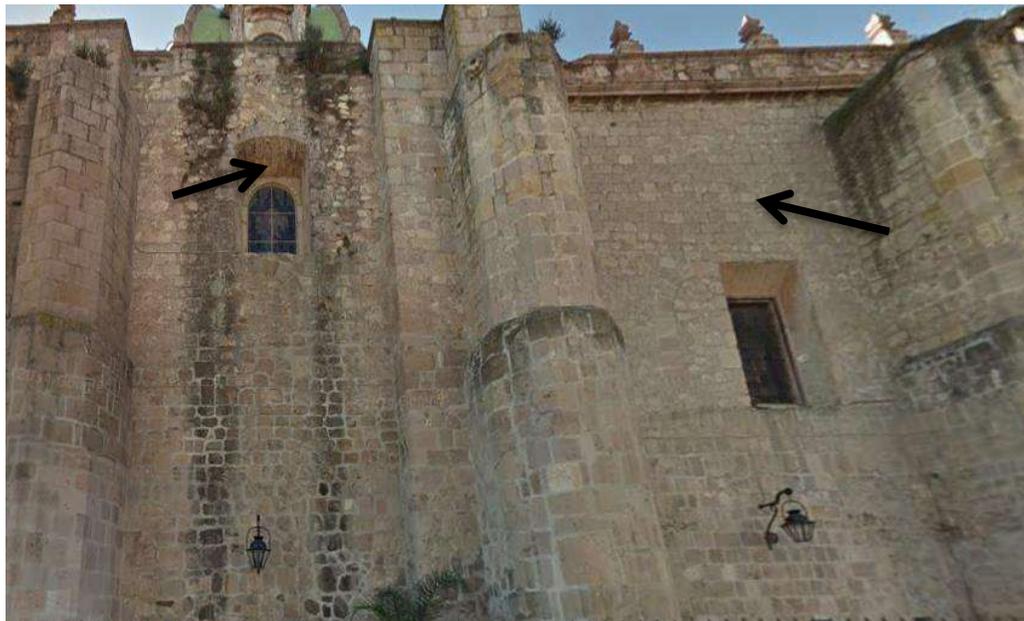
**Tabla 2**

Materia (ID)	Modulo Elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )	Peso (ton/m <sup>3</sup> )	Partes asignadas
Mamposteria1	22,420	2.3	1,2,3
Mamposteria2	22,220	2.3	4
Mamposteria3	21,010	2.3	5
Mamposteria4	21,610	2.3	6

Esta variación de la rigidez del templo en su dirección longitudinal es consistente con la variación real de la calidad de la mampostería del mismo, haciendo una revisión de dichas características, como se aprecia en la figura 29 el muro norte del presbiterio tiene mampostería de baja calidad, en comparación con la zona de la torre y la zona de la nave principal en la cual la mampostería se compone de sillares de cantería bien definidos, con lo cual se explica la variación de la rigidez del material del templo longitudinalmente a este.



**Figura 28. Variación de la rigidez de manera longitudinal, tal que las amplitudes modales fuesen más cercanas a las obtenidas experimentalmente.**



**Figura 29. Cambios en la calidad de la mampostería. En la zona de la nave existe una mampostería de mejor calidad compuesta por sillares que en la zona del transepto.**

### 3.4 CORRELACIÓN DE LOS PARÁMETROS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

Con el objetivo de tener medidas de cuantificación para revisar qué tan precisa es la calibración del modelo, se optó por usar el método MAC (Modal Assurance Criterion) *Pastor M. et al. (2012)* para evaluar la precisión. Este criterio es uno de las más populares herramientas que existen actualmente para cuantificar la comparación de los vectores modales, ya que es un indicador estadístico muy sensible a grandes diferencias y relativamente insensible a pequeñas diferencias en las formas modales.

Este producto es un buen indicador estadístico entre el grado de consistencia entre las formas modales. El MAC es a menudo usado para comparar dos pares de modos derivados de modelos analíticos y los obtenidos de pruebas experimentales. Los rangos de valores van desde 0 a 1, con 1 como valor máximo de consistencia en los modos, en cambio si el valor se acerca a 0 indica que la consistencia de los modos es prácticamente nula. *Pastor M. et al. (2012)*

Para el caso de estudio calcularemos el indicador MAC y también calcularemos la discrepancia de frecuencias, el MAC se calcula con la siguiente formula:

$$MAC = \frac{|\sum_{i=1}^n \varphi_i^e \varphi_i^n|^2}{\sum_{i=1}^n (\varphi_i^e)^2 \sum_{i=1}^n (\varphi_i^n)^2}$$

Dónde:  $\varphi_i^e$  es el vector modal del modo de vibrar experimental y  $\varphi_i^n$  es el vector del modo de vibrar numérico.

$$D_f(\%) = 100 \left| \frac{f_i^e - f_i^n}{f_i^e} \right|$$

Dónde  $f_i^e$  es la frecuencia experimental y  $f_i^n$  es la frecuencia obtenida en el modelo numérico.

Para dichos cálculos en el modelo numérico se ubicó la localización de cada nodo que se determinó para las pruebas experimentales, y se determinaron sus amplitudes modales de cada nodo en las 3 direcciones, así estos datos fueron comparados con las amplitudes modales de cada nodo en cada dirección del modelo numérico.

En las siguientes tablas se muestran las amplitudes modales normalizadas obtenidas experimentalmente para cada nodo. La dirección X se considera transversal al templo, la dirección Y se considera longitudinal al templo y la dirección Z se considera en la dirección vertical.

**Tabla 3 Comparación entre las amplitudes modales de cada nodo, del modo de la torre.**

Modo 1 numérico (Modo Torre)				Modo 1 experimental (Modo de la Torre)			
Frecuencia = 1.48 Hz				Frecuencia = 1.56 Hz			
Nodo	dirección	Amplitud	Amplitud normalizada	Nodo	dirección	Amplitud	Amplitud normalizada
1	X	0.066	1	1	X	0.385	0.91
1	Y	0.011	0	1	Y	0.065	0.15
1	Z	0.006	0	1	Z	0.042	0.1
2	X	<b>0.075</b>	<b>1</b>	2	X	0.407	0.96
2	Y	-0.001	-0	2	Y	0.005	0.01
2	Z	-0.028	-0	2	Z	0.318	0.75
3	X	0.074	1	<b>3</b>	<b>X</b>	<b>0.425</b>	<b>1</b>
3	Y	-0.001	-0	3	Y	0.011	0.03
3	Z	-0.025	-0	3	Z	0.412	0.97
4	X	0.067	1	4	X	0.296	0.7
4	Y	0	0	4	Y	0.049	0.12
4	Z	-0.014	-0	4	Z	0.243	0.57
5	X	0.059	1	5	X	0.162	0.38
5	Y	0	0	5	Y	0.043	0.1
5	Z	-0.005	-0	5	Z	0.02	0.05
6	X	0.052	1	6	X	0.144	0.34
6	Y	-0.001	-0	6	Y	0.049	0.12
6	Z	0	0	6	Z	0.01	0.02
7	X	0.045	1	7	X	0.131	0.31
7	Y	-0.001	-0	7	Y	0.046	0.11
7	Z	0.001	0	7	Z	0.003	0.01
8	X	0.019	0	8	X	0.072	0.17
8	Y	-0.002	-0	8	Y	0.016	0.04
8	Z	0.001	0	8	Z	0.006	0.01
9	X	0.015	0	9	X	0.043	0.1
9	Y	-0.002	-0	9	Y	0.015	0.04

9	Z	0.001	0
10	X	0.009	0
10	Y	-0.002	-0
10	Z	0	0

9	Z	0.01	0.02
10	X	0.022	0.05
10	Y	0.007	0.02
10	Z	0.003	0.01

En las tablas anteriores, se aprecia una correcta correlación en las máximas amplitudes modales que presenta el modo de la torre, teniendo las máximas amplitudes en nodos próximos, como se muestra en la tabla 3, en el modo numérico la máxima amplitud se obtuvo en el nodo 2, aunque en el modelo experimental la máxima amplitud se obtuvo en el modo 3, pero con una variación mínima en cuanto amplitud modal.

Con los datos de cada modo como los mostrados en la tabla 6, se calcularon el  $MAC$  y el  $D_f$  para cada uno ellos, comparando los resultados numéricos y experimentales. Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 4**

<b>Modo Numérico (ID)</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>7</b>
<b>Frecuencia Numérica (Hz)</b>	<b>1.48</b>	<b>2.33</b>	<b>3.37</b>	<b>4.25</b>
<b>Modo Experimental (ID)</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Frecuencia experimental (Hz)</b>	<b>1.56</b>	<b>2.32</b>	<b>3.125</b>	<b>3.77</b>
<b>MAC=</b>	<b>0.96</b>	<b>0.41</b>	<b>0.38</b>	<b>0.37</b>
<b>Df (%)=</b>	<b>5.13</b>	<b>0.96</b>	<b>7.84</b>	<b>9.42</b>

Como se observa obtuvimos una correlación entre el modo 1, el correspondiente a la torre bastante buena en el aspecto tanto de  $MAC$  como en la discrepancia de frecuencias, el valor del  $MAC$  cercano a 1 nos muestra que la precisión es bastante buena ya que teóricamente sería el real si este fuese igual a 1, en cuanto a la discrepancia de frecuencias se obtuvo un valor menor que 10% en todos por ende también podemos clasificarlo como aceptable, cabe resaltar que los demás modos tuvieron una variación mucho menor en cuanto a precisión comparándolos con el valor de  $MAC$  obtenido para cada uno de ellos siendo pobres los resultados para este valor, sin embargo en la comparación de discrepancia de frecuencias se obtuvieron valores bastante razonables.

Es importante mencionar que aunque el valor de los modos superiores de la nave que se obtuvieron no fueron resultados tan precisos como se quisiera, cuando se comparan con el valor de  $MAC$ , y únicamente se acercaron a valores aceptables en la discrepancia de frecuencias, aún con lo mencionado el modelo que se

obtuvo se considera aceptable para los distintos cálculos posteriores en el mismo, la dificultad que conlleva realizar una buena calibración de las propiedades mecánicas sin hacer pruebas directamente en los materiales es enorme, sin embargo, en los estudios de este tipo de edificaciones es válido un cierto grado de incertidumbre debido a la complejidad de los mismo.

El modelo tiene precisión razonable para ser un macro modelo, para tener mejores aproximaciones en los valores de referencia se necesitaría hacer muchas más pruebas experimentales y de diferentes índoles, además también habría que realizar un micro modelado numérico, el cual no es objetivo de esta investigación. Por tanto, para fines de la investigación el modelo final se considera aceptable.

## **CAPÍTULO IV.**

### **DEMANDA SÍSMICA**

En un estudio de vulnerabilidad sísmica un ámbito muy importante es definir de manera adecuada la demanda sísmica, ya que como se mencionó el capítulo 1, una estructura puede vulnerable sísmicamente, pero puede no estar en alto en riesgo sísmico, esto dependiendo del peligro sísmico de la zona y de la vulnerabilidad sísmica. Para realizar la evaluación de esta última es necesario definir una demanda sísmica amplia que sea representativa de sismos que puedan presentarse en el lugar donde se encuentra el edificio y de sismos que generen problemas estructurales en la edificación.

Para el caso de monumentos históricos de mampostería antigua se ha comprobado por observación, que los sismos que más afectan este tipo de estructuras son los que tienen altas frecuencias, siendo éstos los sismos de epicentro cercano, esto fácilmente es entendible teniendo claros los conceptos de dinámica estructural, debido a que en general las estructuras de mampostería son estructuras rígidas con altas frecuencias y periodos bajos, los sismos de alta frecuencia genera un efecto de amplificación considerable en las aceleraciones sufridas por la estructura, por el contrario los sismos de bajas frecuencias, como son los sismos de epicentros lejanos no generan daño estructural severo debido a que los periodos del sismo y de la estructura están bastante alejados, por ende, los efectos que estos tienen este tipo de sismo sobre la estructura son menores. Otro aspecto importante considerar es la componente sísmica vertical, en investigaciones como la de *Gaytán et al. (2012)* se ha corroborado que ésta componente tiene grandes efectos en los monumentos históricos que generalmente no son tomados en cuenta en los análisis sísmicos en los cuales se toman únicamente las componentes horizontales de los sismos, aunado a que históricamente se ha observado que sismos de epicentro cercano, los cuales tiene una componente vertical alta han generado daños estructurales considerables en este tipo de edificaciones.

La mayoría de los análisis dinámicos que se realizan únicamente toman una componente del sismo, ya sea únicamente la componente Vertical, la Norte-Sur o la Este-Oeste, para simplificar los recursos computacionales que se requieren, sin embargo esta simplificación no es la más correcta ya que en la realidad los sismos tienen más de una componente, por ende, en esta investigación también se pretende llegar a un análisis tridimensional de elementos finitos incluyendo las 3 componentes de aceleraciones que nos arrojan los acelerogramas en cada sismo.

Ante lo mencionado anteriormente se tomó la decisión de usar un conjunto de demandas sísmicas que mayormente se componen por sismos de epicentro cercano, los cuales tiene características similares en el aspecto que presentan aceleraciones máximas de un orden importante aproximadamente de 0.2 g, unos también contienen frecuencias altas y componentes verticales altas. Estos sismos se componen por un total de 2 acelerogramas sintéticos, 4 acelerogramas de campo cercano resultados del sismo del 19 de septiembre de 2017 registrados en la ciudad de México  $M_w=7.1$ , y 2 acelerogramas también de campo cercano, pero estos registrados en la zona de Puebla generados por del sismo del 15 de julio de 1999  $M_w=6.1$ . Contando con un total de 8 acelerogramas con los cuales se trabajará el templo.

#### **4.1 ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS**

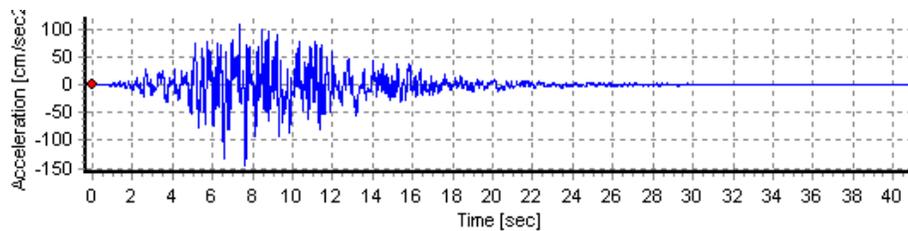
Además de usar el conjunto de acelerogramas reales de sismos que se han presentado en los últimos años, es necesario usar también acelerogramas sintéticos específicos para la ciudad de Morelia, teniendo en cuenta que en la actualidad la mayoría de los diseños sísmicos que se realizan en México se hacen basados en acelerogramas sintéticos, esto nos podrá proporcionar una comparativa entre comportamiento sísmicos de la estructura cuando es sometido a diversos tipos de acelerogramas, reales y sintéticos, esto con motivo de poder comparas los resultados de los acelerogramas sintéticos contra los resultados obtenidos utilizando los acelerogramas reales.

Para efectos de obtener acelerogramas sintéticos representativos de los que se usan actualmente en el diseño sísmico de edificios se utilizó el programa de diseño sísmico *PRODISIS v4.1*, este programa proporciona espectros de diseño, los acelerogramas sintéticos de diseño, acelerogramas transparentes, para periodos de retornos especificados, diferentes características del suelo, etc. Para nuestro caso de estudio se tomarán dos acelerogramas sintéticos, con las siguientes características:

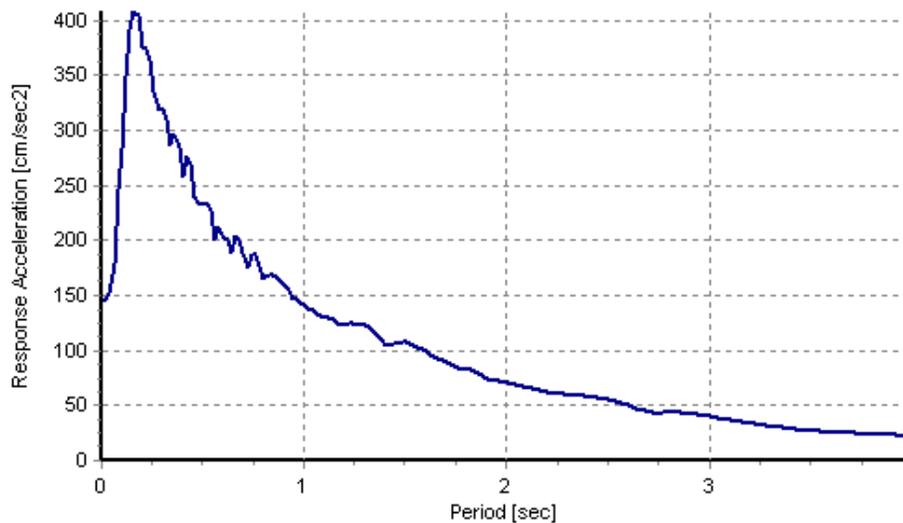
- Los acelerogramas sintéticos son especificados para la ciudad de Morelia.
- Se utilizan dos periodos de retorno ( $T_r$ ) de 500 y 1000 años, uno para cada acelerograma sintético respectivamente.
- Los acelerogramas son para estructuras tipo A.
- Teniendo las características dinámicas del suelo como es el periodo, obtenido en el capítulo 2, se asignan datos tal que se adecuen al periodo del suelo obtenido de 0.37 segundos, esto se obtiene asignando una velocidad de ondas de corte de 350 m/s y con una profundidad de la roca de 32 m, lo cual genera un factor de amplificación de sitio de 2.4.

- Al ser acelerogramas sintéticos se supone que las dos componentes horizontales son iguales, se propone que la componente sísmica vertical, que no es proporcionada será igual al 50% de la componente vertical sintética como una primera aproximación.

En la figura 30 se muestran el registro de aceleraciones sintético obtenido para la ciudad de Morelia con su respectivo espectro de respuesta de pseudo aceleraciones. Podemos apreciar que este sismo tiene una alta frecuencia, con lo cual podría tendría que tener un efecto muy negativo en el templo, observando el espectro de respuesta de pseudo aceleraciones este encuentra sus puntos máximos en los periodos cortos en un rango de entre 0.1 y 0.6 segundos los cuales no están muy alejados de los periodos de vibrar de los modos superiores obtenidos en el templo, tanto experimentalmente como numéricamente, de esta manera se intentara apreciar el impacto de los modos superiores en el comportamiento estructural del templo.



a)



b)

**Figura 30. Registro de aceleraciones sintéticos (a) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración (b) para el sismo de diseño de Morelia  $T_r = 1000$  años**

El espectro respuesta de aceleraciones para el sismo de diseño para Morelia con periodo de retorno  $T_r= 500$  años, no se muestra gráficamente ya que las características de las aceleraciones y del espectro de respuesta de pseudo aceleraciones es muy similar al mostrado en la figura anterior, únicamente varían las amplitudes máximas siendo menores las del sismo para un  $T_r=500$  años, sin embargo, es importante revisar el efecto que este tendría en el templo.

## **4.2 ACELEROGRAMAS REALES**

Anteriormente se mencionó que la elección de los acelerogramas reales tuvo como principal objetivo tener sismo de epicentro cercano, 4 fueron acelerogramas obtenidos del sismo del 19 de septiembre de 2017 de  $M_w=7.1$ <sup>(6)</sup> fueron registrados en la ciudad de México las cuales son de consideradas de epicentro cercano debido a que el sismo tuvo epicentro en el municipio de Axochiapan, Morelos. La ciudad de México encuentra a una distancia aproximada de 120 km del sitio donde se originó el epicentro. La propuesta de estos registros no únicamente se basa en que sean registros de sismos de epicentro cercano, también la elección de éstos registros de debe a que los daños generados en la ciudad de México y en municipios del estado de Morelos fueron realmente severos, teniendo alrededor de 2,193 edificios clasificados con daño estructural grave incluyendo los edificios colapsados *Ruiz J. et al (2017)*, únicamente la ciudad de México, teniendo pérdidas humanas del orden de los 369 muertos y al menos 1,900 personas heridas<sup>(7)</sup>. De las decenas de estaciones acelerograficas que se encuentran en la ciudad de México se realizó una elección de únicamente 4 estaciones que fuesen representativas del sismo ocurrido. Posteriormente se hace una breve descripción de las características y los motivos de la elección de las 4 estaciones acelerograficas para la ciudad de México.

Otros dos registros de aceleraciones fueron obtenidos del evento sísmico del 15 de julio de 1999, el cual tuvo una  $M_w=7.0$  localizado a unos 20 km al sur de Tehuacán, Puebla. Se precisó este evento sísmico en particular porque como lo menciona *Melgarejo et al (1999)*, los daños mayores ocurrieron principalmente en el estado de Puebla, la ciudad más afectada fue su capital del mismo nombre, pero sobre todo porque sufrieron daño estructural severo en especial en edificios antiguos de gran valor histórico, entre ellos, el Carolino, de 412 años de antigüedad, el templo de la Compañía, el Palacio de Justicia, el edificio de Correos, la Biblioteca Palafoxiana, el Palacio Municipal y el Museo José Luis Bello. Los templos afectados sumaron 437, así como 841 escuelas y 88 hospitales. Por ende, es prudente analizar los registros de aceleraciones que se obtuvieron en la ciudad ya que ayudaran de mejor manera en principio a comprender el comportamiento estructural de las edificaciones de mampostería antigua con valor, histórico, al ser las estructuras mampostería antigua las principalmente dañadas

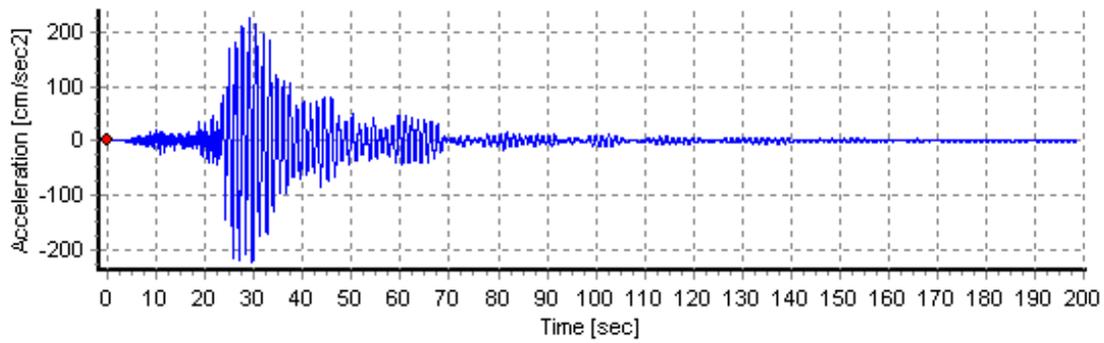
los registros claramente son una muestra representativa de los sismos que dañan las estructuras mencionadas. Los registros que se seleccionaron fueron dos, cada uno con características diferentes pero la elección se basó principalmente en que fueron los dos registros en los que se presentó la aceleración máxima por la región. .

El criterio que se tomó para la selección de los eventos sísmicos se basó principalmente en una recopilación histórica la cual demostró que estos sismos dañaron estructuras de tipo histórico en su mayoría (sismo de Tehuacán) y en elegir un tipo de sismos representativos que se cree que pueden tener más daño en edificaciones de tipo histórico como lo fue el sismo del 19 de septiembre de 2017, dicho sismo fue de falla normal de profundidad intermedia con lo que generaría componentes verticales altas así como también frecuencias altas en los registros.

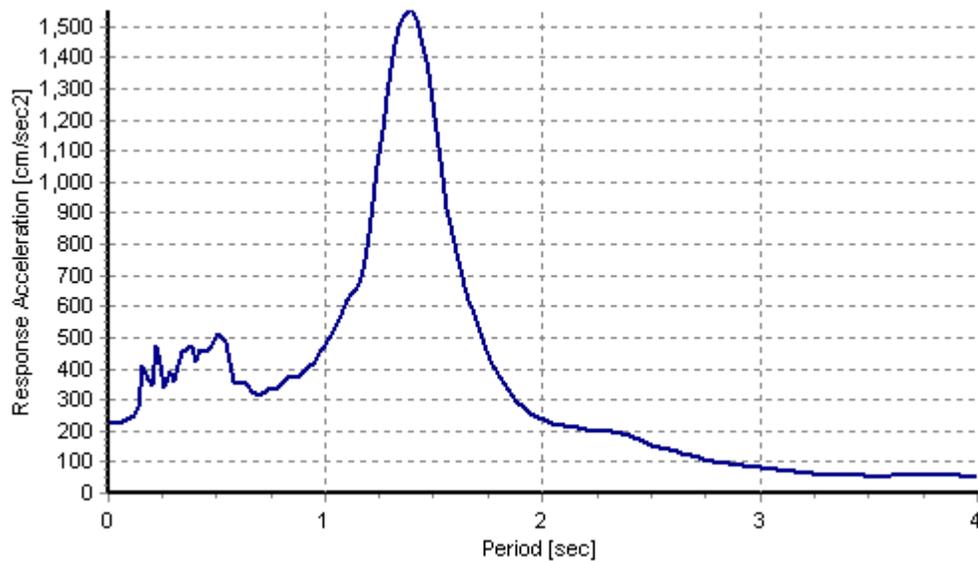
#### **4.2.1 REGISTRO DE ACELERACIONES DE LA ESTACIÓN “CULHUACÁN, CLAVE: CH84”**

La elección de este registro de aceleraciones se debió a que en primer lugar fue ésta estación fue la que registro la mayor en toda la ciudad de México, teniendo en una de sus componentes una aceleración máxima de  $225 \text{ cm/s}^2$  en su dirección Este-Oeste, sin embargo, las demás componentes tanto la Norte-Sur como la vertical registraron aceleraciones de  $148 \text{ cm/s}^2$  y de  $80 \text{ cm/s}^2$  respectivamente con lo cual podemos corroborar que la componente vertical tuvo aceleraciones máximas elevadas, por lo tanto, podemos asumir que la componente vertical tuvo influencia en el comportamiento estructural de los edificios. Aunque este sismo sea de epicentro cercano no tuvo un alto registro frecuencia como usualmente se tiene en los registros de sismos de epicentro cercano, debido a que el suelo de la ciudad de México es bien conocido a nivel mundial por sus características, muy arcilloso y con alto contenido de humedad.

En la figura 31 se tiene el registro de aceleraciones de la estación mencionada en su componente máxima, así como el espectro de respuesta de pseudo-aceleración del mismo, la ordenada espectral máxima alcanza valores de  $1500 \text{ cm/s}^2$  lo que significa que los edificios cercanos a los periodos de 1.5 s se vieron sometidos a aceleraciones por el orden de 1.5 veces su peso propio. En La zona de periodos bajos del espectro como los del templo de San Agustín apreciamos que el orden de las pseudo-aceleraciones a los que se ve sometidas las estructuras ronda los 0.5 g



a)



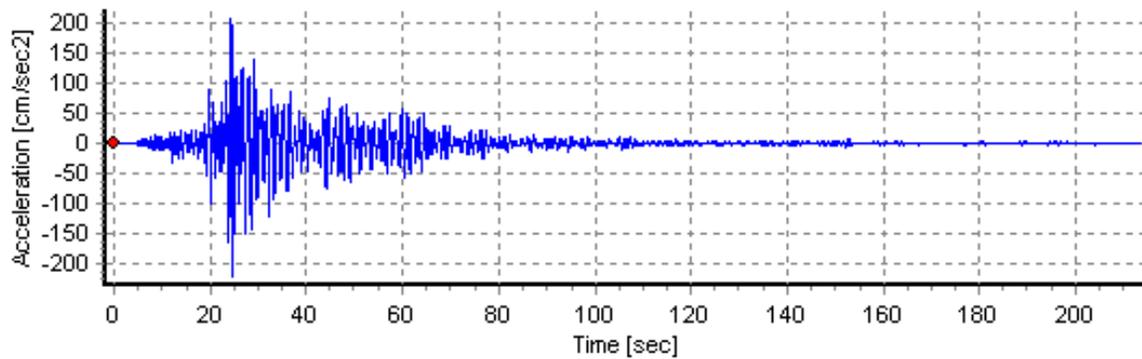
b)

**Figura 31. Registro de aceleraciones (a) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración (b) para el registro sísmico de la estación CH84**

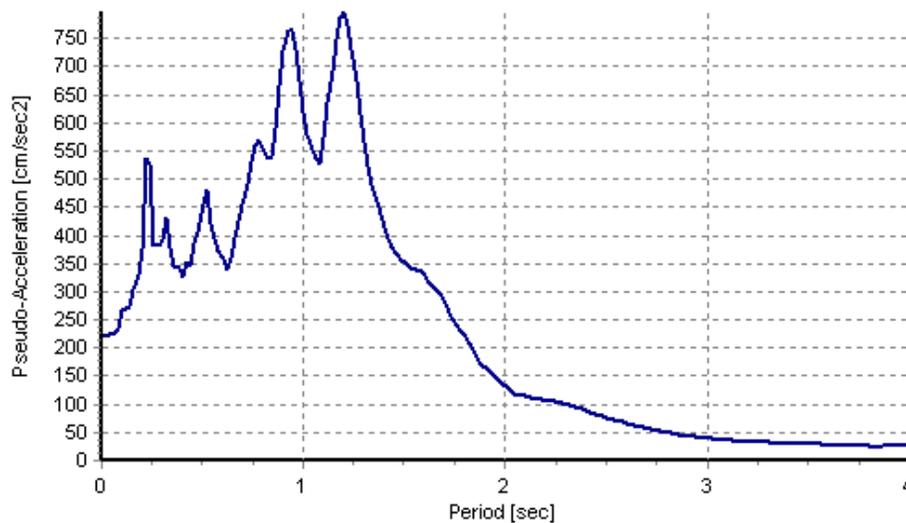
#### **4.2.2. REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “PARQUE JARDINES DE COYOACÁN, CLAVE: JC54”**

Al igual que la estación mencionada anteriormente la elección de esta se basó principalmente en que dicha estación fue el segundo registro de aceleraciones con un valor mayor de toda la ciudad de México, teniendo en una de sus componentes un registro máximo de  $220 \text{ cm/s}^2$  en su componente Norte-Sur, así como una aceleración máxima en su componente Este-Oeste de  $204 \text{ cm/s}^2$ , por último, la componente vertical llega a tener una aceleración máxima de  $60 \text{ cm/s}^2$ . Otro de los ámbitos importantes que se quiere recalcar en las diferentes señales sísmicas

obtenidas es que se pretende tener un conjunto de señales con diferentes tipos de suelo, para el caso anterior y para el caso de esta señal sísmica el tipo de suelo sobre el que desplanta el acelerógrafo es tipo arcilloso ya que se encuentra en la zona del lago, será importante ver que efecto tienen este factor en los resultados obtenidos para los resultados obtenidos para cada registro de aceleraciones.



a)



b)

**Figura 31. Registro de aceleraciones (a) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración (b) para el registro sísmico de la estación JC54**

### **4.2.3 REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “MULTI-FAMILIAR JUÁREZ II, CLAVE: CJ04”**

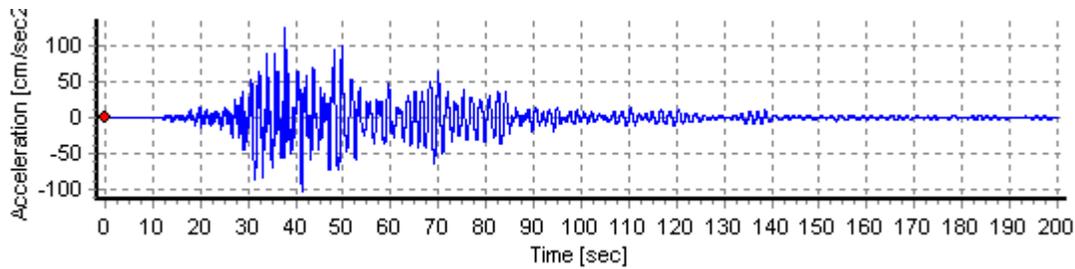
La finalidad de elegir este registro es identificar las características del sismo en esta zona en específica y aspectos relevantes que puedan ser tomados en cuenta en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del templo, este registro de aceleraciones es muy importante ya que es el más cercano a la zona más dañada

de la ciudad de México, que fue la colonia Roma y la colonia condesa, en la cual se reportó una cantidad de edificios dañados muy alta *Ruiz J. et al (2017)*. El suelo de desplante del registro de aceleraciones está clasificado como “alto riesgo sísmico”, por lo que se infiere que es un suelo de malas propiedades mecánicas estructuralmente hablando. En la figura 32 observamos solo en pequeño detalle algunos de los edificios colapsados en la colonia roma.

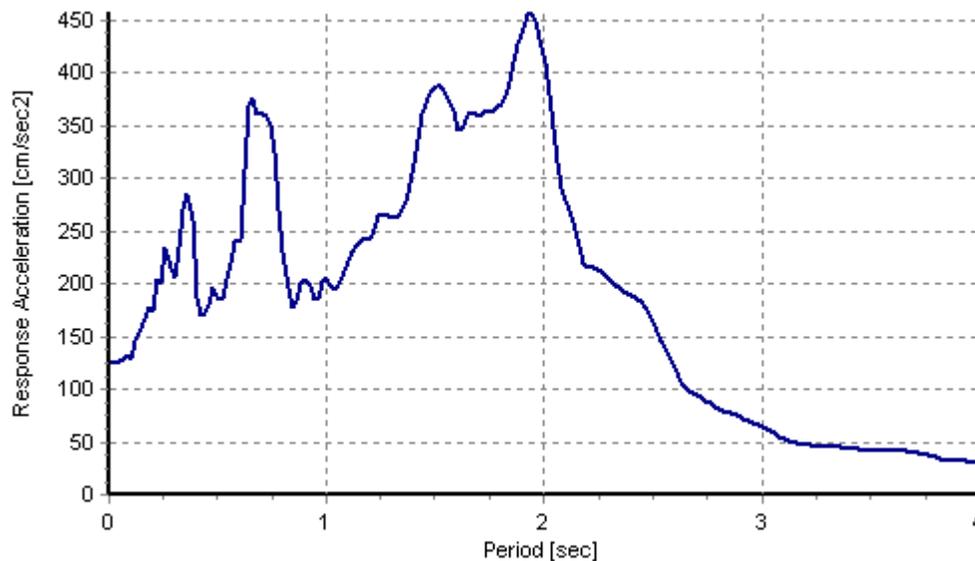


**Figura 32. Colapso de edificio de la colonia Roma, Ciudad de México. <sup>(8)</sup>**

Las aceleraciones máximas registradas en sus componentes no estuvieron cerca de las máximas registradas en la ciudad sin embargo como se mencionó esta zona fue de las más afectadas, la componente Norte-Sur tuvo un registro máximo de  $123 \text{ cm/s}^2$ , la componente Este-Oeste tuvo una aceleración máxima de  $97 \text{ cm/s}^2$  y la vertical de  $27 \text{ cm/s}^2$ . En la figura 27 se encuentra el registro de aceleraciones, en este caso la componente Norte-Sur fue la máxima, así como el espectro de respuesta de pseudo-aceleración correspondiente. Observando el espectro de respuesta de pseudo aceleraciones podemos darnos cuenta que este sismo tiene un efecto importante en las estructuras de periodo corto, lo cual posiblemente tenga un efecto importante en estructuras como el templo de San Agustín. Para fines de la investigación es benéfico, el hecho espectros de respuesta tan variados podemos determinar una vulnerabilidad sísmica de mejor manera.



a)



b)

**Figura 33. Registro de aceleraciones (a) y su espectro de respuesta de pseudo-acceleración (b) para el registro sísmico de la estación CJ04**

#### **4.2.4. REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “ESC. SEC. TÉC. NO. 2, CLAVE: GA62”**

Aunque como se especifica más adelante este registro no tiene las máximas aceleraciones presentadas en la ciudad de México en particular punto de vista este es uno de los registro de aceleraciones más importantes para comparar resultados y evaluar comportamiento sísmico del templo de San Agustín, debido a que éste registro es el más cercano en distancia a la estructura de tipo histórico, la parroquia Nuestra Señora de los Ángeles, ubicada en la colonia Guerrero de la delegación Cuauhtémoc, la cual sufrió un colapso prácticamente total de la cúpula como se muestra en las figura 34, esto es de vital importancia ya que esta parroquia contiene en su geometría algunas características parecidas a las del

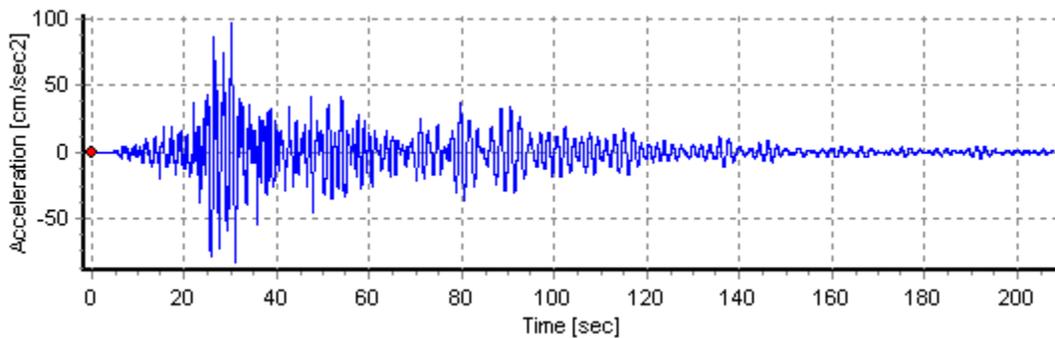
templo de San Agustín con lo cual es el principal punto de apoyo para poder evaluar y contrastar resultados, obviamente con los sismos que se presentaron en el mes de septiembre de 2017 hubo iglesias tanto de Morelos como de Chiapas que sufrieron daño estructural más severo teniendo inclusive colapsos totales, lamentablemente no tenemos registros de aceleraciones cercanas a esas zonas, por lo tanto este registro es una de las pruebas de sismos que pueden afectar a una estructura de tipo histórico, y aunque haya variación por los efectos de sitio y otras variaciones estas pueden ser mínimas, por lo tanto podemos asumir que estas aceleraciones son a las que prácticamente se vio sometida la parroquia.



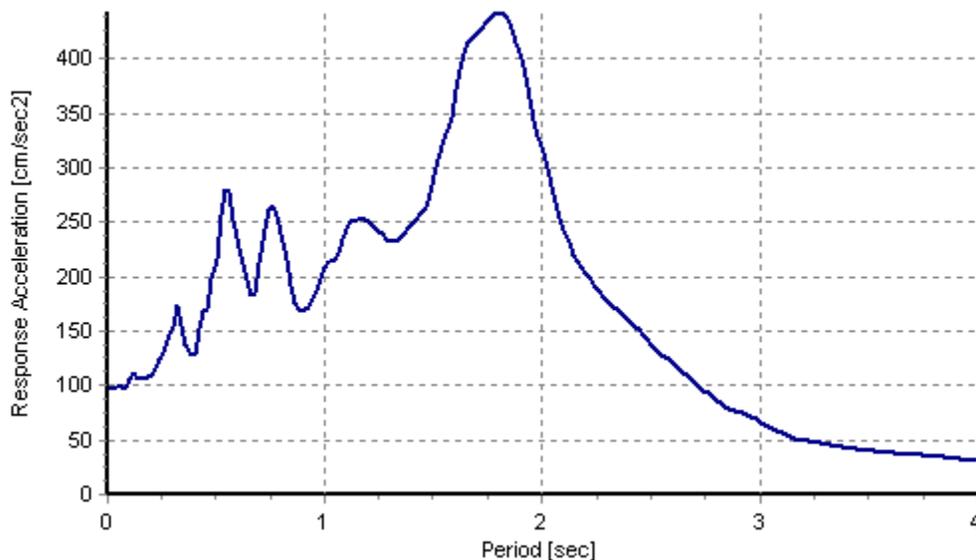
**Figura 34. Colapso parcial de la cúpula de la parroquia de Nuestra Señora de los Ángeles, colonia Guerrero, ciudad de México. <sup>(9)</sup>**

Algo que podemos notar de la figura 35 en la cual se presenta el registro de aceleraciones mencionado, es que en este registro altas aceleraciones cercanas a la máxima se reparten a lo largo de todo el registro lo que nos hace identificar que la fase intensa tuvo una duración mucho más larga que en otros registros, por lo tanto, la edificación se vio sometidas a grandes aceleraciones a lo largo de más periodo lo que pudo originar otro tipo de daños. La aceleración máxima se encontró en la componente Norte-Sur con un valor máximo de  $97 \text{ cm/s}^2$ , en la componente Este-Oeste se registró una máxima de  $84 \text{ cm/s}^2$  y en la vertical una componente de  $33 \text{ cm/s}^2$ , podemos identificar comparando con las señales anteriores que las aceleraciones máximas que se presentaron en la ciudad de

México eran mucho mayores a las registradas en esta estación, más sin embargo podemos constatar que con estas aceleraciones relativamente bajas en comparación con las otras, fue suficiente para poder dañar una edificación de tipo histórico religioso, por último hacer mención que la estación se encuentra en un suelo de tipo arcilloso.



a)



b)

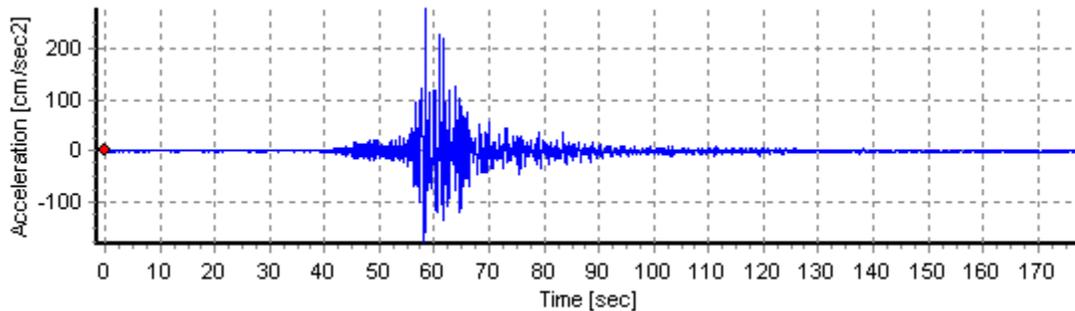
Figura 35. Registro de aceleraciones (a) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración (b) para el registro sísmico de la estación GA62

#### 4.2.5. REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “PARQUE LA HABANA, PUEBLA, CLAVE: PHPU”

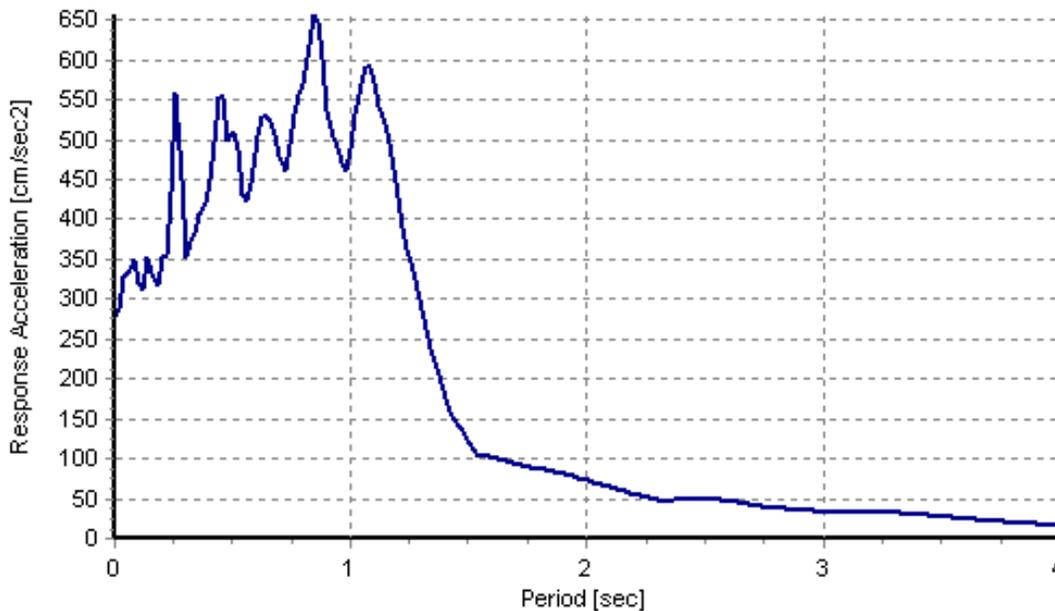
Este registro fue el que tuvo la mayor aceleración en una de sus componentes en toda la región que afectó el sismo de Tehuacán, por lo tanto, se decidió usar este,

la componente Este-Oeste tuvo un valor de aceleración máximo de  $279 \text{ cm/s}^2$ , curiosamente las otras componentes no tuvieron valores tan altos comparativamente hablando con la componente Este-Oeste, los valores máximos de aceleración para la componente Norte-Sur y la componente Vertical fueron  $104 \text{ cm/s}^2$  y  $56 \text{ cm/s}^2$  respectivamente.

En la figura se aprecia que este sismo tuvo sus mayores impactos en estructuras de periodo corto.



a)



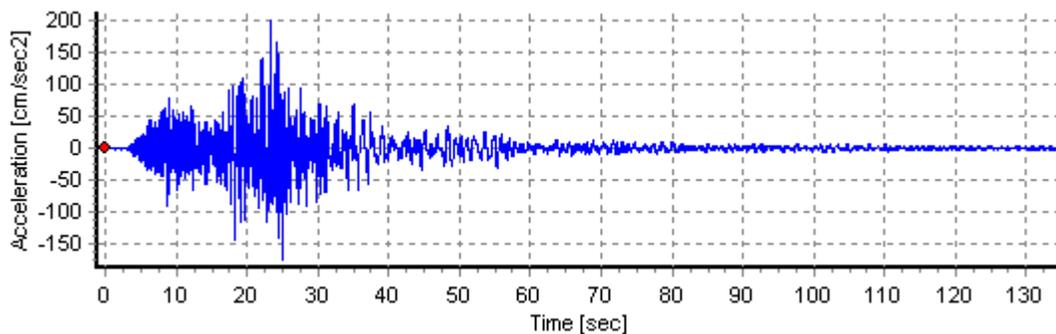
b)

**Figura 36. Registro de aceleraciones (a) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración (b) para el registro sísmico de la estación PHPU**

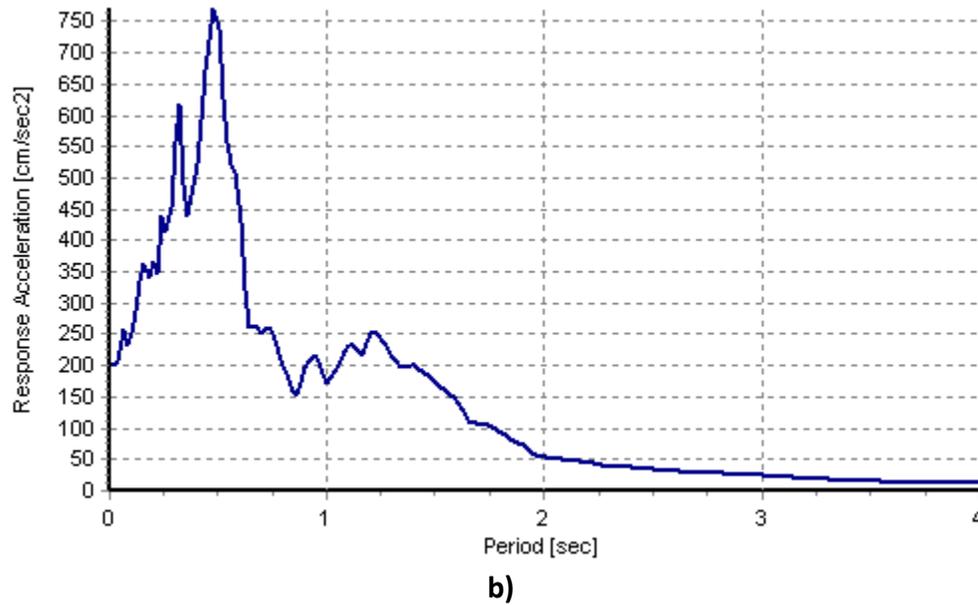
#### 4.2.6. REGISTRO DE ACELERACIONES LA ESTACIÓN “CIUDAD SERDÁN, CLAVE: CSER”

La elección de este registro sísmico se basó en que fue la que tuvo la segunda mayor aceleración en una de sus componentes, con un valor en la componente Norte-Sur de  $199 \text{ cm/s}^2$ , siendo que las otras componentes tanto al Este-Oeste como la vertical, tuvieron aceleraciones máximas altas  $170 \text{ cm/s}^2$  y  $108 \text{ cm/s}^2$  respectivamente. Este registro será prudente de analizar porque en esta zona hubo considerables daños a monumentos históricos, aunado a eso podemos notar que este registro de todos los utilizados tiene la componente vertical más alta, prácticamente la mitad de la máxima aceleración en una de sus componentes, con lo cual podremos injerir y entender de mejor manera cual es el efecto de la componente vertical y su efecto en la estructura de estudio. Como detalle final mencionar que la estación mencionada se encuentra en un suelo de tipo Rocoso, con lo cual podemos pensar que de entrada ya generara efectos sísmicos diferentes a los originados en los registros obtenidos de la ciudad de México los cuales eran sobre suelo blando.

En la figura 37 observamos el registro de aceleraciones de la máxima componente, a simple vista nos damos cuenta de que el registro tiene una alta frecuencia, lo cual se corrobora en el espectro de pseudo-aceleraciones, mostrando que a las estructuras en las que más efecto tienen son en aquellas de periodo corto, menores a  $0.7 \text{ s}$  por lo tanto es fácil pensar que por este motivo fue que se generaron tantos daños en estructuras de tipo patrimonial, ya que generalmente estas estructuras cuentan de periodo corto, en los análisis posteriores se podrá visualizar que tan importante es este efecto.



a)



**Figura 37. Registro de aceleraciones (a) y su espectro de respuesta de pseudo-aceleración (b) para el registro sísmico de la estación CSER**

Los espectros mostrados anteriormente se calcularon para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%, siendo este un valor conservador para estructuras de mampostería.

Por último, mencionar que los espectros de respuesta y los registros de aceleraciones mostrados anteriormente son todos los espectros y registros de las componentes de aceleración más altos encontradas para cada registro sísmico, aunque se presentaron únicamente los registros con los valores máximos, las otras dos componentes del registro también muestran aceleraciones del orden a las enlistadas anteriormente y cuentan con aceleraciones verticales considerables.

## **CAPÍTULO V.**

# **EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y EL RIESGO SÍSMICO**

### **5.1 ANÁLISIS DINÁMICOS ELÁSTICOS LINEALES EN 3 DIRECCIONES**

En capítulos anteriores se mencionaron las diferentes formas en las que se puede evaluar la vulnerabilidad sísmica, incluyendo métodos estáticos y métodos dinámicos, metodologías cualitativas, cuantitativas, etc., con el objetivo de evaluar el grado de daño que presentará la edificación cuando es sometida a un sismo en específico, un primer paso para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica es evaluar el comportamiento sísmico en análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo, tomando en cuenta las tres direcciones del sismo, si bien *Nuñez et al. (2016)* realizaron análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo éstos únicamente consideraron una componente del sismo en cada análisis realizado, como un primera etapa de evaluación sísmica, para los fines de esta investigación es necesario realizar análisis evaluando las 3 componentes direccionales del sismo, en la que se considere la interacción de las componentes evaluando de manera especial el impacto que tiene en la estructura cada componente, en especial la componente vertical.

Para evaluar el comportamiento sísmico en rango elástico lineal se utilizaron las propiedades dinámicas mostradas en la tabla 2.

Los sismos mostrados en el capítulo anterior contienen señales sísmicas amplias en cuestión de tiempo, teniendo registros de un orden mayor a los 200 segundos, para fines de reducir los tiempos de ejecución y los recursos computacionales se consideró únicamente la fase intensa del sismo para dichos análisis, la obtención de la fase intensa se realizó por el método de intensidad Arias, considerando como fase intensa de cada sismo el rango de intensidad de áreas tal que la energía total de entrada del sismo se encontrará entre un 5% y un 95% del total.

Para los análisis elásticos lineales se tuvo en consideración también un valor de amortiguamiento crítico igual 5% tomando esto como un valor conservador para las estructuras de mampostería. Para la implementación de este valor del amortiguamiento el software necesitó los valores de los coeficientes del amortiguamiento de Rayleigh, para el cálculo de estos coeficientes se necesitaron los valores de frecuencias naturales circulares de dos modos de vibrar. Se

tomaron los datos de las frecuencias de los modos uno y dos obtenidos numéricamente y se calculó el valor de dichos coeficientes con las fórmulas proporcionadas por *Chopra (1995)*:

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_j\omega_i}{\omega_j+\omega_i} \quad (1) \qquad \beta = \xi \frac{2}{\omega_j+\omega_i} \quad (2)$$

Resultando un valor:

$$\alpha = 0.568 \quad \beta = 0.004$$

Si bien es cierto que los análisis elásticos lineales no demuestran patrones de daño con los esfuerzos y deformaciones encontrados en estos, de igual manera podremos intuir las zonas donde se presentan mayormente éstos y estimar posibles zonas de daño, además de lo mencionado también nos aportan una clara idea del comportamiento estructural del templo lo cual es de sumamente importante en monumentos históricos, debido a que como se ha mencionado anteriormente las características geométricas son muy complejas y es muy difícil definir patrones de comportamiento sísmico.

## **5.2 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS ELÁSTICOS**

La división de los análisis elásticos lineales la realizaremos en tres secciones, desde el punto de vista de la ingeniería estructural éstas secciones nos aportan diversos detalles específicos sobre el comportamiento de la estructura, los desplazamientos y los esfuerzos son importantes ya que cada uno de ellos nos puede aportar una forma cuantitativa de evaluar cierto comportamiento estructural, la última sección nos enfocaremos en tratar de entender el comportamiento del templo en general bajo las demandas sísmicas.

### **5.2.1. ESFUERZOS**

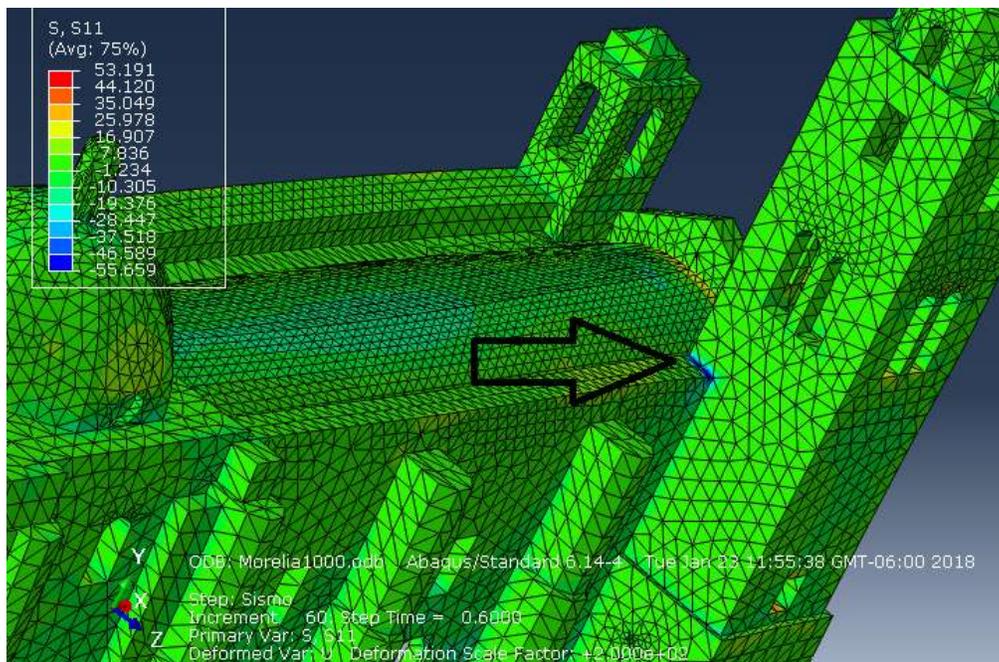
Evaluar los esfuerzos que se presentan en el modelo del Templo de San Agustín de manera elástica es relevante ya que nos da una idea de las zonas que más se ven afectadas y a su vez evaluando si estos esfuerzos son rebasados en comparación con los máximos resistentes o permisibles de la mampostería.

Al realizar tantos análisis dinámicos en la historia del tiempo será relevante únicamente resumir patrones de esfuerzos y de comportamiento de los mismos, las investigaciones anteriores mostraron que independientemente del sismo que se analice, las zonas que sufren daño del Templo de San Agustín son muy bastante marcadas y las mismas se presentan en la mayoría de los análisis, por lo tanto, son un patrón de comportamiento de esfuerzos, que presentan en las

mismas zonas en la mayoría de los análisis realizados, lo cual habría que rectificar comprobando con los análisis en las 3 direcciones. Se hace mención únicamente hablando en términos de esfuerzos principales en diferentes direcciones.

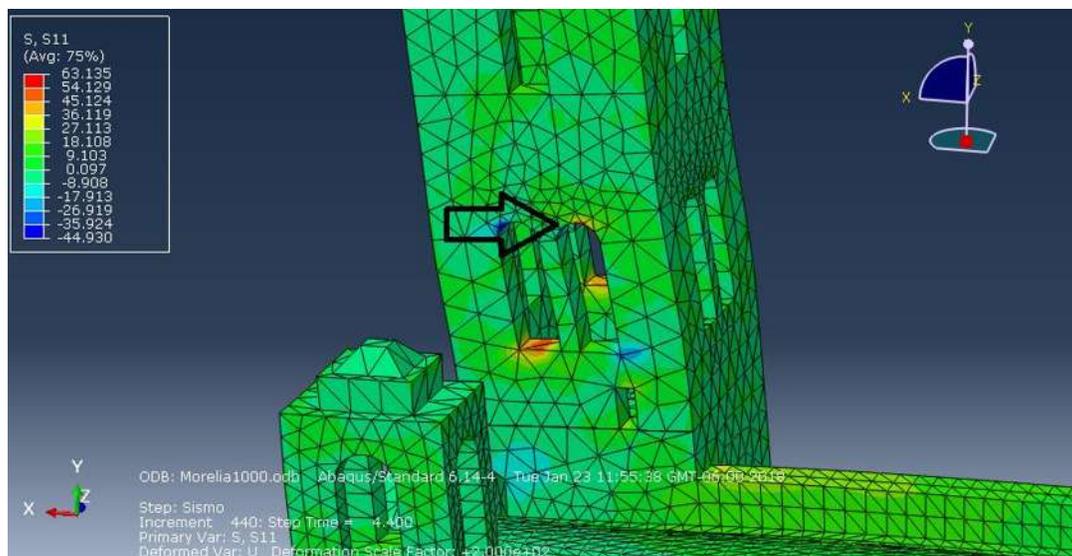
Aunque se presentan esfuerzos altos en las zonas que se mencionaron a continuación, también hay zonas en las que se presenta esfuerzos en magnitud alta únicamente en sismos específicos, por lo tanto, podemos suponer que estas no generan un patrón de comportamiento y únicamente se generaron debido a las características propias del sismo.

Una de las principales zonas que mostro un esfuerzo considerable fue la unión entre la torre y el Muro lateral Norte, en toda su zona de intersección, pero generalmente más en las zonas de las esquinas, generando esfuerzos de compresión muy altos en estas zonas, dependiendo del sismo en algunos se generaron esfuerzos del orden de  $70 \text{ kg/cm}^2$  la cual superaría en gran medida la resistencia de la mampostería a compresión siendo esta la calculada de aproximadamente  $22 \text{ kg/cm}^2$  a compresión, también se generaron esfuerzos altos de tensión del orden en algunos análisis de  $60 \text{ kg/cm}^2$  éste valor excede con gran medida el esfuerzo resistente de la mampostería a tensión el cual podemos considerar para efectos prácticos nulo.



**Figura 38. Zona de altos esfuerzos tanto a compresión como a tensión en los diversos análisis sísmicos que se realizaron.**

Otra de las zonas que presento altos esfuerzos, siendo más marcados esfuerzos a tensión con un orden de  $7 \text{ kg/cm}^2$ , fue la zona de las ventanas del primer campanario de la torre específicamente en los riñones de los arcos de las ventanas, este patrón de altos esfuerzos por tensión se generó en todas las ventanas de la torre, tanto las que tienen la vista hacia el norte como las que tienen la vista hacia el sur como se aprecia en la figura 39.

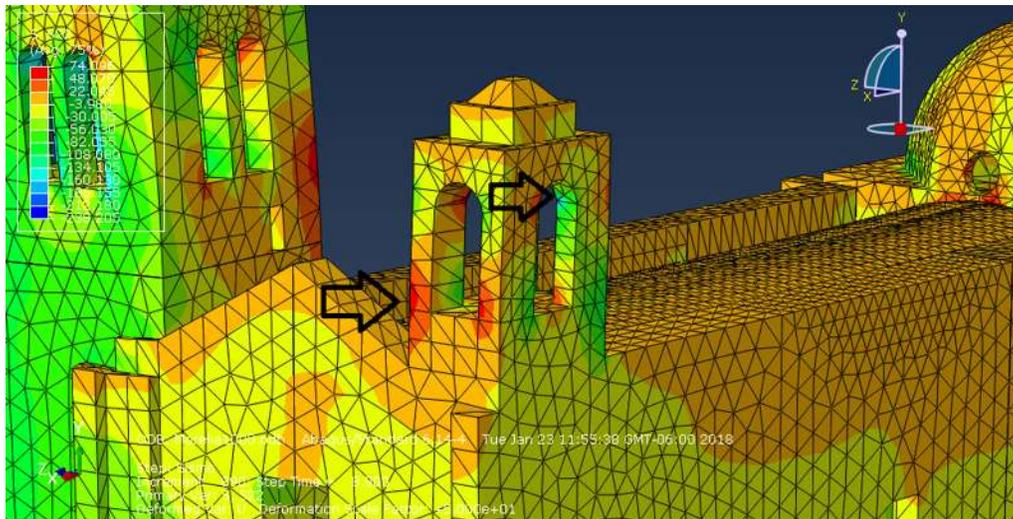


**Figura 39. Zona de altos esfuerzos a tensión en los del arco de las ventanas de la torre del Templo.**

Las zonas de altos esfuerzos mencionadas anteriormente se generen probablemente debido a la interacción entre los que hay entre la torre y en general con la bóveda del templo, por la razón de que tienen diferentes rigideces, debido a las diferentes alturas, generando esto diferentes frecuencias y comportamiento ante la acción sísmica, principalmente en la unión de la torre con el muro Norte se genera un efecto de “banquito” en la cual la torre es la zona que más sufre en su parte más baja.

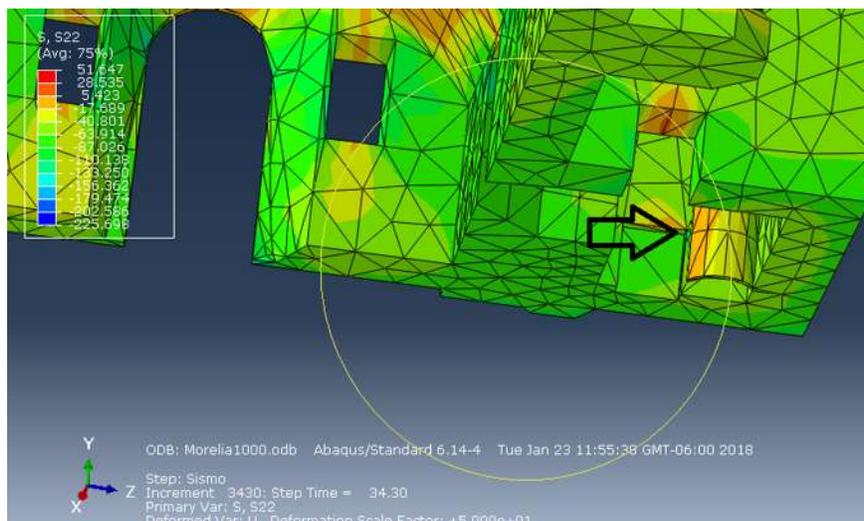
El torreón en general es una las zonas que usualmente genera esfuerzos altos tanto a compresión como a tensión para los diferentes análisis, del orden de  $7 \text{ kg/cm}^2$  a tensión y de  $25 \text{ kg/cm}^2$  a compresión, y no únicamente en unas zonas específicas más bien distribuidas estas zonas en todo el torreón desde las columnas hasta los arcos, por lo tanto, esta zona la podemos considerar claramente con el patrón de esfuerzos mencionado.

Al igual que en la torre el torreón tiene un comportamiento “independiente” del comportamiento general del templo debido a las diferentes rigideces entre la primera parte de la bóveda por su interacción con el coro y el mismo torreón.



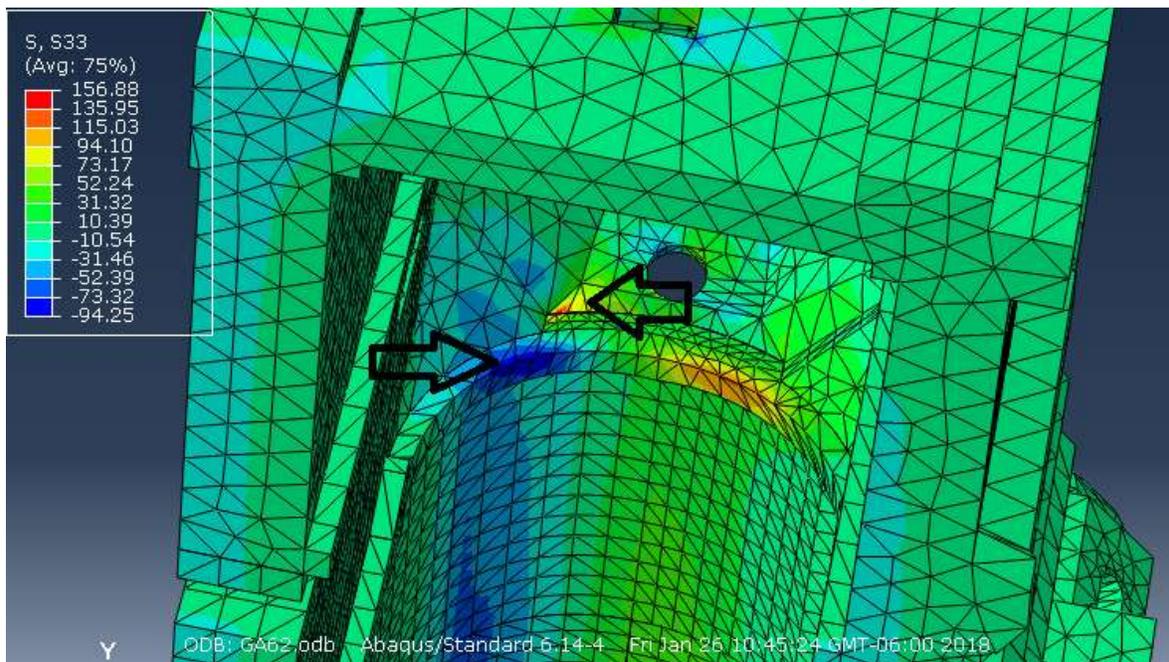
**Figura 40. Zonas de altos esfuerzos en el torreón del Templo, tanto en la base del mismo como en los arcos de su pequeña bóveda.**

Como se había ya rectificado en investigaciones anteriores la base de la torre es la que sufre más ante cargas gravitacionales, en este caso generando esfuerzos de compresión de alrededor de 20 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual es cercano al valor promedio de la resistencia de la mampostería a compresión, sin embargo, en los análisis dinámicos lineales, se observó que se obtuvieron esfuerzos a altos, debido a la acción sísmica, esto en la zona donde la sección transversal precisamente en un hueco de la base.



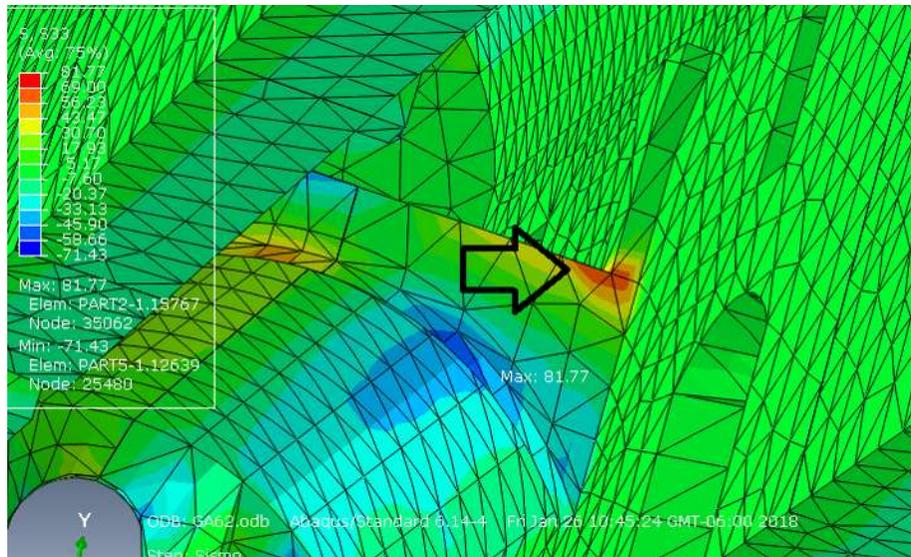
**Figura 41. Altos esfuerzos a tensión en la base de la torre**

Nuevamente se presentaron grandes esfuerzos de tensión en la zona de los arcos torales corroborando los esfuerzos máximos obtenidos en investigaciones anteriores, además de corroborar los daños observados en el Templo, en la figura 42 se observa que una zona de los arcos está a compresión y otra a tensión lo cual dependiendo del instante del sismo analizado, los valores se pueden invertir, por lo cual los esfuerzos cambian de magnitud y sentido a lo largo del sismo, si bien estos esfuerzos no son los máximos en cada instante de los sismos analizados, los patrones de esfuerzos altos y constantes en esa zona nos obliga a pensar que claramente es una de las zonas más críticas del Templo. Se generaron esfuerzos del orden de 15-20 kg/cm<sup>2</sup> en los análisis los cuales sobrepasan en gran medida el esfuerzo resistente a tensión, esta solicitación habrá que corroborarse en los análisis dinámicos no lineales, para observar el comportamiento desarrollado bajo comportamiento no lineal.



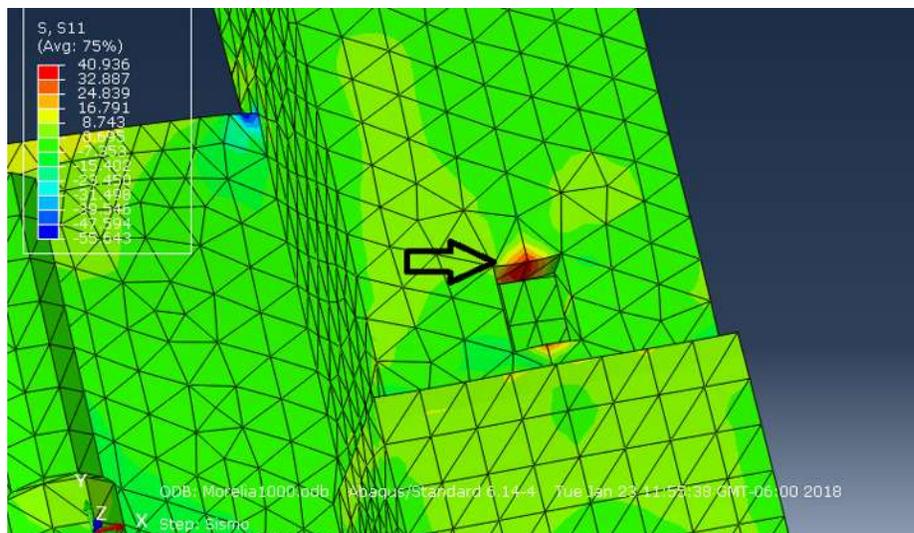
**Figura 42. Zona crítica ante esfuerzos de tensión el primer arco toral de la torre.**

Existen zonas en las cuales los esfuerzos máximos que se encontraron se corroboran con las investigaciones anteriores que se realizaron, sin embargo la aplicación de un análisis dinámico lineal en 3 direcciones, nos permitió encontrar además de las zonas características del templo a sufrir daño, otras zonas en las cuales no se habían encontrado grados de daño altos en investigaciones anteriores, este es el caso las zonas del coro, como apreciamos en la figura 43, si bien dichos el esfuerzo a tensión rebasan los máximos encontrados en algunas zonas del templo, estos generarían daño.



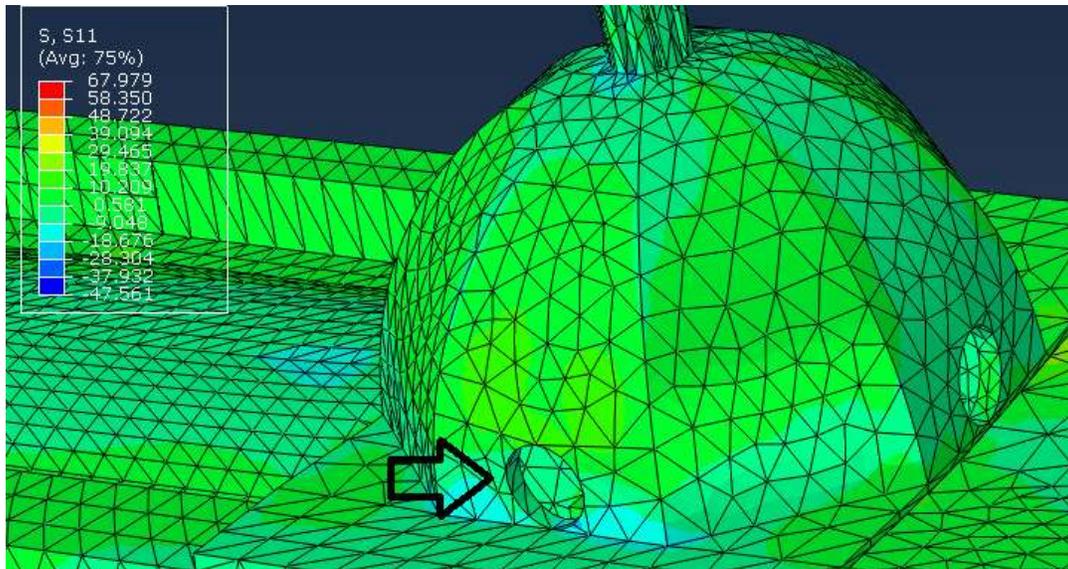
**Figura 42. Altos esfuerzos a tensión encontrados en la parte alta de la bóveda del coro**

Una de las nuevas zonas en la que se presentaron grandes esfuerzos encontradas respecto a investigaciones anteriores fue la ventana norte de la base de la torre, probablemente estos esfuerzos son generados principalmente por la acción de la carga gravitacional, más que por las acciones propiamente del sismo, debido a que la torre tiene un gran peso y genera grandes esfuerzos altos por gravedad, sería claro que los esfuerzos en un ventana que forma un gran hueco en la secciones transversal serían altos debido a la reducción de la sección.



**Figura 43. Esfuerzos generados en la ventana norte de la torre del templo.**

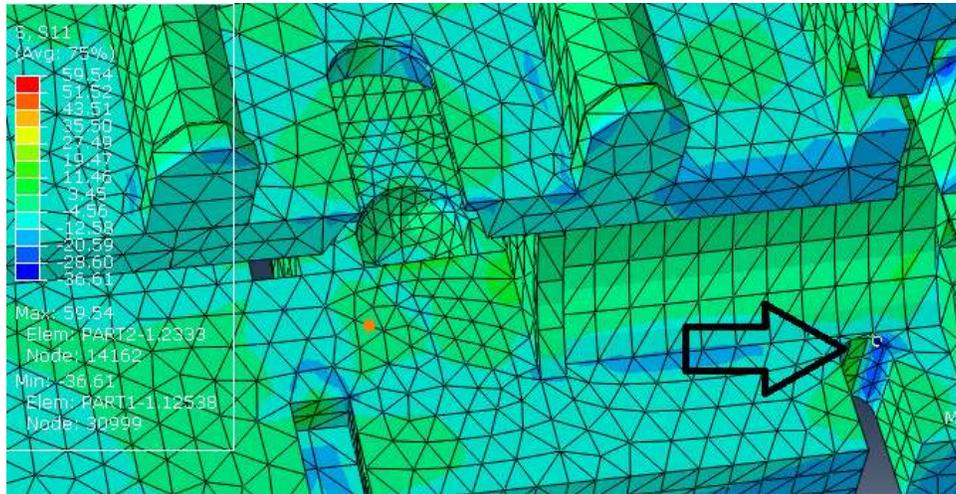
Otro patrón de daño que quedo bastante claro en cada uno de los análisis que se realizaron en el templo, fue la presentación de máximos esfuerzos tanto a compresión como a tensión en los óculos de la cúpula, si bien anteriormente se había encontrado que solo se generaban esfuerzos altos en éstos mismos en la dirección Este-Oeste, fue encontrado que los esfuerzos en esta zona en la dirección Norte-Sur del templo fueron constantemente altos en la mayoría de los análisis, por lo tanto en general podemos observar que los óculos de la cúpula son zonas bastantes susceptibles a sufrir grandes esfuerzos.



**Figura 44. Los óculos de la cúpula, fueron claramente una zona susceptible a altos esfuerzos de compresión y tensión.**

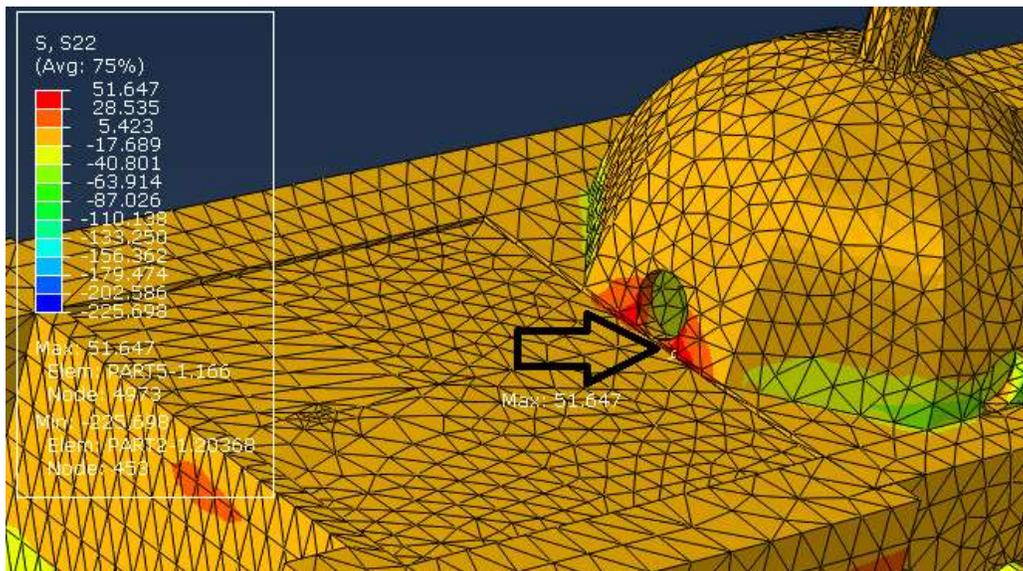
Se ha argumentado que debido a las características geométricas del templo la dirección Norte-sur (dirección transversal del templo) es la más vulnerable del templo a sufrir grandes esfuerzos y desplazamientos, sin embargo, ha habido esfuerzos en la dirección longitudinal del templo como es el caso de la puerta del muro Sur, observando que se generan grandes esfuerzos en esta zona, probablemente debido a la interacción que se tiene con el coro, además de también recibir la carga del peso propio del coro y del torreón, se muestra el comportamiento mencionado en la figura 45

En la figura 46 se muestran los esfuerzos encontrados en el segundo arco toral de la cúpula, corroborando los esfuerzos encontrados en investigaciones anteriores, si bien podemos darnos cuenta al observar dicha figura, los esfuerzos prácticamente se encuentran en toda la zona correspondiente a dicho arco toral, aunque también como habíamos mencionado anteriormente las zonas de los



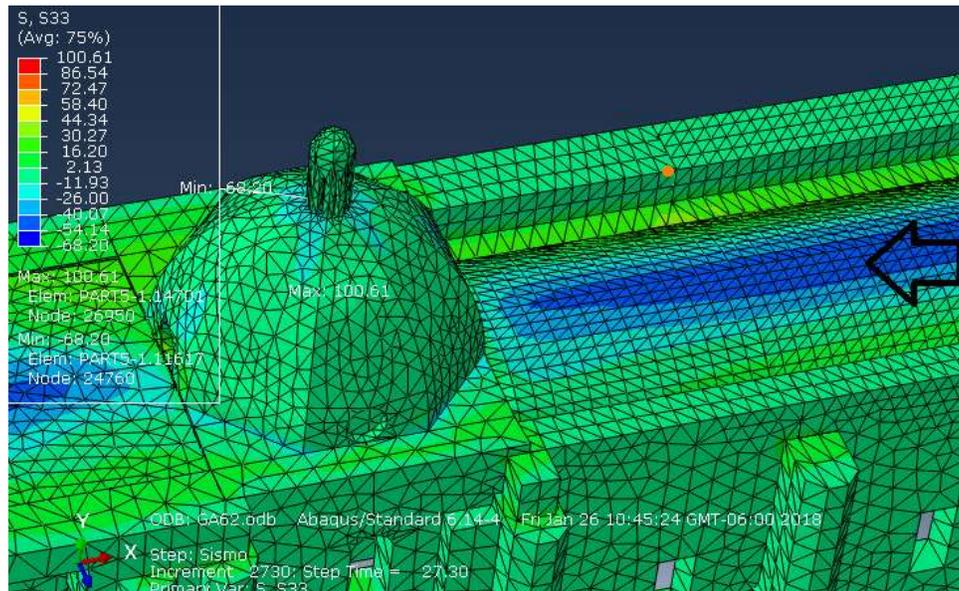
**Figura 45. Esfuerzos altos de compresión en la puerta del muro sur.**

óculos generan esfuerzos altos, por lo tanto, podríamos definir que también las zonas aledañas a los mismos son zonas susceptibles a sufrir grandes esfuerzos debido a la cercanía entre estos elementos mencionados. Al igual que lo ocurrido en el primer arco toral, los esfuerzos en estas zonas cambian en el transcurso de cada instante del sismo, los esfuerzos cambian de dirección y sentido en estas zonas, por ende, son susceptibles a los dos tipos de esfuerzos, compresión y tensión desarrollados en ambas direcciones.



**Figura 46. Zona susceptible a grandes esfuerzos entre las zonas aledañas a los óculos y los arcos torales.**

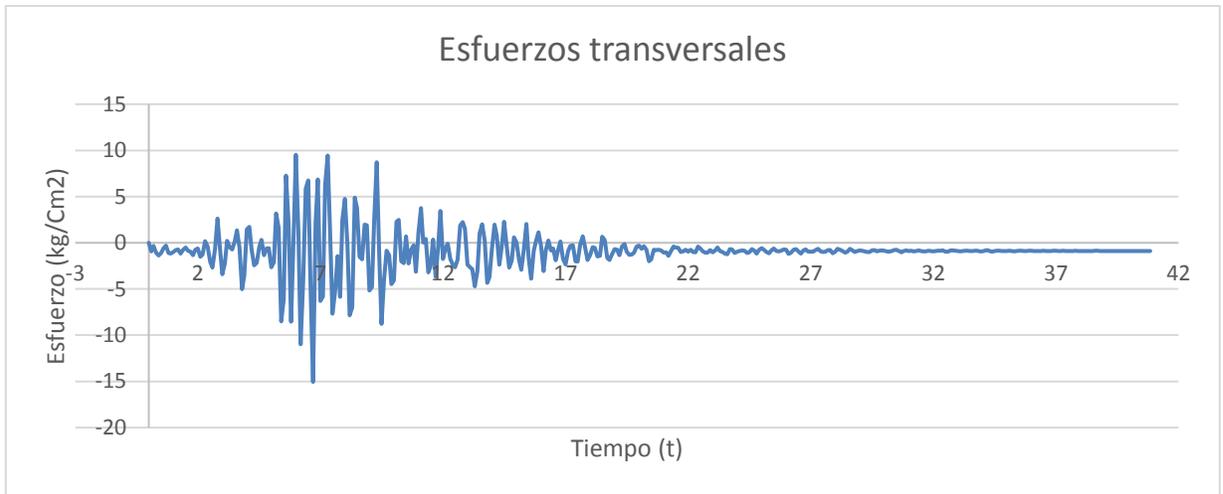
Como era bastante previsible también se encontraron esfuerzos altos en general en toda la zona de la nave, en su sección central, presentándose estos esfuerzos en la zona del extradós los cuales eran de compresión y en la zona del intradós de tensión, cambiando su sentido en ciertas zonas, concentrando en ciertos momentos altos esfuerzos tanto de compresión como de tensión, llegando probablemente a sus límites de resistencia.



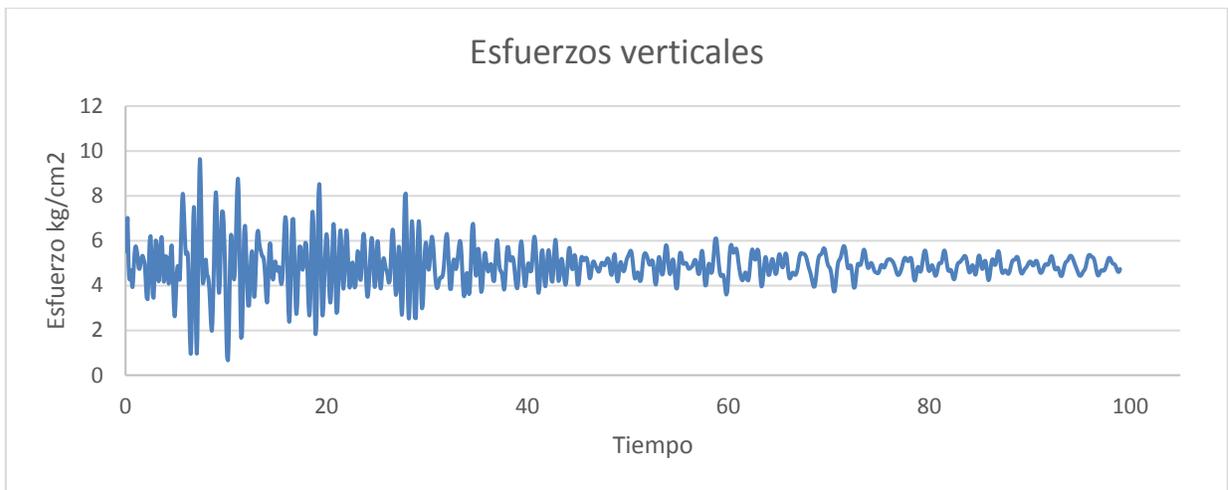
**Figura 47. Zona en la que se encontraron altos esfuerzos para cada uno de los sismos analizados, cambiando de sentido constantemente.**

En las figuras anteriores mostramos las zonas que sufren mayores esfuerzos, en las 3 direcciones principales, sin embargo, para tener una mejor comprensión del comportamiento de las zonas mencionadas anteriormente, es necesario visualizar su comportamiento en la historia del tiempo, esto es una de las ventajas de hacer los análisis dinámicos en la historia del tiempo ya que, a comparación de los análisis estáticos, éstos no muestran cómo es que varían los esfuerzos a lo largo de una excitación sísmica.

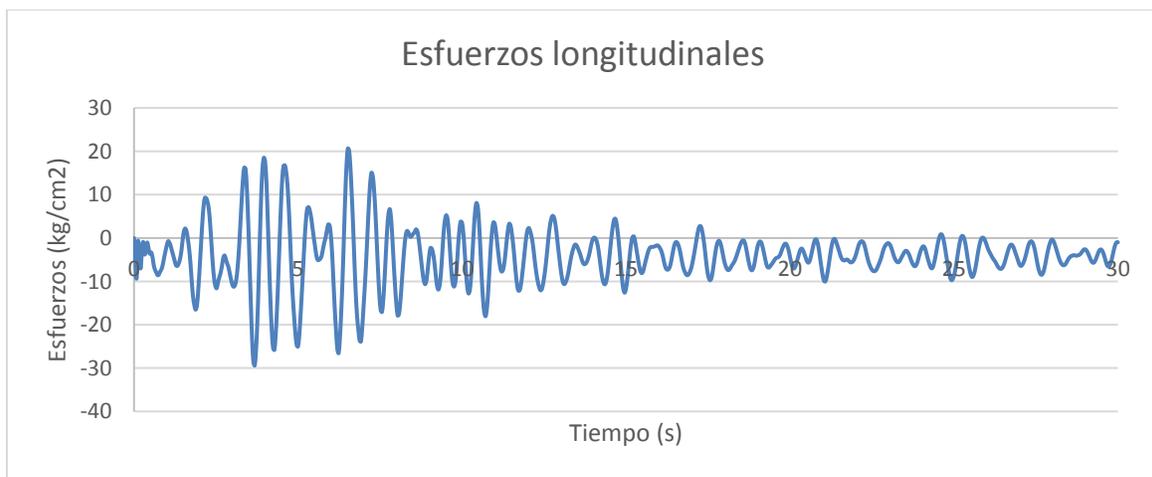
En la figura 48 observamos la historia de esfuerzos de un nodo en la zona del primer arco toral de la cúpula en el inciso *a*), estos esfuerzos se generaron en la dirección transversal al templo cuando se aplicó al modelo el sismo de diseño de Morelia para un periodo de retorno de 1000 años, en el inciso *b*) encontramos los esfuerzos para la ventana norte de la base de la torre, estos esfuerzos fueron generados en el análisis del sismo GA62 en la dirección longitudinal del templo, por último en el inciso *c*) se muestran los esfuerzos obtenidos para el análisis del sismo PHPU en la zona de intersección de la torre con la fachada, estos esfuerzos se generan en la dirección vertical.



**a)**



**b)**



**c)**

**Figura 48. Historia de esfuerzos en algunas zonas del templo, en distintas direcciones para distintos análisis sísmicos.**

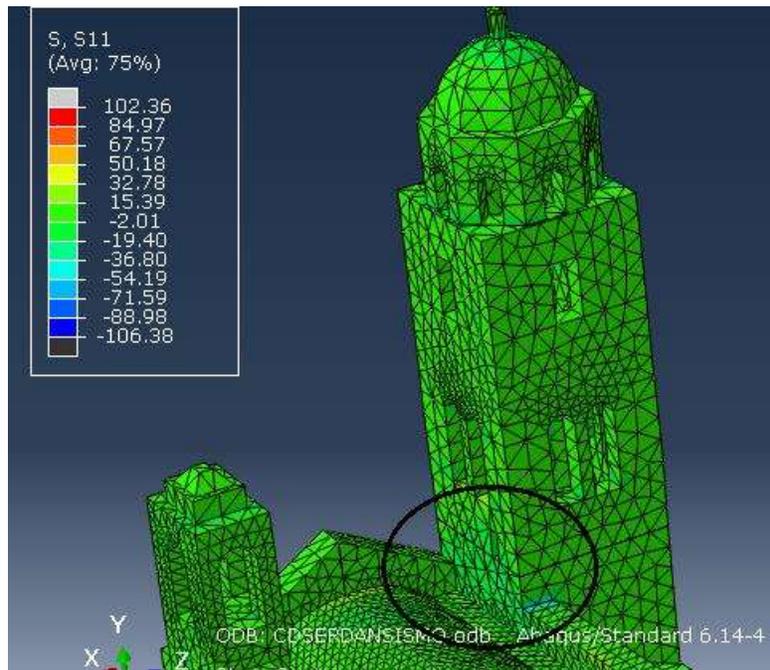
Observando la imagen anterior, encontramos varios detalles relevantes en el comportamiento de los esfuerzos para las distintas gráficas, por ejemplo para el primer inciso observamos que los esfuerzos en los arcos torales de la torre cambian constantemente de sentido, es decir, los esfuerzos principales cambian de compresión a tensión y viceversa, lo que significa que en esta zona se generan altos esfuerzos tanto de tensión, como de compresión, además nos damos cuenta de que la gráfica inicia prácticamente en una zona negativa, sin embargo dichos esfuerzos son bastante pequeños del orden de  $2-3 \text{ kg/cm}^2$ , lo que significa que la zona de análisis se encuentra en un esta estado tal que cualquier cambio en la dirección de las cargas podría efectuar un cambio en la dirección de los esfuerzos, tal y como se comprueba con el análisis de la gráfica, iniciando el sismo cambian rápidamente de compresión a tensión e inversamente, esto debido la pequeña compresión mostrada, a su vez es generado por el mal comportamiento que se puede asumir que desarrollan las bóvedas y los arcos torales ante cargas accidentales perpendiculares a su plan de acción.

En el siguiente inciso de la figura 48, los esfuerzos presentados en la ventana norte de la torre no cambian de dirección a compresión y tensión como en el caso del inciso comentado anteriormente, esto sucede probablemente porque la zona ya cuenta con altas tensiones ante cargas gravitacionales, y pese a que sufre grandes aceleraciones, esto genera que el comportamiento general ante accidentales amplifique sus esfuerzos principales.

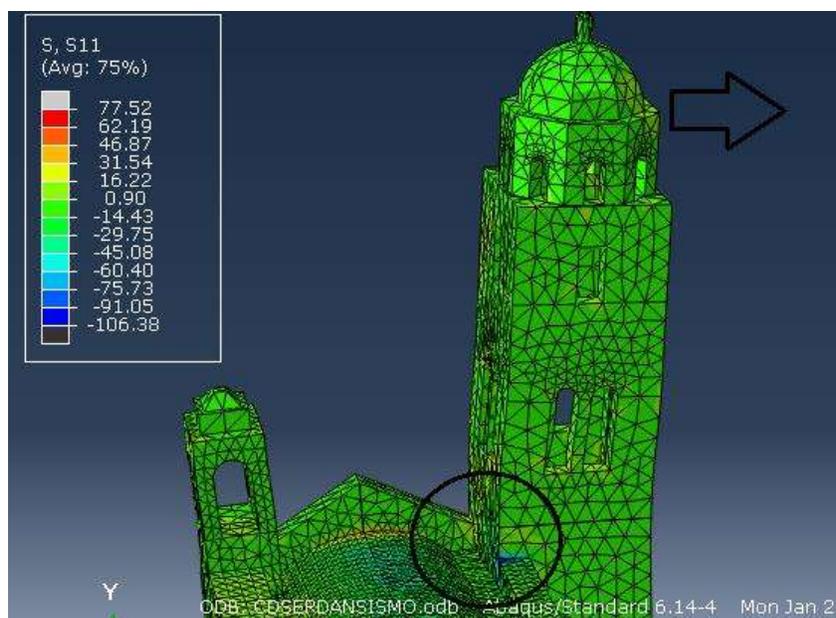
Los esfuerzos que se muestran en el último inciso de la figura, en el cual observamos que al igual que en el primer inciso estos cambian de dirección, considerablemente altos para la mampostería, tanto a compresión como a tensión, se desarrollan esfuerzos del orden de los  $40 \text{ kg/cm}^2$  en ambas direcciones, lo cual es crítico y podemos asumir que directamente sería una zona de falla o una zona bastante vulnerable a esfuerzos, observando la gráfica es complicado idealizar de manera clara que es lo que sucede específicamente con esta zona.

Para ilustrar el comportamiento del inciso c) de la figura 48 de mejor manera nos auxiliamos de la figura 49, en el inciso a) se muestra la zona ante esfuerzos gravitacionales, en el tiempo  $t=0$  de análisis, el cual como observamos en la gráfica genera que la zona se encuentre a compresión, sin embargo a medida que pasan los segundos estos esfuerzos cambian de magnitud y de dirección, generando que se presenten grandes esfuerzos tanto de compresión como de tensión, esto es generado porque la torre sufre desplazamientos en todas las direcciones simultáneamente, siendo en unos instantes bastante altos, por lo tanto se comportaría como una "viga" empotrada en su base, es decir, si la torre tiende a desplazarse el norte hacia debido a la aceleración del terreno esto generara que en la intersección aparezcan esfuerzos de tensión inciso b), por el contrario si el comportamiento de la torre genera comportamientos tal que los desplazamientos tiendan hacia el sur, en esta zona se generaran esfuerzos de compresión en la zona mencionad inciso c), cabe resaltar que los esfuerzos graficados en la figura 48 son únicamente en la dirección longitudinal, sin embargo en esta zona se generan 3 tipos de esfuerzos principales en cada dirección, y los 3 tipos de

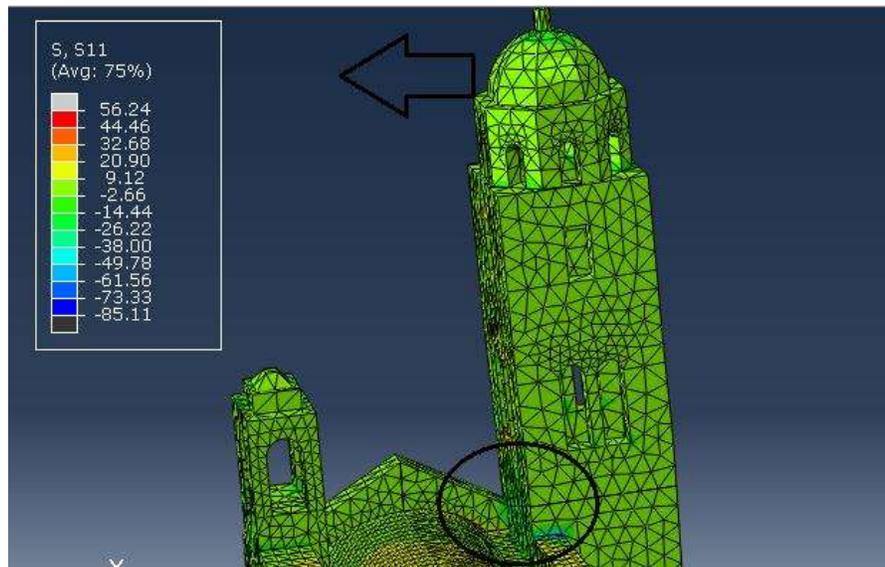
esfuerzos generan situaciones similares, por lo tanto en realidad, aunque en la zona de la intersección de la torre con el muro norte muestre un comportamiento como una viga empotrada, la realidad es que este efecto es mucho más complejo, debido al comportamiento de la torre en la historia del tiempo, generando desplazamientos en las 3 direcciones, además es muy probable que se generen esfuerzos por torsión considerables.



a)



b)



c)

**Figura 49. Esfuerzos presentados en la intersección de la torre con el muro norte, en diversos instantes del análisis en el tiempo.**

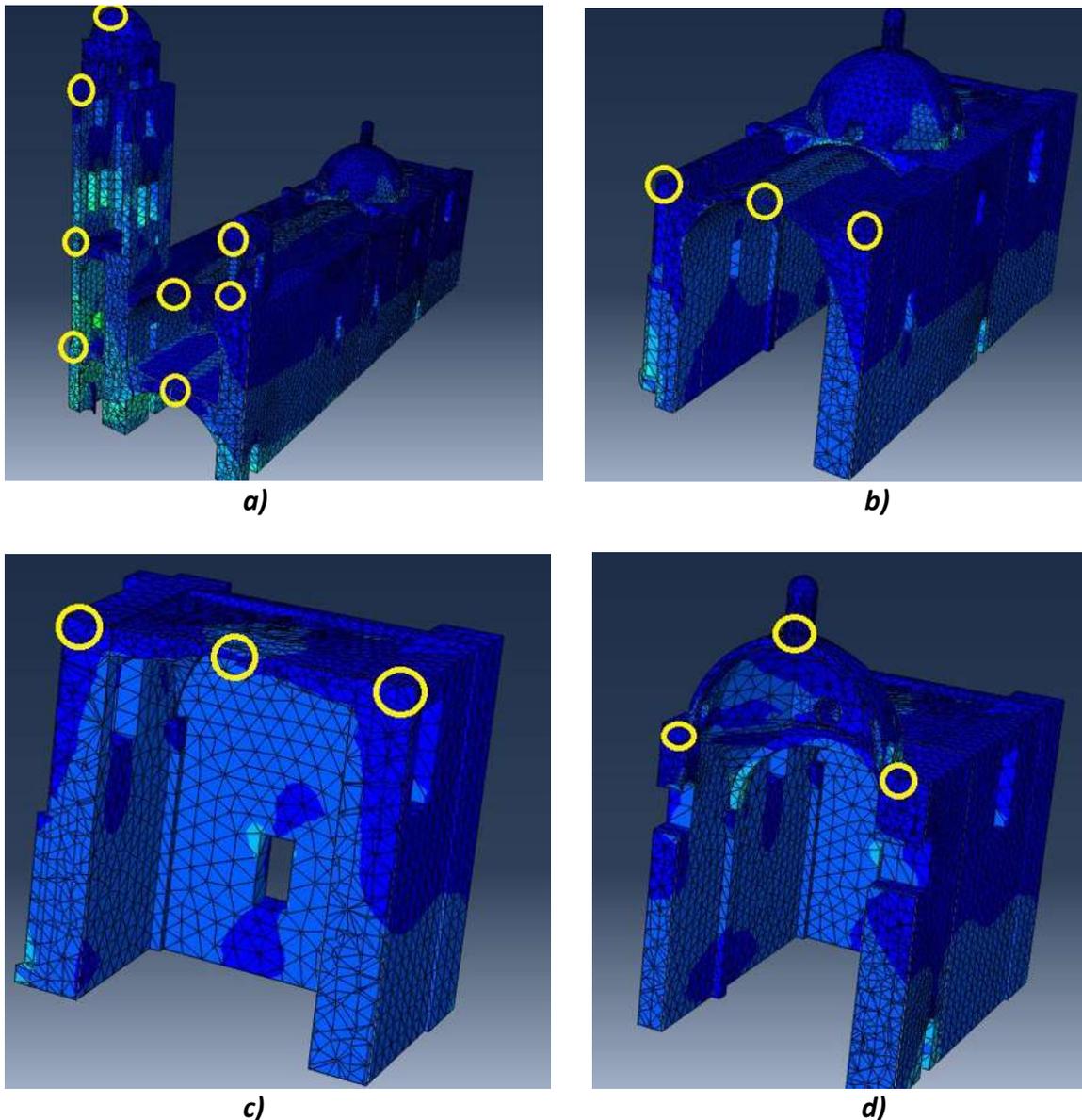
## 5.2.2 DESPLAZAMIENTOS

Una vez que se ha visualizado de manera general el comportamiento de los esfuerzos principales cambiamos a evaluar los desplazamientos que son otra herramienta que nos permite evaluar el comportamiento bajo la acción sísmica del templo, en este caso los desplazamientos relativos o distorsiones. Bien es cierto que, bajo una acción sísmica, estos desplazamientos son un tanto “inciertos” debido a que estos son desplazamientos elásticos y es muy probable que bajo una acción sísmica de considerable magnitud los desplazamientos que se presenten en la estructura sean inelásticos, sin embargo, nos proporcionan una mejor aproximación a los desplazamientos obtenidos en investigaciones anteriores en las que únicamente se analizó una componente sísmica.

A diferencia de los edificios actuales en la que es costumbre medir los desplazamientos máximos en las azoteas de los entre pisos y las distorsiones entre los mismos, en las estructuras de mampostería antigua con geometrías tan complejas, es difícil evaluar donde es adecuados medir desplazamientos máximos y sus respectivas distorsiones de entre piso, para fines prácticos se establecieron varios puntos de control en diversos macroelementos del templo, tal que el análisis sea más fácil. Los puntos de control para evaluar los desplazamientos en las distintas direcciones están mostrados en la figura 50.

Se establecieron varios puntos de control para cada macroelemento, en las zonas de la bóveda de crucería, la zona de la cúpula y la bóveda de cañón, se eligieron 3 puntos de control, uno en cada muro, y uno en la zona central. En la zona de la

torre se establecieron, el primer punto se encuentra en la base, el segundo punto en el primer campanario, el tercer punto en el segundo campanario y otro en la final de la torre. En cuanto al torreón y a la zona coro, se asignaron dos puntos respectivamente, en el primero únicamente se asignaron dos puntos de control, uno en la base del torreo y otro al final de este, en el segundo se asignaron dos puntos de control, uno en la bóveda de cañón corrido y otro en el coro del templo.



**Figura 50. Puntos de control propuestos para el análisis de los desplazamientos relativos de los macro elementos del Templo de San Agustín**

El análisis de los desplazamientos se tiene que realizar en sus tres direcciones ortogonales en cada dirección, debido a las características de los mismos análisis, sin embargo, solo se hace mención específica de algunos datos importantes

encontrados en referencia a los desplazamientos que genera el templo ante distintas cargas sísmicas.

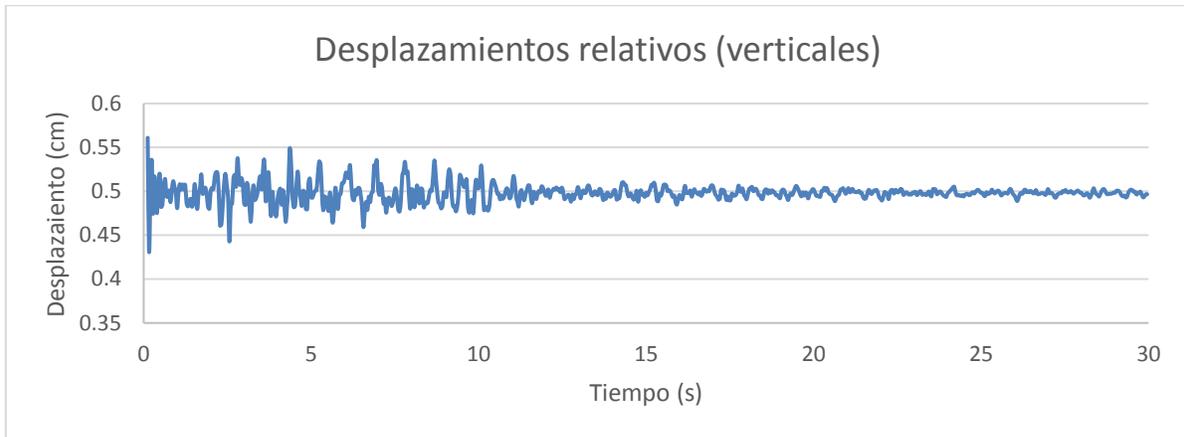
Lo anteriormente comentado es el resultado de analizar dinámicamente la estructura en la historia del tiempo en 3 direcciones ortogonales simultaneas, ya que en investigaciones anteriores no se habían encontrado este tipo de interacciones. Lo cual nos permite asumir que si bien los análisis dinámicos en la historia del tiempo considerando únicamente una dirección de la acción del sismo, son análisis que nos pueden aportar conocimiento en el comportamiento general del templo, no nos aportan detalles precisos sobre el comportamiento de dicha estructura, sin embargo para tener una idea aún más clara del comportamiento general del templo habrá que comparar los resultados obtenidos y las interpretaciones hasta ahora mostradas con los resultados de los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo y valorar los resultados comparándolos con diversos tipos de análisis.

La figura 51 muestra la historia de desplazamientos relativos en el punto de control del centro de la sección de la bóveda de crucería en la dirección vertical, que se encontraron en el análisis cuando se sometió al sismo CSER, observamos que los mayores desplazamientos relativos se desarrollan al principio de la acción sísmica, aunque en diversos instantes de tiempo alcanza valores importantes por el orden de los 0.55 cm, recordándonos que la mampostería es un material bastante rígido, al igual que la estructuración, por lo tanto pequeños desplazamientos relativos originarían esfuerzos en esta zona bastante considerables, observamos además en el inciso a) el efecto que tienen la componente vertical en la zona de, el cual hace que prácticamente tenga oscilaciones constantes sobre su posición de equilibrio, en los análisis sísmicos es usual que estos desplazamientos relativos en los entresijos muy altos, debido a la rigidez y las composiciones de sus materiales, sin embargo en edificaciones de mampostería antigua la generación de estos desplazamientos relativos, puede llegar a generar esfuerzos que sobrepasen la resistencia calculada de la mampostería.

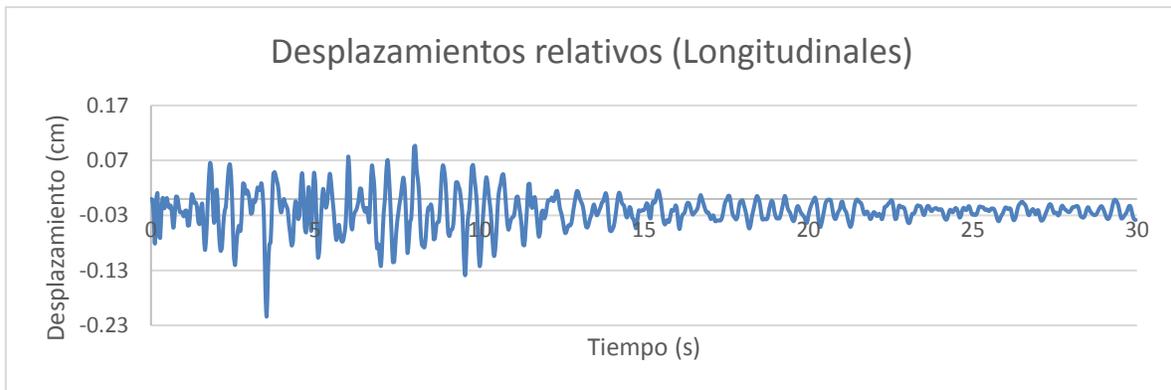
Comparando los incisos b) y c) nos damos cuenta que los desplazamientos relativos en la dirección longitudinal son realmente pequeños, de alrededor de 0.2 cm, comparándolos con los desplazamientos generados en la dirección transversal que llegan a tener unos máximos de 2 cm en algunos instantes de tiempo, recordando que en esta ocasión no es tan relevante la dirección de los desplazamientos si no su valor absoluto; lo anterior corrobora lo visualizado anteriormente, la zona más vulnerable a sufrir altos desplazamientos y por ende que sean generados mayores esfuerzos en esa dirección, es la transversal al templo, por las características propias geométricas del mismo, es normal que presente una menor rigidez en esta dirección ya que la densidad de muros en esa dirección así como su espesor es mucho menor que la longitudinal,

Dado lo anterior y podemos concluir que así realicen análisis dinámicos no lineales podremos asumir que el comportamiento será similar comparando los

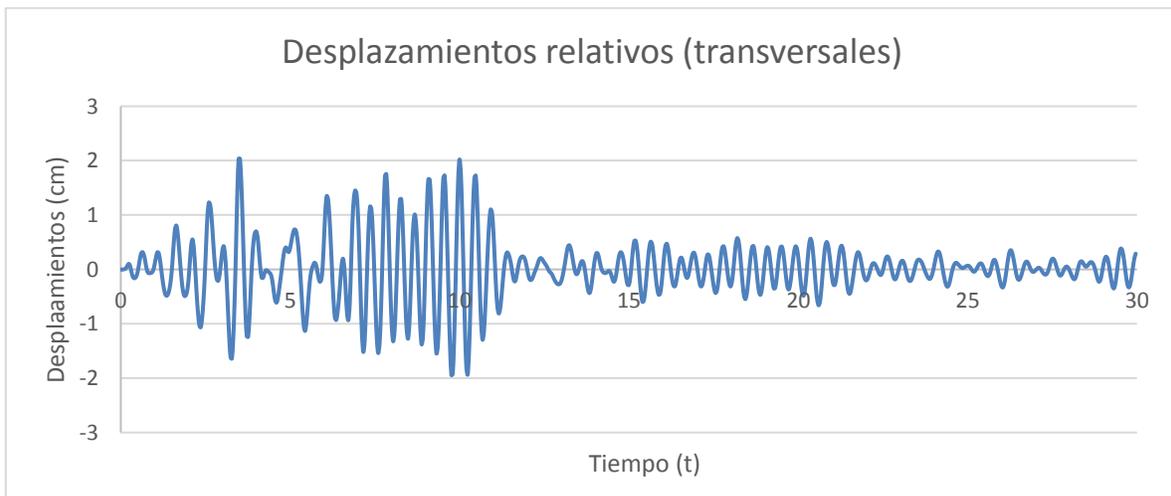
desplazamientos, la zona más vulnerable a sufrir altos esfuerzos sería la dirección transversal.



**a)**



**b)**



**c)**

**Figura 51. Desplazamientos relativos generados para el análisis con el sismo CSER en sus cada una de las direcciones ortogonales en la zona central de la bóveda de crucería.**

Para tener una idea más clara y concisa del comportamiento de los desplazamientos elásticos en las 3 direcciones ortogonales que se encontraron para cada punto de control, se presentan las siguientes tablas a manera de resumen y algunas graficas con los desplazamientos máximos encontrados, los mismos fueron encontrados en cada punto de control el cual fue idealizado como si allí se concentrase un entre piso para una estructura regular actual, esto con el fin de poder comparar los desplazamientos o las distorsiones de entrepiso permisibles, para estructuras de mampostería no confinada ni reforzada que las NTC-2017<sup>(10)</sup> de diseño sísmico permiten para estructuras de mampostería, para mencionado caso la distorsión máxima permisible resulta ser de 0.002 H, donde H es la altura del entre piso.

El detalle de los desplazamientos permisibles para cada punto de control visualizados como un entrepiso independiente se muestra en la tabla 5.

**Tabla 5**

Macro elemento	Punto de control	Altura Rel. (m)	Desplazamiento lateral permisible (cm)
Torreón	Base	18.49	1.85
	Top	2.15	0.22
Nave-Coro	Nave	9.75	0.98
	Coro	7.43	0.74
Nave	Norte	16.73	1.67
	Centro	16.8	1.68
	Sur	16.73	1.67
Cúpula	Norte	17.18	1.72
	Cúpula	5.78	0.58
	Sur	17.18	1.72
Bóveda Crucería	Norte	17.18	1.72
	Centro	17.18	1.72
	Sur	17.18	1.72
Torre	Base	7.42	0.74
	1er campanario	10.92	1.09
	2do Campanario	10.82	1.08
	Cúpula	11.4	1.14

De la tabla anterior observamos que prácticamente todas las distorsiones de entrepiso son bastante pequeñas, ya que no permiten desplazamientos mayores a 2 cm.

La tabla 6 presenta los desplazamientos longitudinales para cada macro elementos y cada punto de control en la dirección longitudinal, comparándolos con los desplazamientos permisibles de los mismos.

**Tabla 6. Resumen de los desplazamientos relativos máximos longitudinales**

Torreón (cm)		
Desplazamiento	Base	Top
Permisible	1.85	0.22
CH84	0.39	0.35
CJ04	0.29	0.3
GA62	0.19	0.2
JC54	0.29	0.53
LA HABANA	0.57	0.4
CD SERDAN	0.44	0.67
MORELIA500	0.19	0.2
MORELIA1000	0.24	0.24

Nave-Coro (cm)		
Desplazamiento	Nave	Coro
Permisible	0.98	0.74
CH84	0.17	0.08
CJ04	0.2	0.1
GA62	0.09	0.07
JC54	0.27	0.14
LA HABANA	0.25	0.09
CD SERDAN	0.45	0.16
MORELIA500	0.13	0.09
MORELIA1000	0.16	0.1

Nave (cm)			
Desplazamiento	Norte	Centro	Sur
Permisible	1.67	1.68	1.67
CH84	0.11	0.26	0.09
CJ04	0.24	0.13	0.10
GA62	0.12	0.09	0.09
JC54	0.35	0.21	0.14
LA HABANA	0.38	0.13	0.16
CD SERDAN	0.59	0.22	0.17
MORELIA500	0.18	0.14	0.10
MORELIA1000	0.23	0.15	0.11

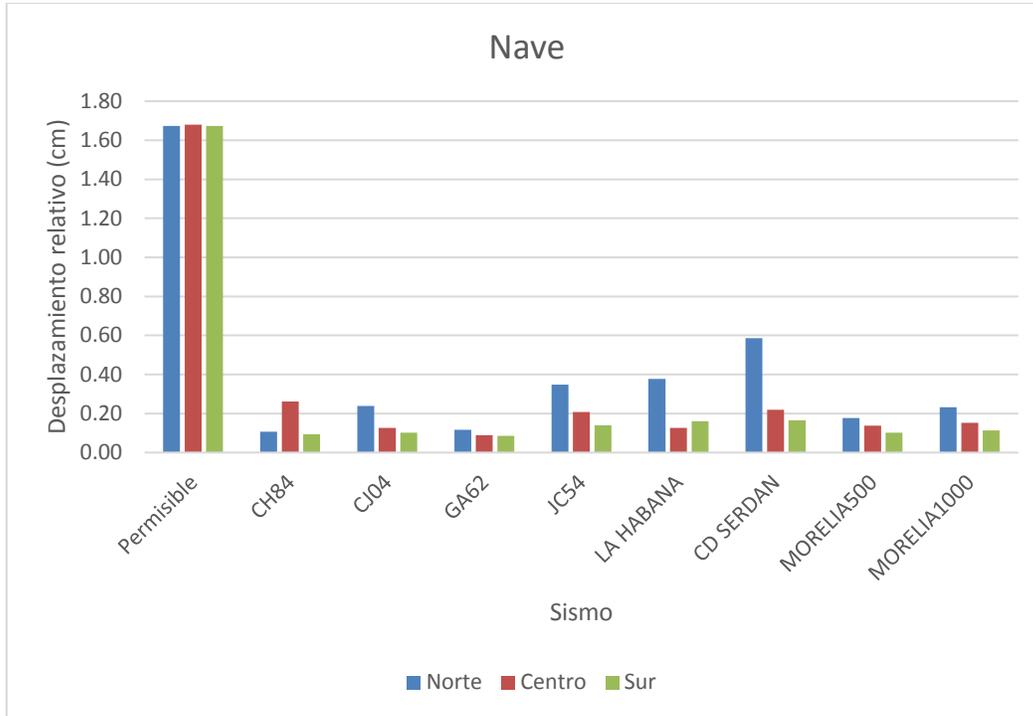
Cupula (cm)			
Desplazamiento	Norte	Cupula	Sur
Permisible	1.72	0.58	1.72
CH84	0.24	0.16	0.26
CJ04	0.20	0.13	0.11
GA62	0.13	0.12	0.09
JC54	0.19	0.19	0.31
LA HABANA	0.43	0.21	0.28
CD SERDAN	0.33	0.22	0.38
MORELIA500	0.20	0.21	0.14
MORELIA1000	0.27	0.23	0.15

Crucería (cm)			
Desplazamiento	Norte	Centro	Sur
Permisible	1.72	1.72	1.72
CH84	0.44	0.11	0.40
CJ04	0.27	0.12	0.17
GA62	0.20	0.10	0.15
JC54	0.30	0.17	0.40

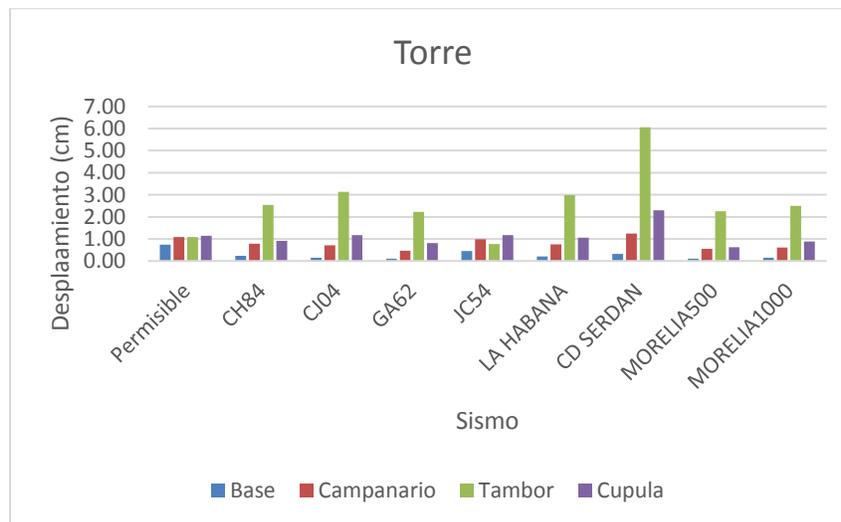
Torre (cm)				
Desplazamiento	Base	Campanario	Tambor	Cupula
Permisible	0.74	1.09	1.08	1.14
CH84	0.23	0.78	2.53	0.91
CJ04	0.15	0.71	3.13	1.18
GA62	0.10	0.46	2.23	0.82
JC54	0.45	0.99	0.77	1.18

LA HABANA	0.62	0.21	0.39
CD SERDAN	0.52	0.18	0.57
MORELIA500	0.23	0.15	0.11
MORELIA1000	0.38	0.18	0.19

LA HABANA	0.20	0.75	2.99	1.05
CD SERDAN	0.31	1.24	6.05	2.30
MORELIA500	0.11	0.55	2.25	0.62
MORELIA1000	0.14	0.61	2.50	0.89



a)



b)

**Figura 52. Desplazamientos relativos máximos longitudinales en la torre y en la nave para cada análisis sísmico.**

En la figura 52 se presentan de manera gráfica únicamente los datos de los desplazamientos longitudinales de la torre y de la nave, esto como ejemplo del comportamiento de los distintos macroelementos.

Al igual que en la nave, todos los macroelementos a excepción de la torre en la dirección longitudinal, no superan los desplazamientos permisibles, esto debido a que el templo en dirección longitudinal al mismo tiene una rigidez muy alta y como se había visto anteriormente es la dirección menos vulnerable del templo debido a la densidad de muros, sin embargo la torre genera un comportamiento independiente del conjunto de los demás macro elementos, esto únicamente a partir del segundo campanario, lo que vuelve a corroborar lo que ocurría con los esfuerzos, en la intersección de la torre con la nave y el muro norte, la rigidez de la torre tiene un cambio drástico en elevación por lo tanto se comporta prácticamente como una viga en voladizo, generando que inclusive en la dirección longitudinal que es la de menor vulnerabilidad del templo se generan desplazamientos mucho más grandes que los permisibles.

**Tabla 7. Resumen de los desplazamientos relativos máximos transversales**

Torreón (cm)		
Desplazamiento	Base	Top
Permisible	1.85	0.22
CH84	2.32	1.03
CJ04	1.32	0.59
GA62	0.84	0.38
JC54	1.89	1.31
LA HABANA	2.41	1.67
CD SERDAN	2.27	1.28
Morelia500	0.77	0.56
MORELIA1000	0.96	0.65

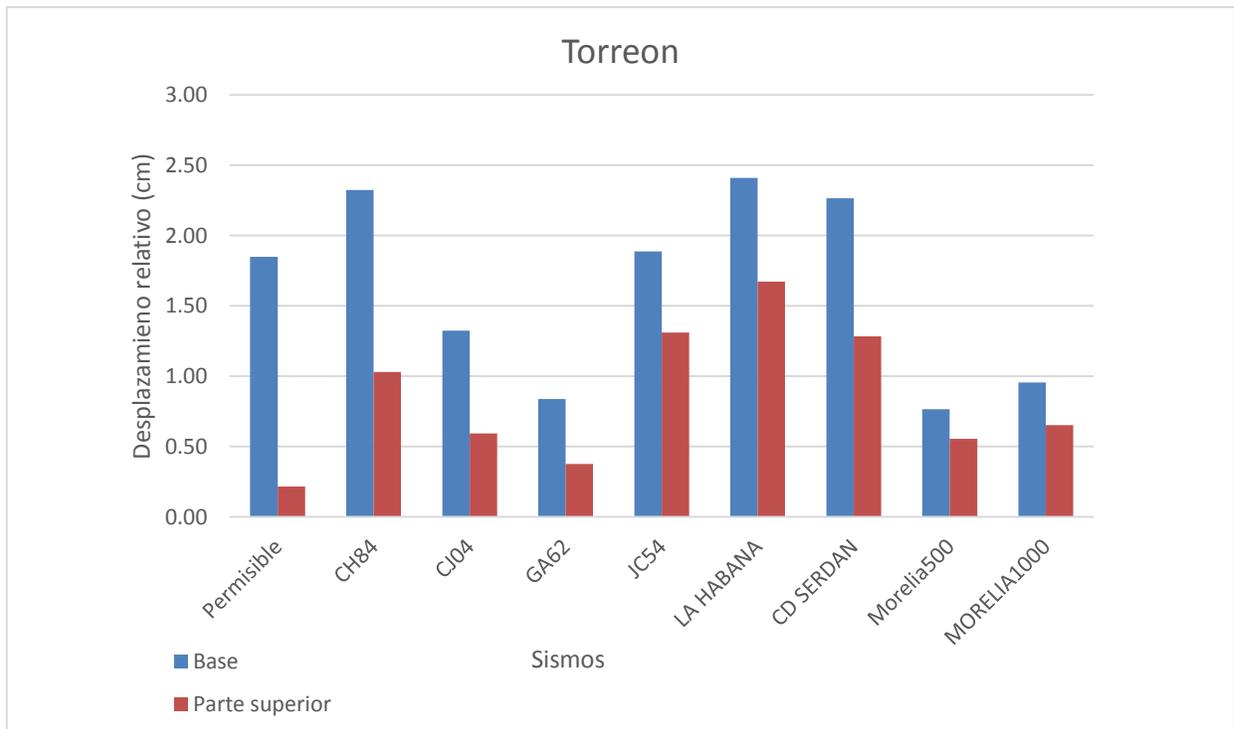
Nave-Coro (cm)		
Desplazamiento	Nave	Coro
Permisible	0.98	0.74
CH84	0.96	0.46
CJ04	0.64	0.28
GA62	0.43	0.20
JC54	0.930	0.441
LA HABANA	0.98	0.40
CD SERDAN	0.72	0.31
Morelia500	0.36	0.15
MORELIA1000	0.45	0.18

Nave (cm)			
Desplazamiento	Norte	Centro	Sur
Permisible	1.67	1.68	1.67
CH84	3.51	3.09	4.10
CJ04	1.78	1.59	2.10
GA62	1.27	1.06	1.45
JC54	2.33	2.83	3.08
LA HABANA	3.84	3.45	4.61
CD SERDAN	4.01	3.55	4.66
Morelia500	1.27	1.26	0.20
MORELIA1000	1.67	1.40	0.22

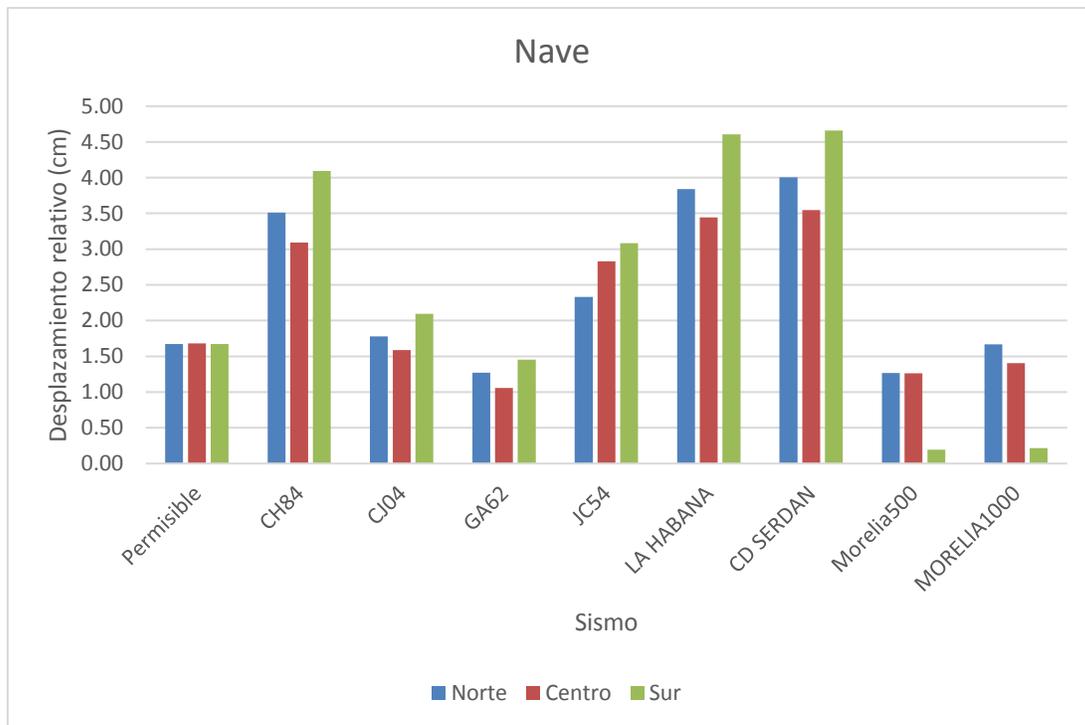
Cupula (cm)			
Desplazamiento	Norte	Cupula	Sur
Permisible	1.72	0.58	1.72
CH84	3.05	0.33	3.20
CJ04	1.38	0.15	1.49
GA62	1.04	0.14	1.13
JC54	0.29	2.24	2.33
LA HABANA	3.36	0.36	3.56
CD SERDAN	3.93	0.43	4.02
Morelia500	1.17	0.17	1.40
MORELIA1000	1.54	0.19	1.56

Cruceña (cm)			
Desplazamiento	Norte	Centro	Sur
Permisible	1.72	1.72	1.72
CH84	1.97	2.02	1.68
CJ04	0.88	0.86	0.73
GA62	0.71	0.68	0.59
JC54	1.47	1.49	1.24
LA HABANA	2.03	2.09	1.71
CD SERDAN	2.54	2.50	2.10
Morelia500	0.52	0.70	0.41
MORELIA1000	0.87	0.87	0.69

Torre (cm)				
Desplazamiento	Base	Campanario	Tambor	Cupula
Permisible	0.74	1.09	1.08	1.14
CH84	0.56	1.26	4.55	1.84
CJ04	0.35	1.52	6.28	2.54
GA62	0.23	0.75	3.10	1.26
JC54	0.54	1.57	6.21	2.55
LA HABANA	0.52	2.08	8.43	3.40
CD SERDAN	0.37	1.05	5.15	2.09
Morelia500	0.18	0.79	3.63	1.16
MORELIA1000	0.24	0.87	4.03	1.65



a)



b)

**Figura 53. Desplazamientos relativos máximos transversales en el torreón y nave para cada análisis sísmico.**

A diferencia del comportamiento de los desplazamientos que encontramos en la dirección longitudinal, los desplazamientos relativos o distorsiones transversales superan en prácticamente todos los macroelementos a excepción de la zona del coro, los desplazamientos permisibles, como podemos apreciar en la figura 53, en la cual el inciso a) nos muestra las distorsiones del Torreón, el inciso b) nos muestra las distorsiones de la nave, si bien es cierto que no todos los sismos superan las distorsiones permisibles, se encuentra que esta dirección es vulnerable a sufrir desplazamientos mayores a los permisibles, algunos llegando a valores que duplican el desplazamiento permisible, por lo tanto la dirección transversal del templo es en general la dirección débil y problemática, según los resultados de los análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo.

Lamentablemente en los códigos de construcción actuales no se toman en cuenta las distorsiones verticales debido a que se considera que su efecto en las estructuras es despreciable, sin embargo en las estructuras de mampostería antigua, como la del caso de estudio varias investigaciones han demostrado que la componente sísmica vertical genera problemas considerables en las mismas, por lo anterior no hay parámetros con los cuales se pueda comparar las distorsiones o desplazamientos relativos verticales.

De los análisis elásticos podemos tener pequeñas conclusiones muy específicas del comportamiento del templo tales como por ejemplo que el comportamiento de

la torre en su interacción con los demás macroelementos que contiene el templo, teniendo una interacción negativa, generando que en la torre a partir del segundo campanario se presente un comportamiento tipo viga empotrada en su base, lo cual genera que presenten desplazamientos y esfuerzos altos los cuales aparentemente la mampostería no resistiría, este efecto es debido a que la parte baja de la torre, su base específicamente está conectada con el muro norte, además de tener una rigidez muy alta, provocada por que también el muro norte tiene una gran interacción con el coro, por lo tanto la torre tiene un gran alto grado de irregularidad vertical hablando en cuanto a rigideces, lo cual sabemos que es altamente peligroso para las estructuras, debido a que genera muy malos comportamientos ante acciones sísmicas.

Otro ejemplo de lo que podemos encontrar con los análisis elásticos es que la dirección más vulnerable a sufrir desplazamientos y esfuerzos altos es la transversal debido a es mucho más débil para resistir las cargas sísmicas, por la densidad de muros en esta dirección.

Las conclusiones obtenidas de análisis elásticos podemos asumir que serán las mismas cuando se realicen los análisis inelásticos, ya que este comportamiento es muy probable que no cambie, así se modifiquen en mayor medida las características del material ya que dependen mayormente de las condiciones geométricas del templo.

Todo lo anterior aun con todas las simplificaciones que contienen los análisis elásticos, nos aportan una idea el comportamiento general del templo ante acciones sísmica, para determinar detalles específicos del comportamiento del templo, se tienen que realizar análisis de la misma manera mostrada, pero considerando ahora la no linealidad geométrica (que se espera que no tenga mucha influencia en la estructura debido a que no se van a generar grandes desplazamientos por ser una estructura de mampostería) y considerando el comportamiento inelástico del material.

### **5.3 ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN 3 DIRECCIONES**

Dentro de la evaluación estructural de los edificios de tipo histórico, se ha observado que los análisis elásticos lineales como los realizados anteriormente solo muestran una aproximación al comportamiento real del templo, si se desea tener una mejor certidumbre acerca de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de edificaciones es necesario realizar análisis no lineales, incluyendo las no linealidades geométricas y las no linealidades del material. La no linealidad geométrica se presenta cuando las deformaciones en los sistemas estructurales, son muy grandes, es por eso que no juegan un papel determinante en los monumentos históricos de mampostería, debido estos no alcanzan a desarrollar deformaciones grandes cuando estos se someten ante una excitación sísmica, sin embargo se ha observado a lo largo de las investigaciones como las mencionadas en el capítulo 1, que las estructuras de mampostería antigua al ser sometidas a

excitaciones sísmicas considerables entran en el rango no lineal del material, lo cual genera un comportamiento estructural diferente al obtenido en los análisis elásticos lineales.

Para el objetivo de evaluar la vulnerabilidad sísmica de una manera analítica es necesario crear funciones de vulnerabilidad, las cuales solo se logran con la realización de análisis estructurales no lineales.

Una de las mejores formas que tenemos actualmente de evaluar el comportamiento sísmico de una estructura es precisamente sometándolo a un análisis dinámico no lineal. Lamentablemente el análisis dinámico no lineal de elementos finitos requiere un esfuerzo computacional muy alto, aun y con los avances de softwares y capacidad computacional sigue siendo un problema la cantidad de recurso computacional que necesita, sin embargo con el fin de intentar representar de mejor manera el comportamiento real de la estructura se realizaron los mismos, con lo mencionado anteriormente se optó por la aplicación de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, teniendo en consideración las 3 direcciones ortogonales del sismo.

## **5.4 MODELOS CONSTITUTIVOS**

Uno de los primeros pasos y muy importantes para realizar los análisis no lineales, es definir el modelo constitutivos adecuados para representar el comportamiento inelástico del material, en este caso es necesario definir modelos constitutivos específicos que representen el comportamiento inelástico de la mampostería antigua.

Para dichos fines se optó por la elección de un modelo en el programa *Abaqus/CAE 6.14.4* llamado “concrete damage plasticity” el cual está basado en el modelo propuesto por *Lubliner et al. (1988)* además de integrar al modelo las modificaciones realizada por *Lee et al. (1998)* para tomar en cuenta la evolución de la resistencia bajo tensión y compresión.

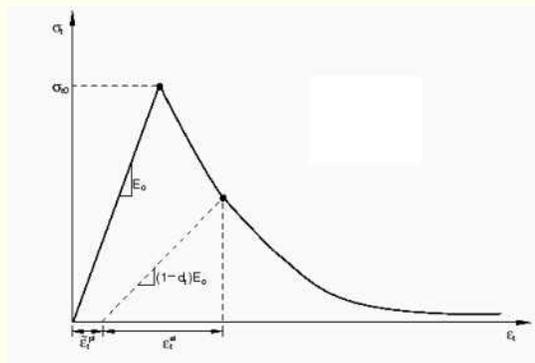
Si bien el modelo esta idealizado principalmente para concreto simple, una de las formas que se han utilizado históricamente para representar modelos constitutivos de mampostería antigua es hacerlo precisamente como si fuera un concreto simple, este es uno de los motivos por los cuales se seleccionó este modelo constitutivo, además de contar con algunas otras características como:

- Provee una capacidad general para modelar concreto simple y materiales cuasi frágiles tal como la mampostería, en todos tipos de elementos, elementos barra, elementos tipo armadura, y elementos finitos.

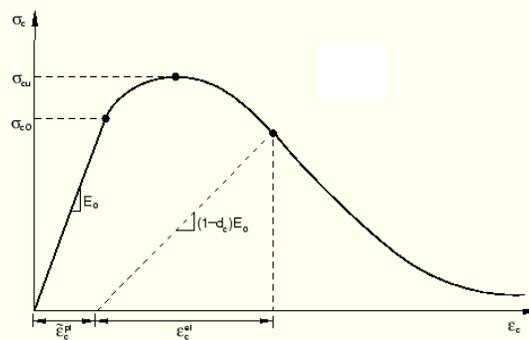
- Es designado para modelos en los cuales el concreto es sujeto a cargas monotónicas como bajo cargas dinámicas.
- Etc.

El modelo asume que los dos principales mecanismos de falla son por agrietamiento en tensión y aplastamiento en compresión. Tal y como los materiales cuasi frágiles se comportan en la realidad. La evolución de la superficie de fluencia es controlada por las dos variables de endurecimiento  $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$  y  $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$  dos a los mecanismos de falla bajo tensión y compresión respectivamente, siendo estas las correspondientes deformaciones plásticas a tensión y compresión.

El modelo asume que la respuesta a la tensión uniaxial y a la compresión del concreto simple o de los materiales cuasi frágiles está caracterizada por la plasticidad dañada, como muestra la siguiente figura.



a)



b)

**Figura 54. Respuesta del concreto simple bajo a) tensión uniaxial b) compresión uniaxial. Simulia (2012).**

El modelo hace uso de la superficie de fluencia propuesta por *Lubliner et al. (1988)*, en el cual la superficie de fluencia está controlada por las variables de endurecimiento  $\varepsilon_T$  y  $\varepsilon_c$ . En términos del esfuerzo efectivo la función de fluencia toma la forma de:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\tilde{q} - 3\alpha\tilde{p} + \beta\tilde{\varepsilon}_c\tilde{\sigma}_{max} - \gamma\tilde{\sigma}_{max}) - \tilde{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = 0$$

En donde:

$$\alpha = \frac{(\sigma_{bo}/\sigma_{co}) - 1}{2(\sigma_{bo}/\sigma_{co}) - 1}; \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

$$\beta = \frac{\tilde{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\tilde{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

Respectivamente:

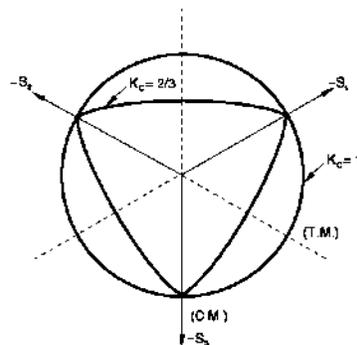
$\tilde{\sigma}_{max}$  = Máximo esfuerzo efectivo principal

$\sigma_{bo}/\sigma_{co}$  = Es la relación de del esfuerzo de fluencia equibiaxial a compresión con el esfuerzo de fluencia uniaxial bajo compresión.

$K_c$  = Es la relación de la segunda invariante de esfuerzos a tensión en el plano meridional respecto con plano meridional de compresión, en cualquier fluencia inicial para cualquier valor dado de la invariante de presiones, tal que el máximo esfuerzo principal es negativo.

$\tilde{\sigma}_c$  = Esfuerzo de compresión efectivo

$\tilde{\sigma}_t$  = Esfuerzo de tensión efectivo



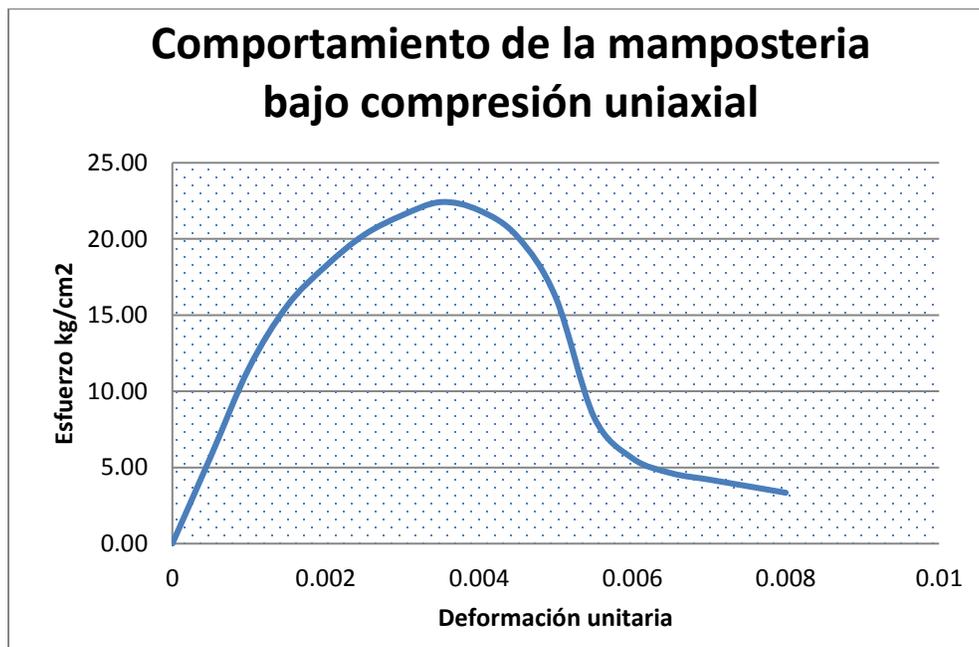
**Figura 55. Superficie de fluencia en el plano desviador, correspondiente a diferentes valores de  $K_c$ . Simulia (2012)**

## 5.5 PROPIEDADES INELÁSTICAS DEL MATERIAL

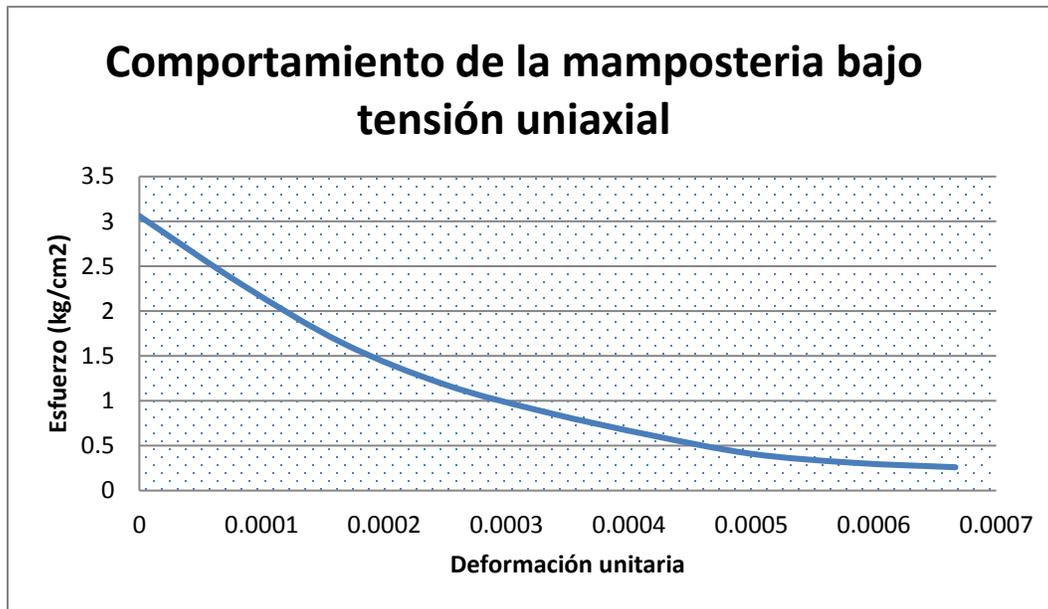
Como se mencionó en capítulo III, el modelo se calibró de manera elástica llegando a obtener un módulo de elasticidad global del orden  $21,300 \text{ kg/cm}^2$  y con una densidad del material de  $2.3 \text{ t/m}^3$ , ya que recordemos que se encontraron diferentes módulos de elasticidad para los macroelementos. Con estos parámetros podemos comenzar a partir para poder determinar las propiedades generales del material. Las normas *PIET 70 (1971)* nos proporcionan una resistencia máxima a compresión teórica de la mampostería, la cual está relacionada directamente con el módulo de elasticidad, tomando esta resistencia máxima un valor de una milésima parte del módulo de elasticidad, por lo tanto, para nuestro caso el valor máximo de la resistencia a compresión uniaxial de la mampostería del templo tendría un valor de  $21.3 \text{ kg/cm}^2$ .

Para realizar los análisis elásticos no lineales se necesita tener el comportamiento no lineal de la mampostería, se optó por elegir el modelo a compresión y a tensión mostrados por *Lourenço et al. (1997)*. El cual tiene una resistencia máxima de la mampostería de  $212.10 \text{ kg/cm}^2$ , utilizando este modelo de referencia adecuándolo a las resistencias máximas teóricas calculadas anteriormente. El comportamiento bajo compresión y tensión uniaxial quedara representado en la siguiente figura.

Por último, en la tabla 8 con las características para distintos parámetros que se utilizaron para modelar el material, con el modelo del software, dichas propiedades fueron obtenidas de las sugerencias tanto del manual de usuario del software.



a)



b)

Figura 56. Comportamiento de la mampostería ante distintos estados de esfuerzo uniaxial. a) Compresión b) Tensión. *Lourenço et al. (1997)*.

Tabla 8. Propiedades del material

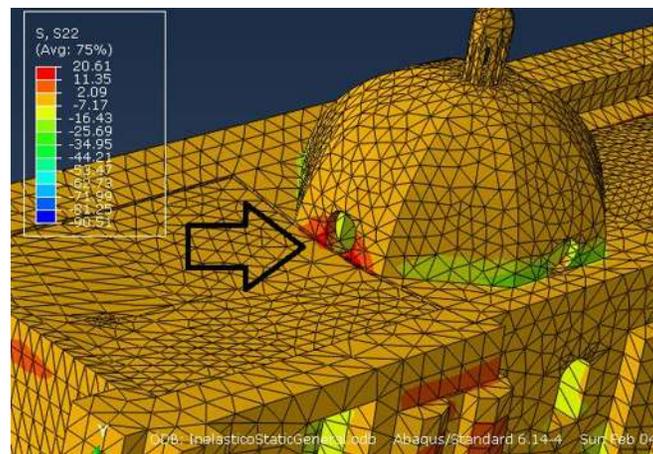
PROPIEDADES DEL MODELO "CONCRETE DAMAGE PLASTICITY"				
Angulo de dilatación	Eccentricity	$f_{bo}/f_{co}$	K	Viscosity Parameter
10	0.1	1.16	0.66	0

## 5.6 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS INELÁSTICOS

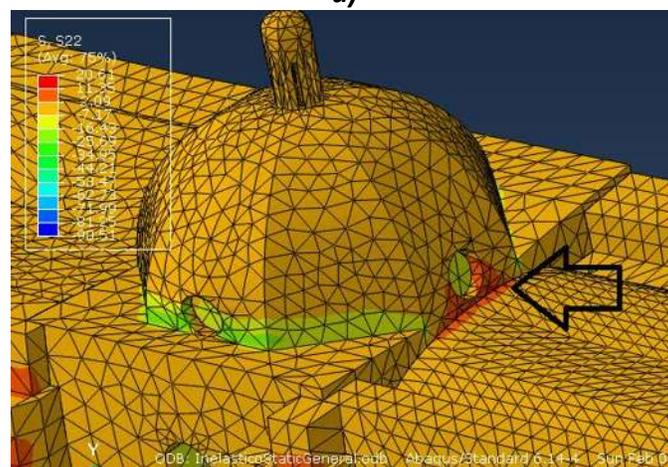
Antes que revisar el resultado de los análisis inelásticos en la historia del tiempo sometidos ante carga sísmica, tenemos que comentar los resultados encontrados ante análisis gravitacional inelásticamente. Desde los análisis elásticos encontramos que la zona nave en la zona de la cúpula, sufría grandes esfuerzos de tensión, debido a que la nave tiene que soportar las cargas ejercidas en ella por la acción de la cúpula, se asume que es por ese motivo que se colocaron los arcos torales, con motivo de ser exiliares en el soporte de cúpula, sin embargo los

análisis elásticos se encontraron grandes esfuerzos del orden de los  $5 \text{ kg/cm}^2$  a tensión, por lo tanto fue necesario evaluar el comportamiento de la zona ante un análisis inelástico, sin embargo no se realizaría un análisis dinámico no lineal para dichos fines ya que no nos permitiría evaluar de manera adecuada la zona, simplemente se realizó un análisis estático de empuje incremental ante carga gravitacional.

La figura 57 ilustra las dos zonas que ante el análisis estático no lineal gravitacional se encontraron mayores esfuerzos y desplazamientos, siendo las dos zonas las intersecciones de la bóveda de crucería con la cúpula y la bóveda de cañón, siendo la zona la primera zona la que sufre siempre mayores esfuerzos, esto sería probablemente debido a que la bóveda de crucería tiene un mayor peso debido a que su relleno es mayor a que el de la bóveda de cañón en algunos sectores.



a)



b)

**Figura 56. Zonas con mayores esfuerzos ante el análisis gravitacional inelástico. a) intersección de la bóveda de crucería con la cúpula b) Intersección de la cúpula con la bóveda de cañón.**

Con el análisis gravitacional nos dimos cuenta de un detalle muy importante a resaltar, los arcos torales y las zonas aledañas a los mismos sufren comportamientos inelásticos ante carga gravitacional, por lo que esta zona es vulnerable a sufrir daño simplemente ante acciones gravitacionales, un resultado muy importante en este tipo de edificaciones ya que es muy poco probable que en las investigaciones se enfoque en evaluar el comportamiento ante carga gravitacional de las estructuras. Si bien este resultado no es descabellado debido a las cargas actuantes en dichos elementos, por ende, sin la necesidad de realizar análisis dinámicos en la historia del tiempo no lineales, podremos asumir que esta zona amplificará sus esfuerzos y desplazamientos cuando esté sometida ante cargas sísmicas, lo que generará comportamientos no lineales en dicha zona, inclusive superando los valores máximos fácilmente, con lo cual directamente es relacionado con las fracturas encontradas en las observaciones que se han realizado en el templo en dicha zona. Estos resultados corroboran daños encontrados en observaciones realizadas en el templo de San Agustín, con lo cual se validan en cierta manera los análisis realizados. La figura 57 Muestra los daños encontrados en las zonas aledañas a los dos arcos torales, daños en la bóveda cañón *a)* y en la bóveda de crucería *b)*.



*a)*



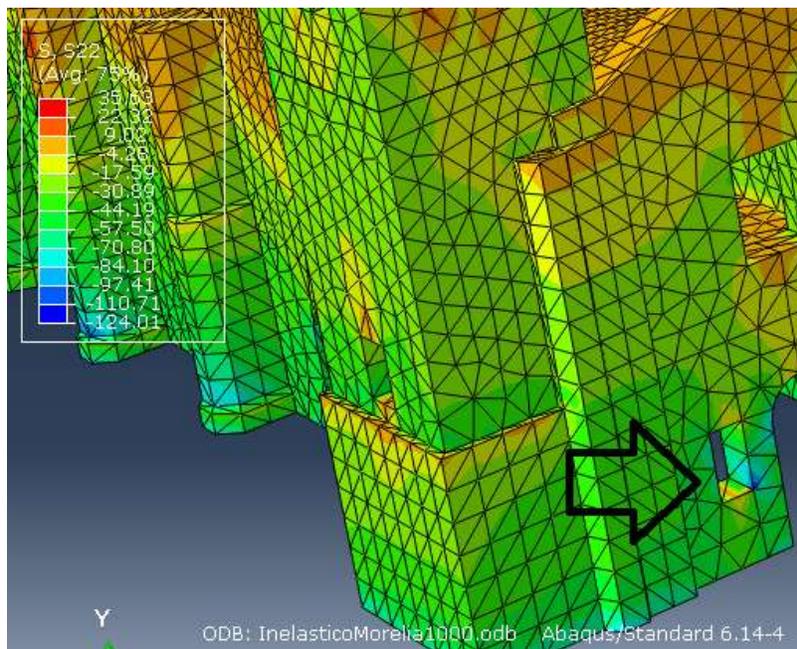
*b)*

**Figura 57. Daños Observados en las zonas críticas aledañas a los arcos torales, *a)* bóveda de cañón, *b)* bóveda de crucería.**

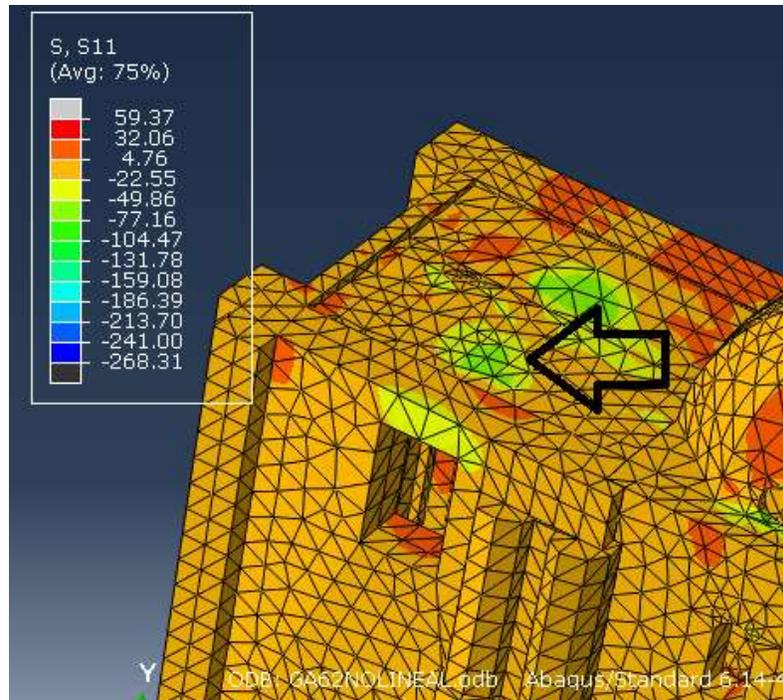
### 5.6.1. ESFUERZOS

Una vez que se realizaron los análisis elásticos en la historia del tiempo y se encontraron así mismo las zonas fueron sometidas a grandes esfuerzos, en los análisis no lineales, a grandes rasgos estos tienen similitudes muy marcadas con los análisis elásticos, de igual manera en los análisis inelásticos que se realizaron se encontraron un gran número de zonas que se someten a grandes esfuerzos, siendo las mismas zonas que se encontraron en los análisis elásticos, sin embargo al igual que como podría suponerse cuando se realizan análisis dinámicos no lineales, la participación de la no linealidad de material genera grandes cambios en el aspecto de esfuerzos hablando exclusivamente de los máximos esfuerzos, si bien es cierto que los esfuerzos máximos se presentan prácticamente en las zonas reconocidas por los análisis elásticos, es importante mencionar que la magnitud de los mismos baja considerablemente llegando a tener una reducción significativa siendo en algunas zonas para el mismo sismo en el mismo instante del tiempo de alrededor de 10 veces menor tal que no generó la falla total sin embargo claramente entro en rangos no lineales del material, y en algunos otros casos las deformaciones unitarias en ciertas direcciones fueron tal que se asume que el elemento tuvo fracturas.

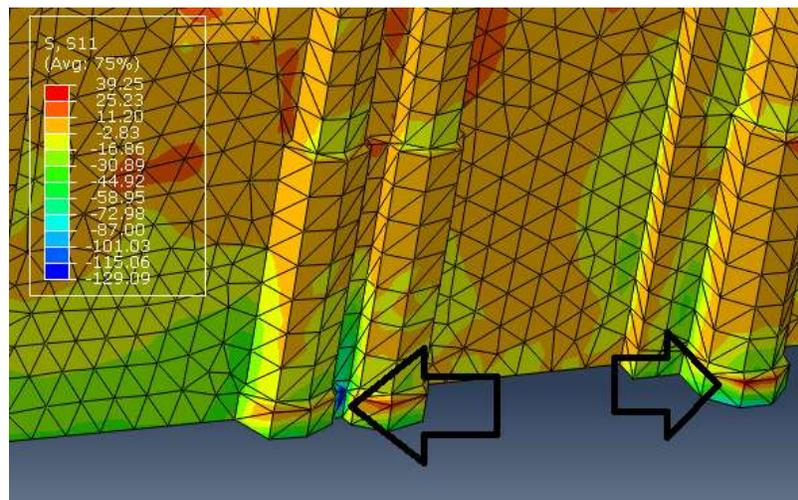
Algunas zonas que se encontraron que son sometidas a grandes esfuerzos las cuales no se encontraron en los análisis elásticos son las mostradas en la figura 58.



a)



b)



c)

**Figura 58. Zonas con mayores esfuerzos ante distintos análisis sísmicos inelásticos.**

Cada una de estas zonas son sometidas a grandes esfuerzos, que pueden ser determinadas como zonas vulnerables, claramente no son las zonas más vulnerables del templo, ya que estas no se repiten en la mayoría de los análisis, podríamos suponer que estas zonas son mayormente vulnerables a cierto tipo de sismo y se desarrollaron en función de las características del mismo, los contenidos frecuenciales, las aceleraciones máximas, la duración de los mismos

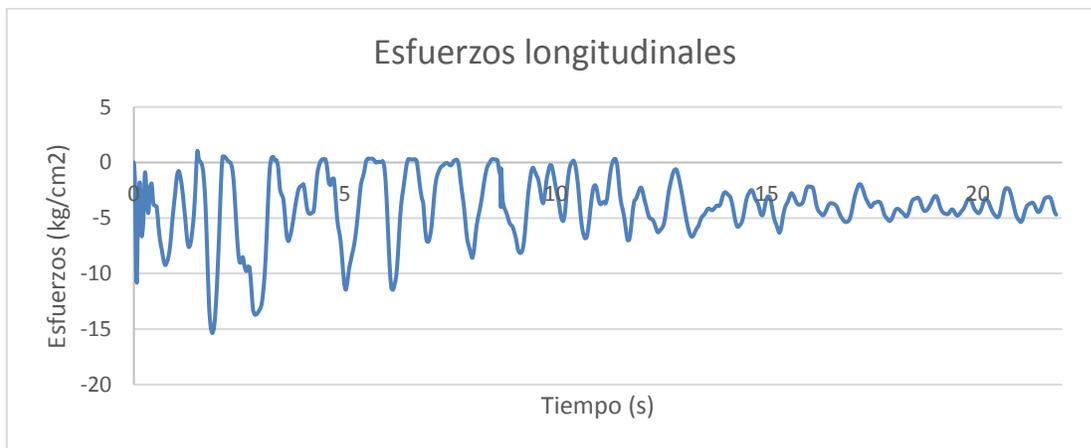
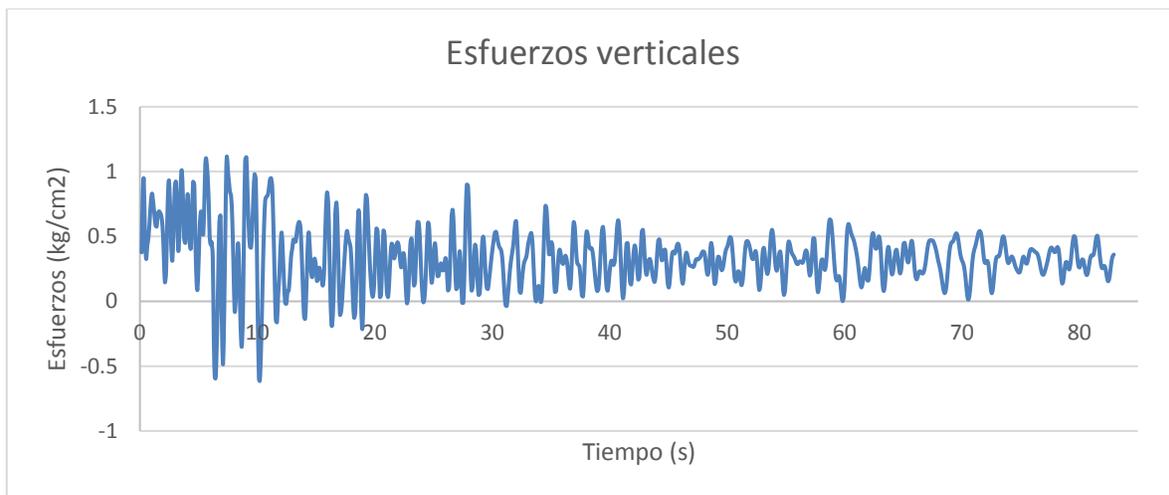
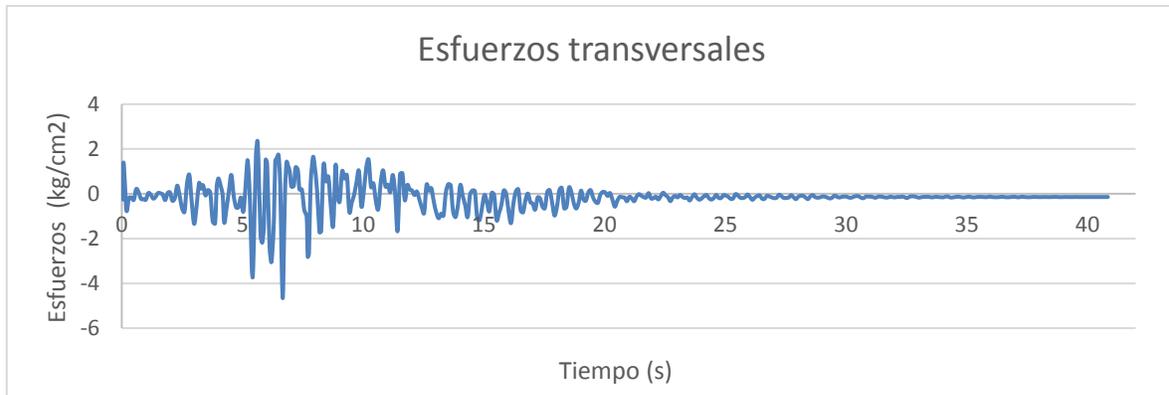
etc., puede tener significativa importancia para que se desarrollen en ciertas zonas esfuerzos máximos en determinado instante de tiempo, por lo tanto las zonas que se encontraron las cuales son sometidas a mayores esfuerzo principales en alguna de las direcciones ortogonales forman un patrón de comportamiento, el cual se cumplió para todos los análisis, tanto elásticos como inelásticos, en la mayoría de los análisis sísmicos. Estas zonas que se identificaron susceptibles a recibir grandes esfuerzos son: los arcos torales, la bóveda de crucería, la intersección de la torre con los muros norte y fachada, la zona del segundo campanario de la torre, el torreón, los óculos de la cúpula por supuesto la bóveda de cañón corrido de la nave. Estas componen el conjunto de zonas de los macro elementos que se encuentran sometidos a grandes esfuerzos independiente del tipo de análisis y del sismo al que se sometió.

Lo anterior es necesario corroborarlo con mayor análisis y evaluar la sensibilidad de dichas zonas antes distintos tipos de sismo con ciertas características.

A pesar de que el primer punto a evaluar de los análisis inelásticos referente a los esfuerzos es ver si los máximos en sus tres direcciones principales se presentaban en las mismas zonas que los elásticos, para así poder tener una referencia de las zonas críticas, las cuales eran más vulnerables, también es necesario hacer una evaluación del comportamiento de los esfuerzos, ya que como bien se mencionó, es de suponerse debido a las características propias de los análisis inelásticos que los esfuerzos bajen y que los desplazamientos aumenten.

En la figura 59 se muestran los esfuerzos obtenidos para las mismas zonas, el mismo punto nodal y la misma dirección que en la figura 48, el inciso muestra los esfuerzos a) para la zona del arco toral principal, para el sismo de Morelia  $T_r=1000$ , el siguiente inciso, b) es para la zona de la ventana norte de la base de la torre, para el sismo GA62 y por último la el c) muestra la historia de esfuerzos longitudinales en la historia del tiempo para el análisis sísmico inelástico de PHPU.

Lo primero que nos damos cuenta y sucede en las 3 direcciones es que los esfuerzos alcanzan valores bajos, en comparación con los obtenidos en el análisis elásticos, llegando a ser hasta 10 veces menores, también nos damos cuenta que el patrón de comportamiento del inciso a) a pesar de que se hayan obtenido magnitudes de esfuerzos más pequeñas, estos siguen cambiando su dirección en el transcurso del tiempo, siendo a veces de compresión y en distintos instantes de tensión, sin embargo estos se redistribuyen tal que no alcanzan en esta dirección la resistencia teórica máxima de la mampostería, y aunque bien entraría en rangos inelásticos, estos no generarían fracturas totales de la zona, para este sismo.



**Figura 59. Historia de esfuerzos en distintas direcciones para distintos análisis sísmicos, para 3 zonas críticas del Templo.**

En el inciso *b*) de la misma manera que en el anterior, los esfuerzos bajaron considerablemente de un máximo de  $10 \text{ kg/cm}^2$  únicamente a tensión a solo  $1 \text{ kg/cm}^2$  a tensión, mayormente ahora se presentan esfuerzos pequeños de compresión y no únicamente esfuerzos a tensión que se habían presentado, los cuales superan en mucha medida la resistencia teórica de la mampostería, este efecto se debe probablemente debido a la redistribución de esfuerzos que se generan cuando se toma en cuenta la no linealidad del material y observamos que numéricamente tienen grandísimos efectos, ya que de pasar a ser una zona bastante vulnerable por los esfuerzos de tensión que se habían encontrado, pasa a ser una zona en la que el foco de atención ya no debe estar tan centrado.

Por último en el inciso *c*) observamos un efecto parecido al inciso *b*) la reducción de drástica de los esfuerzos longitudinales, siendo estos mayormente de compresión y prácticamente generando que no hubiese ya esfuerzos a tensión, debido probablemente a la redistribución de esfuerzos, lo cual no es un efecto menor como acabamos de ver, ya que llegamos a una conclusión simple, en el aspecto de esfuerzos principales, si únicamente tomáramos en cuenta los análisis elásticos lineales estaríamos exagerando los esfuerzos que se presentan en la realidad en la mampostería y si bien es cierto que se siguen presentando esfuerzos altos que inclusive generan deformaciones inelásticas que fracturan al material, estos ya los apreciamos de una manera distinta a los inelásticos, y nos dan más certidumbre de lo que realmente pasa en el Templo en las zonas mencionadas.

Importante a su vez es mencionar que los comportamientos ante los sismos de los macroelementos como la torre, siguieron presentándose en los análisis inelásticos, tendiendo a tener una especie de empotramiento en la base, esto precisamente por la geometría del templo.

### **5.6.2. DESPLAZAMIENTOS**

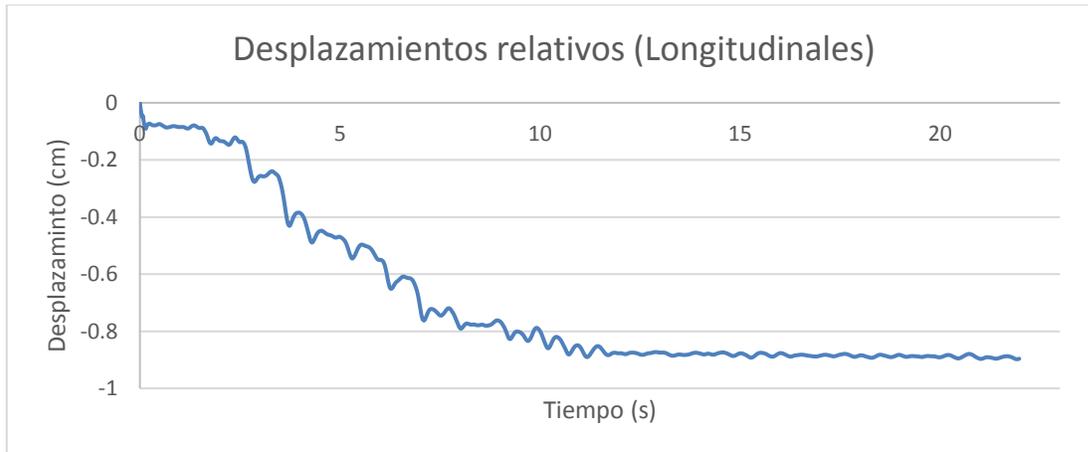
El segundo punto a evaluar en los análisis inelásticos es el comportamiento de los desplazamientos en los distintos puntos de control del templo, los cuales fueron mencionados anteriormente en los análisis elásticos y están representados en la figura 51.

La figura 59 muestra los desplazamientos en la historia del tiempo obtenidos para el sismo PHPU en el punto de control de la nave en el centro en las tres direcciones ortogonales, se muestra el patrón de desplazamientos encontrados en los análisis comparándolos con los elásticos, en cada una de las zonas, los desplazamientos fueron mayores en los puntos de control para cada análisis que se realizó, la razón está relacionada con la misma la razón por la cual se reducen los esfuerzos, la interacción del material en el rango inelásticos disipa energía lo

cual reduce los esfuerzos sin embargo genera que se aumenten los desplazamientos.



*a)*



*b)*



*c)*

**Figura 59. Historia de Desplazamientos en el templo en el punto de control de la nave, para el sismo CSER.**

Además de que los desplazamientos fueron mayores se aprecia que en los desplazamientos mostrados en la figura 59, estos comienzan rápidamente a entrar en un rango no lineal, para este caso específico, algunos desplazamientos como el longitudinal en la nave desde los primeros instantes sin embargo no hay que dejar de lado que para este sismo en específico, la intensidad de las aceleraciones no se presenta al máximo en los primeros instantes, por lo tanto hay que asumir que al igual que en la zona de los arcos torales, en cierta dirección de análisis, la bóveda de cañón se encuentra en un rango no lineal, que va aumentando a medida que se desarrollan mayores aceleraciones a lo largo del sismo.

Por otro lado, un detalle interesante a evaluar es la forma de los desplazamientos en la historia del tiempo, mientras que en la dirección transversal de la nave sigue una historia de desplazamientos usual en los comportamientos inelásticos de los materiales, es decir, comienza en los primeros instantes a oscilar elásticamente ya que comienza a oscilar respecto a su posición inicial, en un determinado tiempo entra al rango inelástico, lo cual genera que su posición de equilibrio cambie y comience a oscilar respecto a un nuevo punto, estos cambios son apreciables, debido a que los puntos de equilibrio van cambiando paulatinamente. Sin embargo, los desplazamientos relativos en la dirección vertical y longitudinal muestra un comportamiento diferente, entran en el rango inelástico en las primeras etapas del sismo, sin embargo a diferencia de los mencionados anteriormente estos no cambian respecto a su posición de equilibrio una vez y comienzan a oscilar respecto a una posición de equilibrio nueva, más bien cambian constantemente su posición de equilibrio, prácticamente en cada cambio de aceleración en los mismos genera que cambien de posición de equilibrio, por lo que lleva a tener un efecto de únicamente irse desplazando en una dirección, este efecto es importante continuar estudiándolo a mayor profundidad, debido a la complejidad que tienen los desplazamientos no lineales, que dependen de un sinnúmero de factores comenzando por las características propias del sismo hasta los modelos constitutivos y las zonas de estudio, obliga a tener investigaciones más detalladas para entender las posibles razones de ciertos comportamientos en los desplazamientos, en este caso, sería fácil pensar que los desplazamientos que van cambiando constantemente su posición de equilibrio son los que entran en un rango inelásticos mayor, pero las gráficas muestran que el desplazamiento en la dirección transversal es el mayor.

Por último respecto a la figura 59 como se había mencionado en los resultados obtenidos de los análisis elásticos, la dirección más vulnerable a sufrir desplazamientos independientemente si es en el rango elástico o inelástico es la dirección transversal, debido a su poca falta de rigidez, ya que como lo vemos en con lo cual debido a que relacionamos desplazamientos directamente con los

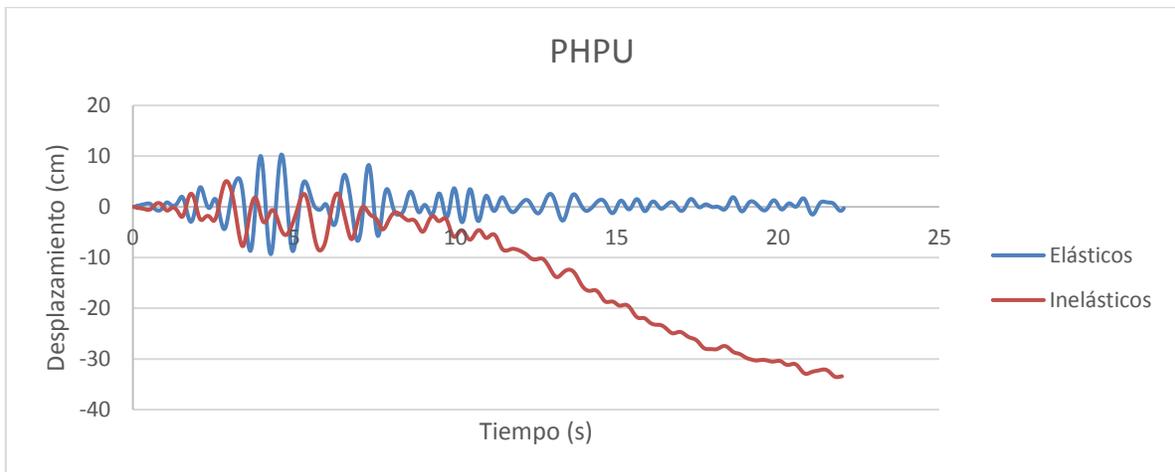
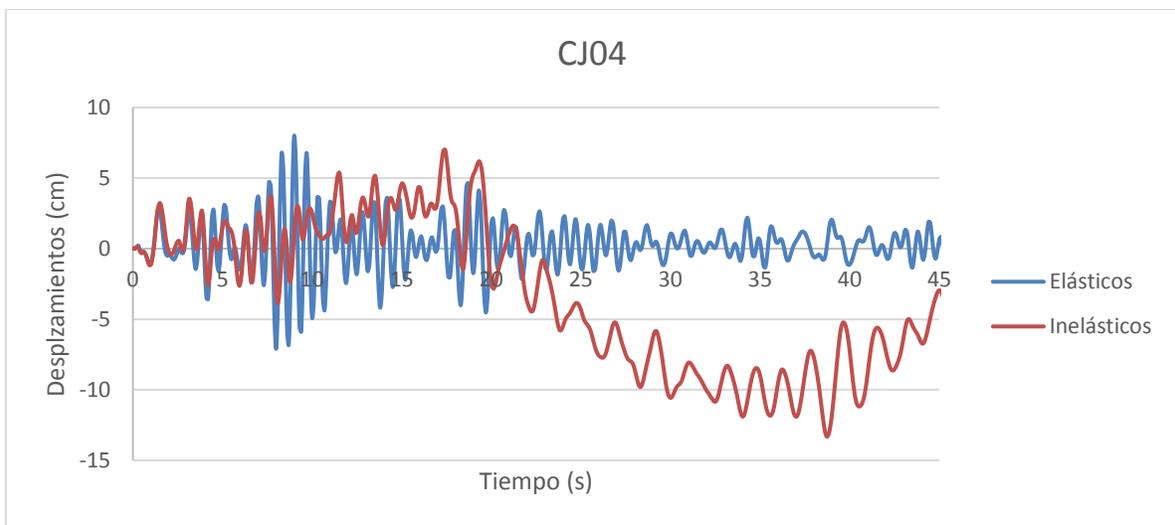
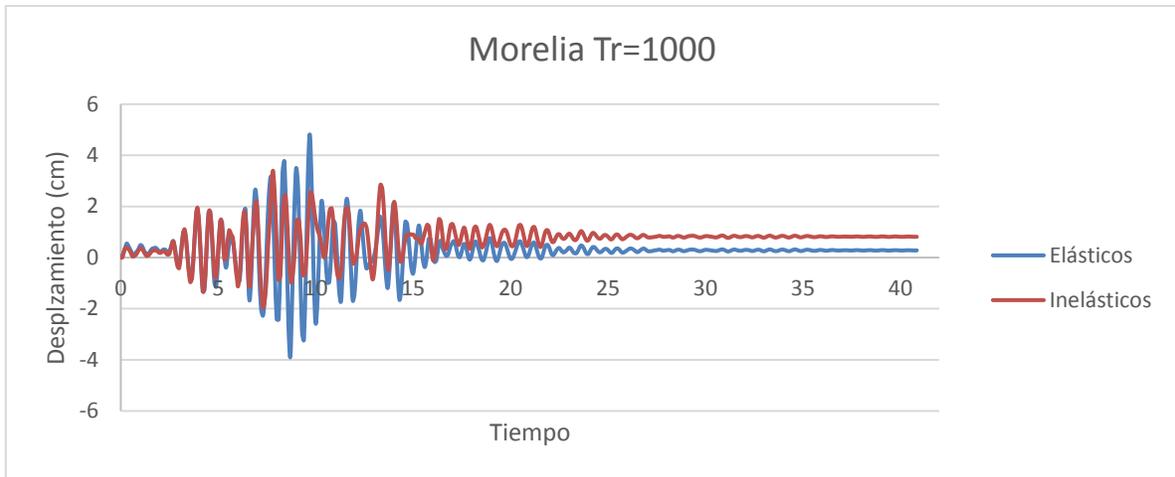
daños podemos asumir que si la dirección transversal es vulnerable a sufrir grandes desplazamientos, probablemente sea la dirección propensa a sufrir grandes daños.

A diferencia de los desplazamientos encontrados en los análisis elásticos lineales, los no lineales no tienen un parámetro con el cual podamos comparar como en el caso de los elásticos, esto debido a la complejidad mencionada de los evaluar los desplazamientos inelásticos correctamente y a todos los factores que intervienen en el desarrollo de los mismos, por lo tanto nos podemos centrar en evaluar el desplazamiento en los distintos macroelementos comparando específicamente con los análisis inelásticos, observando las variaciones que hay entre los mismos.

Una las zonas en las que presento un desplazamientos elásticos mucho más elevados que los permisibles fue la zona de segundo campanario, ya que se mencionó a partir de inicio del primer campanario se generaba el efecto de viga empotrada, lo cual generaba que los desplazamientos en la base de la torre fuesen despreciables si los comparamos con dicha zona, sin embargo a partir del segundo campanario, estos aumentaban considerablemente, siendo esta la zona que más sobre pasaba los desplazamientos permisibles calculados elásticamente.

En la figura 60 se presentan las comparaciones de los análisis elásticos e inelásticos de la zona de la torre evaluando los desplazamientos laterales, para distintos sismos, para cada inciso se muestran los resultados obtenidos para el sismo de diseño de Morelia  $T_r=1000$ , para el sismo CJ04 y para el sismo PHPU respectivamente, se observa que en dos de los sismos analizados se obtuvieron desplazamientos más elevados en magnitud respecto a los elásticos, lo que se presumía que sucedería, sin embargo en el sismo de diseño de Morelia, los desplazamientos elásticos que se obtuvieron para la torre fueron menores obtenidos del análisis inelástico. Para los demás sismos se presentó este mismo efecto, en la mayoría se presentaron desplazamientos más grandes en el rango inelástico, sin embargo, en algunos pocos el desplazamiento en el rango elástico fue mayor.

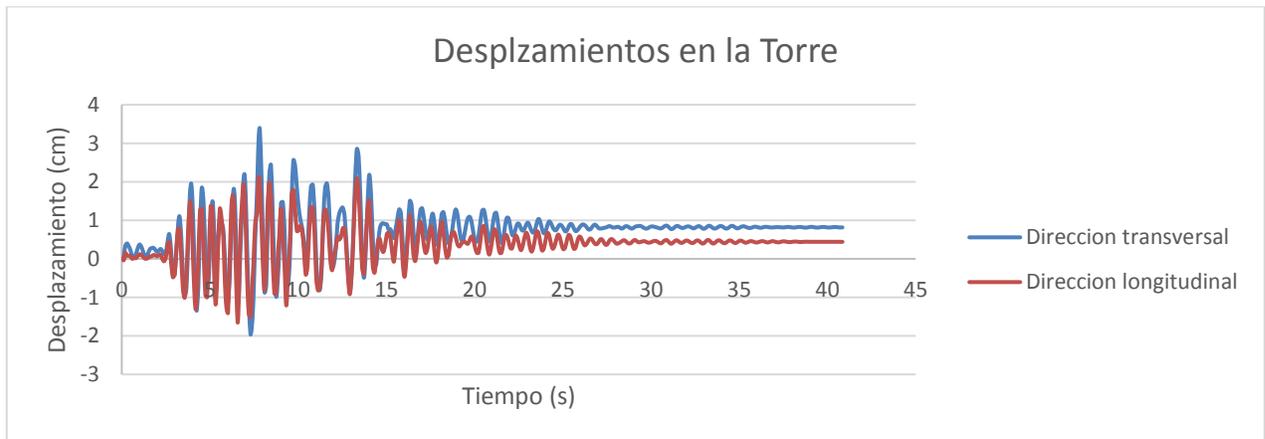
La razón por la cual se produce este fenómeno, es complicada de definir, aunque se puede suponer que es debido al contenido energético de los mismos, ya que los análisis sísmicos que presentaron la ya mencionada situación fueron los que contenían una magnitud menor en cuanto a aceleraciones máximas, sin embargo debemos de tener en cuenta otros ciertos factores que se deben de estudiar con más detalle, y cuál es el efecto que tienen en la estructura, tales como la duración, los picos de aceleración máxima, el contenido frecuencial, etc.



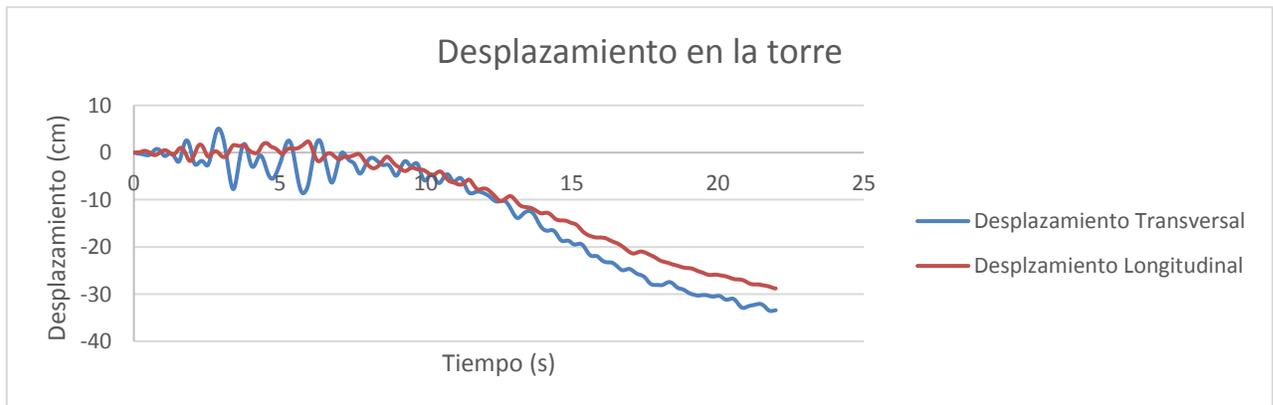
**Figura 60. Historia de Desplazamientos en el templo en el punto de control de la torre para distintos sismos.**

Otro aspecto importante a mencionar es que con los análisis inelásticos también se comprobó que la torre sufre grandes desplazamientos en ambas direcciones, si bien se ha mencionado anteriormente que en definitiva la dirección más vulnerable a sufrir grandes desplazamientos es la dirección transversal del templo, esto no sucede con la torre porque los desplazamientos que sufre en la dirección longitudinal son considerablemente largos, aunque este efecto presenta únicamente a partir del segundo campanario, donde se ha mencionado que tiene un cambio de rigidez bastante notable, por lo tanto la torre vulnerabilidad de sufrir grandes desplazamientos en ambas direcciones.

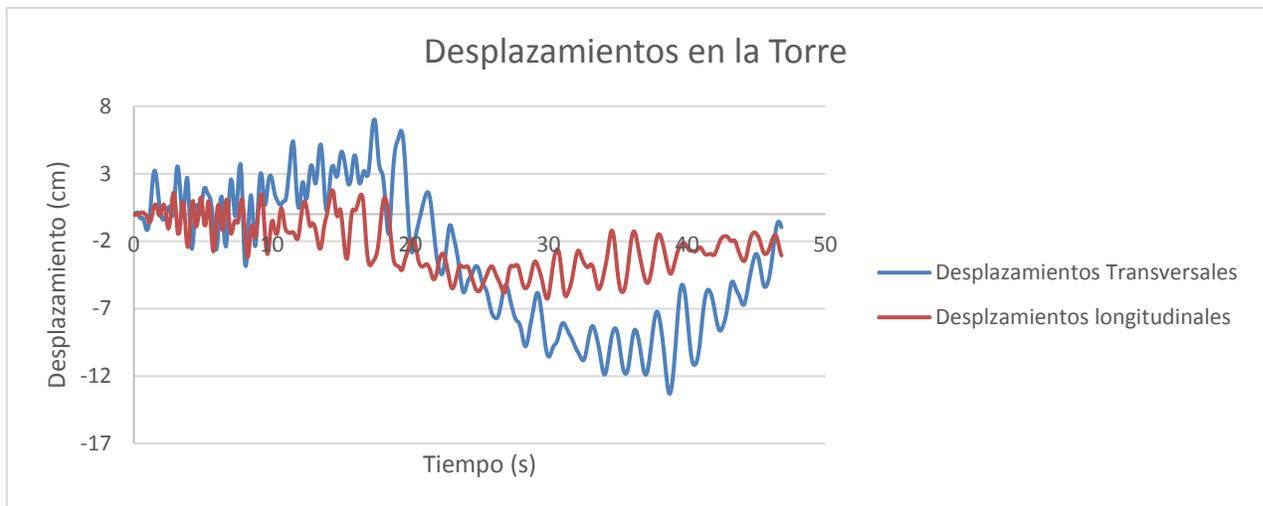
En la figura 61 se presenta la comparación entre los desplazamientos longitudinales de la torre, con los desplazamientos transversales, para distintos sismos analizados en el rango no lineal, en el punto de control más alto de la torre.



**a)**



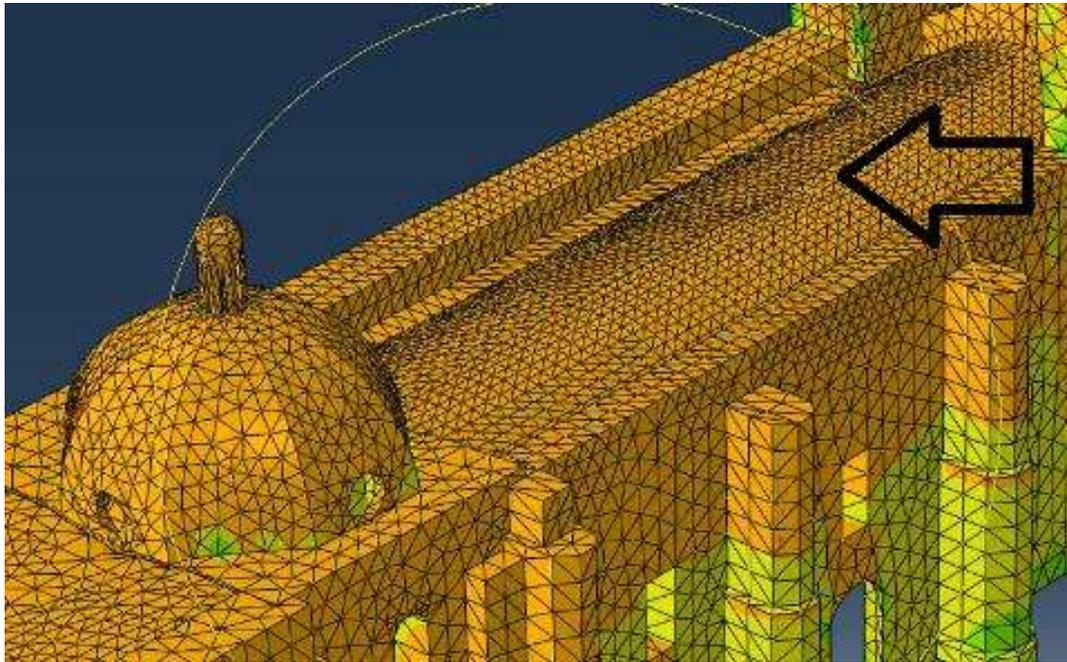
**b)**



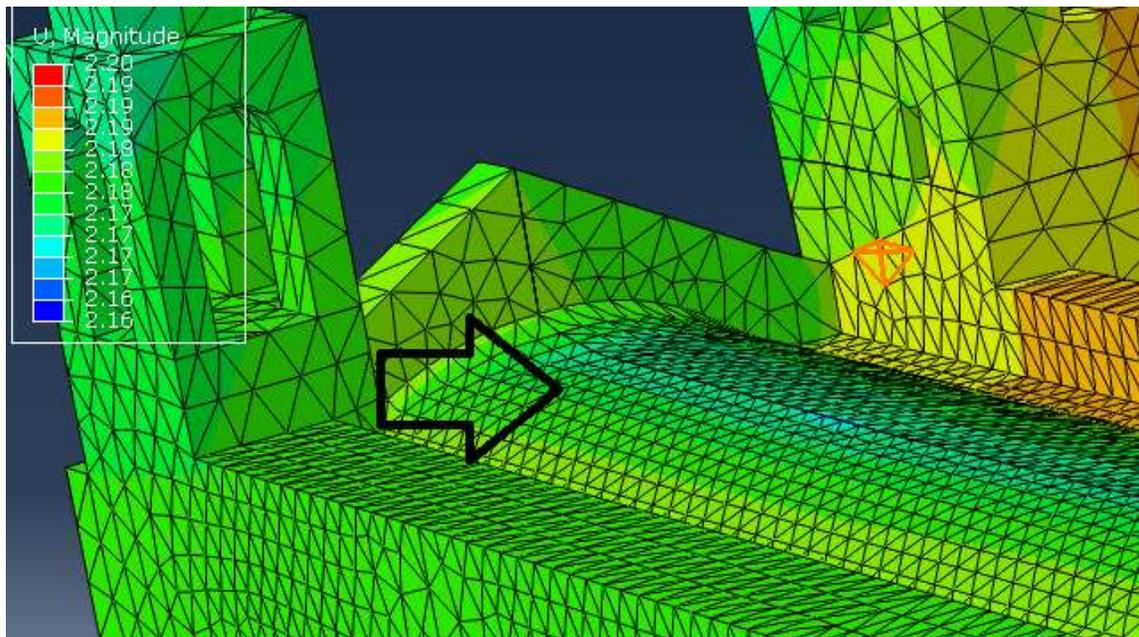
c)

**Figura 61. Historia de Desplazamientos en el templo en el punto de control de la torre para distintos sismos en las distintas direcciones.**

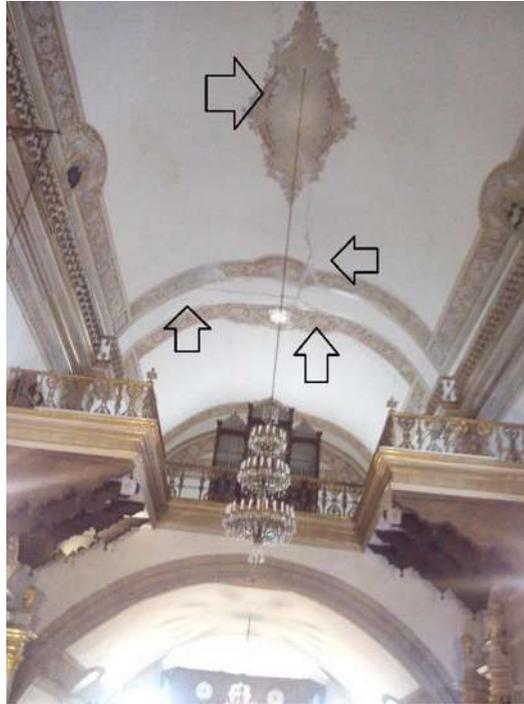
Para finalizar los resultados generales de los análisis no lineales, resaltar el resultado referente a la zona central de la bóveda de cañón corrido de la nave a la altura de su intersección con la torre, fue muy representativo de las deformaciones inelásticas inclusive fracturas que se han obtenido en visitas y evaluaciones del templo de San Agustín tras sismos, pasados las cuales aparentemente reconocen su grieta inicia y por mucho que se han intentado sellarlas estas siguen reapareciendo, si bien el modelo trata en la mejor manera de representar el estado estructural del templo, es difícil que modelas a detalle factores como agrietamientos actuales del templo, sin embargo aunque el modelo esta idealizo en un estado tal que no tiene deformaciones inelásticas anteriores, este origino el mismo efecto en la bóveda de cañón, deformaciones inelásticas se presentaron en esta zona al final de cada análisis sísmico, en investigaciones anteriores se encontró que esta era una zona en la cual se presentaban distintos esfuerzos de tensión de manera global, aunque no se habían realizado análisis no lineales, con los esfuerzo principales obtuvimos una idea de la deformación de la zona, como se aprecia en la figura 62 los análisis inelásticos demostraron que el daño en esa zona las deformaciones inelásticas se va acumulando hasta el final del sismo, lo cual reproduce la deformación observado, la cual se aprecia como una bifurcación, de una grieta en esta zona.



a)



b)



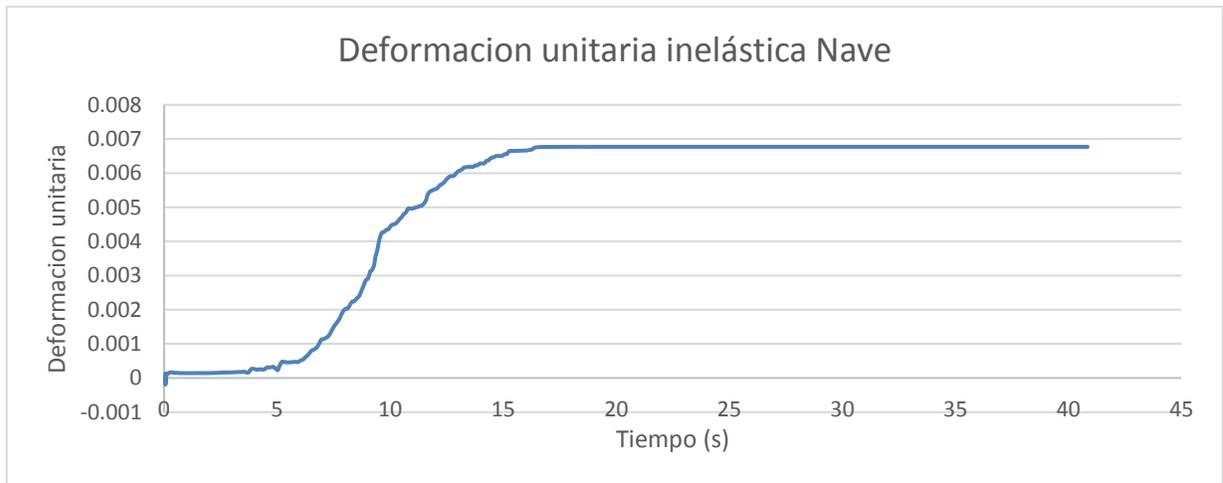
**Figura 61. Desplazamientos inelásticos obtenidos en los análisis realizados, representativos de la fractura encontrada en la bóveda de caño, claramente se aprecia la bifurcación de la misma.**

### **6.3 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA**

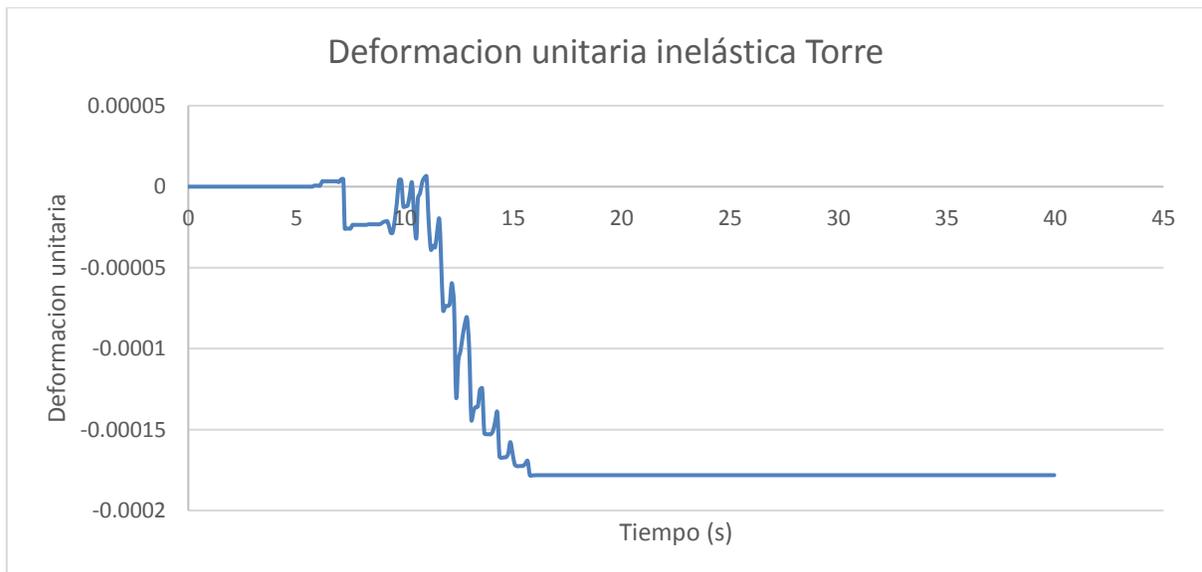
Anteriormente se había mencionado que parte de lo que se desea evaluar con la vulnerabilidad sísmica es la predisposición intrínseca de la estructura a sufrir daño ante un sismo de determinadas características, la cual podía determinarse de varias formas, cuantitativas o cualitativas, por las características de la investigación quedaba claro que la intención de la misma es realizar una evaluación de la vulnerabilidad de manera cuantitativa.

Rigurosamente un análisis inelástico no lineal en la historia del tiempo como el realizado anteriormente ya puede ser considerado como un estudio de vulnerabilidad, ya que de él se obtuvieron desplazamientos máximos, deformaciones inelásticas, etc., con lo cual ya podemos determinar qué zonas son más vulnerables a sufrir grandes deformaciones inelásticas, y como sabemos en la mampostería podemos asociar estas deformaciones inelásticas directamente con un grado de daño, debido a que las deformaciones inelásticas en la mampostería generan aplastamiento a compresión y agrietamiento en tensión.

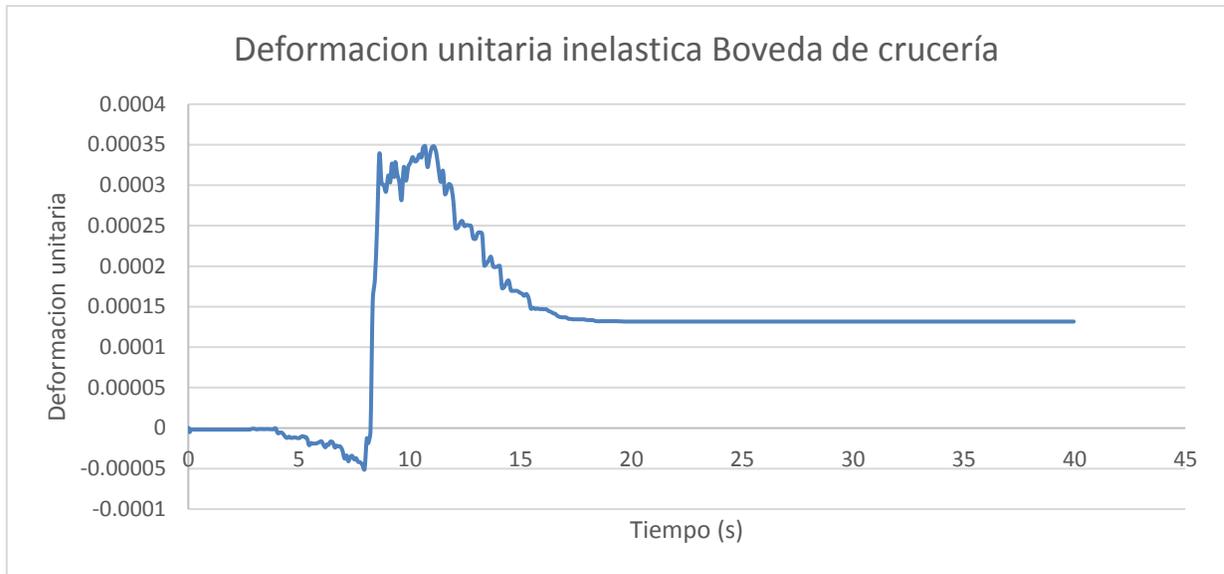
En la siguiente figura se muestran las deformaciones unitarias inelásticas obtenidas para el sismo Morelia  $T_r=500$  en la historia del tiempo, el inciso a) muestra las deformaciones inelásticas en un nodo de la parte central de la bóveda de cañón corrido en su intersección con los arcos torales, el inciso b) muestra la deformación inelástica en la dirección vertical para la torre en su intersección con el muro norte, y el inciso c) muestra la deformación en la dirección transversal del templo, en un nodo central de la bóveda de crucería.



**a)**



**b)**



c)

**Figura 61. Deformaciones unitarias inelásticas obtenidas para el sismo Morelia  $T_r=500$ , para 3 puntos en diferentes zonas críticas, en las 3 direcciones ortogonales.**

De la figura podemos mencionar resultados importantes, la zona de la bóveda de caño en su interacción con los arcos torales desde el inicio del sismo en los primeros instantes ya contiene una deformación inelástica inicial considerable, la cual como se había mencionado corrobora lo obtenido en análisis estáticos de empuje incremental gravitacionales sobre la zona, ya que muestra que por gravedad sufre deformaciones inelásticas, por otro lado comparando la magnitud de las deformaciones inelásticas de este punto con los otros dos, observamos que son mucho mayores las deformaciones inelásticas. Los resultados inelásticos obtenidos del Software, no modelan fractura, por lo tanto cuando llega a la deformación inelástica máxima, la sigue deformando, sin asumir que en ese punto ha ocurrido una fractura únicamente muestra la deformación inelástica de ese punto, por lo tanto, observando las deformaciones inelásticas del inciso a) y comparándolas con las deformaciones de los modelos constitutivos mostrados en la figura 56, asumimos directamente que en ese punto nodal ha ocurrido ya una fractura, también se observa que las deformaciones inelásticas varían de magnitud en un solo sentido, con lo cual asumimos que las fracturas son debidas a tensión en la zona ya que son únicamente positivas, concordando con los resultados obtenidos de esfuerzos mostrados en la zona. El inciso b) muestra que las deformaciones inelásticas en ese punto, comienzan a presentarse hasta el segundo 5 de haber iniciado el sismo, estas cambian de dirección en algunos instantes de tiempo, por lo tanto, estas sufren deformaciones inelásticas en tensión y compresión, sin embargo cambian principalmente hasta llegar un punto

en el que únicamente se van acumulando en la dirección negativa, por lo tanto las deformaciones en esta zona mayormente son por el aplastamiento de la mampostería, si bien es cierto que las deformaciones no son tan grandes en magnitud que tal que no generarían una fractura, el hecho de que se presenten deformaciones inelásticas ya es un indicador del estado de daño que puede tener la zona, de igual manera el inciso c) al igual que el anterior comienza a mostrar un comportamiento inelástico de deformaciones a partir del segundo 5, y a comparación del inciso anterior las deformación son prácticamente acumuladas en la dirección positiva, por ende son deformaciones a tensión, pero de la misma manera no representan un valor tal que se fractura completamente la zona evaluado, pero al ser deformaciones a tensión según el modelo constituyo, ya genera fisuras en el elemento, otro indicador del daño.

Las observaciones anteriormente mencionadas son una forma en la que, en base a los análisis dinámicos no lineales, podemos obtener un cierto grado de daño en la estructural, con lo cual podemos determinar que las diferentes zonas son vulnerables a sufrir daño y así mismo tienen una vulnerabilidad sísmica elevada. Sin embargo esta evaluación de la vulnerabilidad no tiene parámetros definidos, por lo tanto aunque nos apaguemos a la definición de vulnerabilidad, para fines comparativos con diferentes autores a nivel internaciones nos enfocaremos a cuantificar la vulnerabilidad con distintas propuestas de distintos autores para evaluar la vulnerabilidad en estructuras, la determinación de la vulnerabilidad de manera cuantitativa no ha sido bien establecida para patrimonio mexicano y al haber diferentes puntos de vista a nivel internación de como determinar la vulnerabilidad se optó por la metodología muy aceptada a nivel internacional, propuesta por el *RISK-UE (2003)* la cual es una propuesta para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras actuales, pero para fines prácticos la podemos aplicar en la investigación.

La metodología propuesta por el *RISK-UE (2003)* indica 4 pasos cuando se realizan análisis dinámicos no lineales.

1. Proponer una curva de capacidad para el modelo propuesto.
2. Correlacionar índices de daño con su valor medio, y su desviación estándar.
3. Calcular probabilidad acumulativa de exceder cierto índice de daño.
4. Realizar un análisis de regresión para cada índice de daño y correlacionarlo con la apropiabilidad acumulada, y calcular su probabilidad acumulada y su desviación estándar.

Siguiendo esta metodología tendremos que iniciar obteniendo curvas de capacidad y respectivos índices de daño, con lo que podremos obtener las curvas de fragilidad que como se había mencionado en el capítulo introductorio son una forma de representar la vulnerabilidad sísmica bastante aceptada en a nivel internacional.

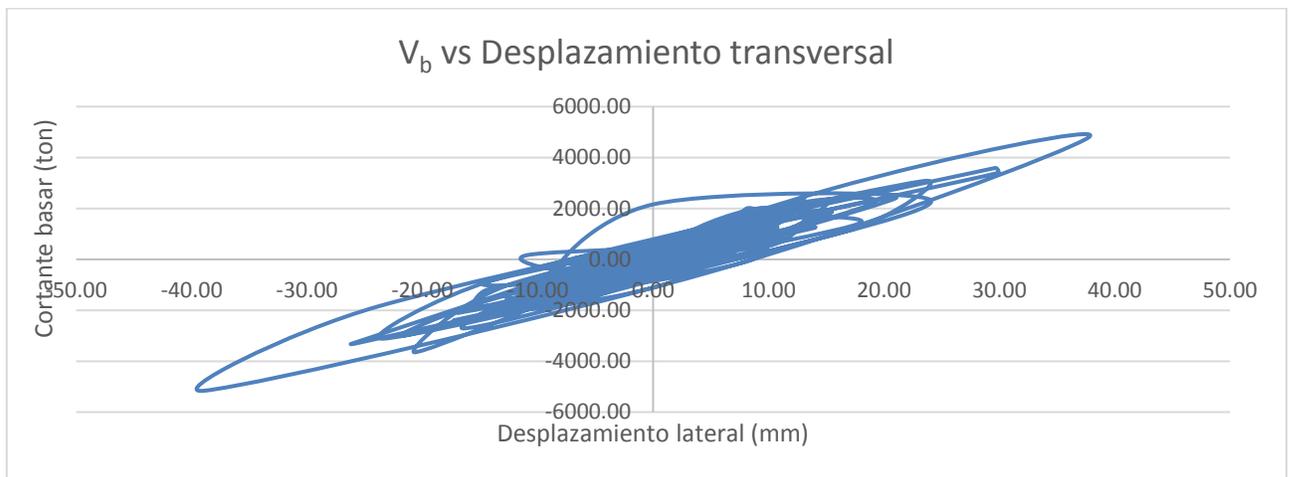
### **6.3.1. CURVAS DE CAPACIDAD**

Usualmente podemos definir la curva de capacidad como la gráfica que relaciona el cortante basal con el desplazamiento en un punto de control del punto más alto de la estructura, debido a las facilidades que presenta realizar análisis de empuje incremental no lineal, se opta por obtener las curvas de capacidad de la estructura de esta forma, empujando la estructura continuamente hasta llevarla a un punto de colapso teórico. Con esta información podemos obtener teóricamente la máxima fuerza cortante que puede asumir la estructura y con su respectivo desplazamiento máximo, esta técnica es bastante usada para describir el comportamiento de las edificaciones, aunado a que esta técnica es ciertamente debatible para obtener las características del comportamiento sísmico de la estructura, debido a que no considera en realidad las características del sismo, nuestra investigación se basa en análisis dinámicos en la historia del tiempo, con lo cual los resultados que nosotros obtuvimos son curvas de capacidad obtenidas dinámicamente considerando todas las características del sismo.

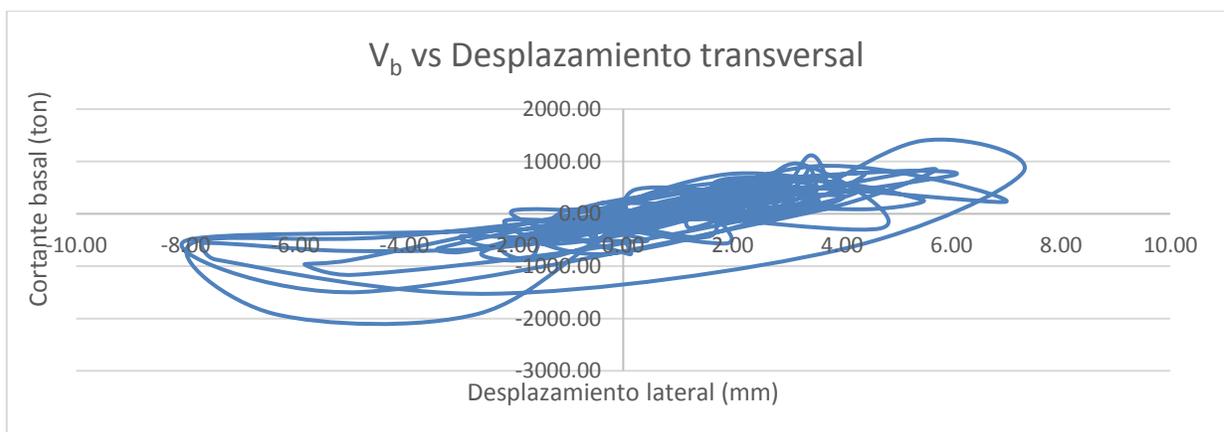
Otra disyuntiva importante es que en la mayoría de los casos las curvas de capacidad obtenidas actualmente son para edificios con características actuales, en los cuales se toma un punto de control en el entrepiso más alto y se determina la curva de capacidad en cada dirección, como ya se ha mencionado anteriormente las geometrías de las estructuras de valor patrimonial como el caso de estudio, no cuentan con sistemas de entre pisos definidos, con lo anterior se tomó la decisión de obtener curvas de capacidad para los puntos de control más altos de cada macroelemento, mostrados en la figura 50. Comentar que desde un principio se plantea obtener curvas de capacidad en la dirección transversal para algunos macroelementos como son la nave, la bóveda de crucería, debido a que los análisis dinámicos tanto lineales como inelásticos, demostraron que estas zonas no son vulnerables a sufrir grandes desplazamientos, por lo tanto se consideraron curvas de capacidad en las dos direcciones únicamente para la torre, el torreón y la cúpula, por ser macroelementos que su desplazamiento en las dos direcciones es considerable.

Por otro lado como se mencionó las curvas de capacidad muestran el cortante basal con un desplazamiento lateral obtenido, los análisis estáticos de empuje incremental directamente arrojan la fuerza basal con un desplazamiento máximo

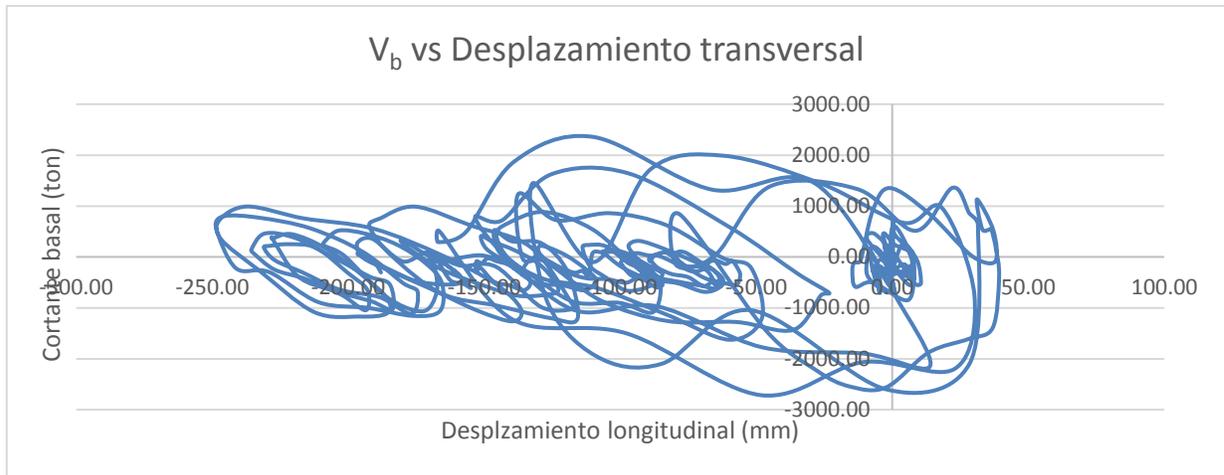
obtenido, pero análisis dinámicos en la historia del tiempo muestran el cortante basal en la historia del tiempo en relación al desplazamiento máximo en los puntos de control, además las curvas de capacidad obtenidas mediante empuje incremental no lineal son únicas, ya que usualmente solo se elige un patrón de empuje sin embargo en análisis dinámicos no lineales, cada sismo analizado arroja un comportamiento distinto, como se muestra en la figura 62, en la cual se muestran tres graficas que relacionan el desplazamiento máximo en puntos de control definidos, se muestran las gráficas obtenidas para el sismo de CSER en el inciso a), en el siguiente inciso b) se muestra la gráfica obtenida para el sismo Morelia Tr=1000 para la bóveda de crucería, en el último inciso se muestra la curva obtenida para el sismo JC54, en la dirección longitudinal en el punto de control más alto de la torre.



a)



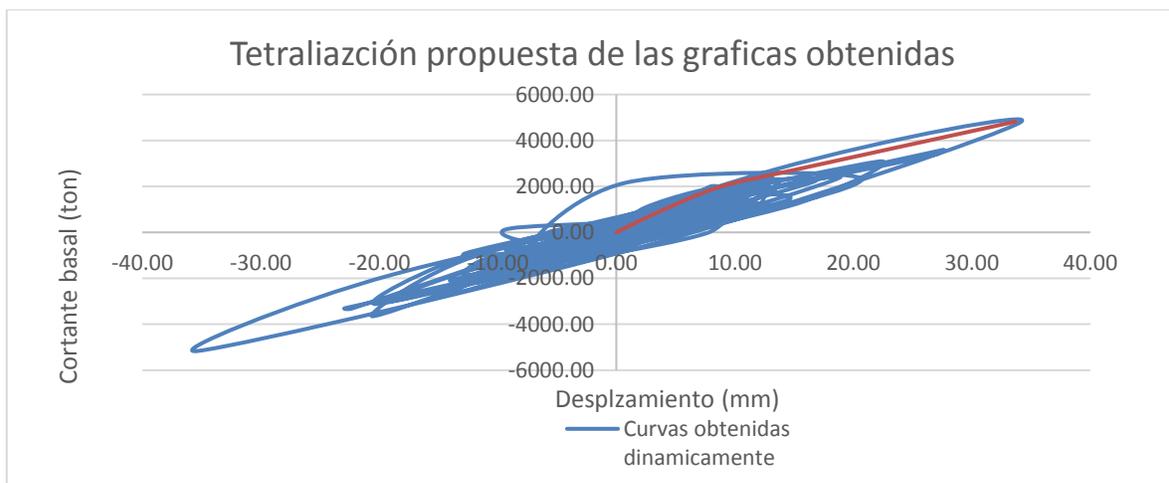
b)



c)

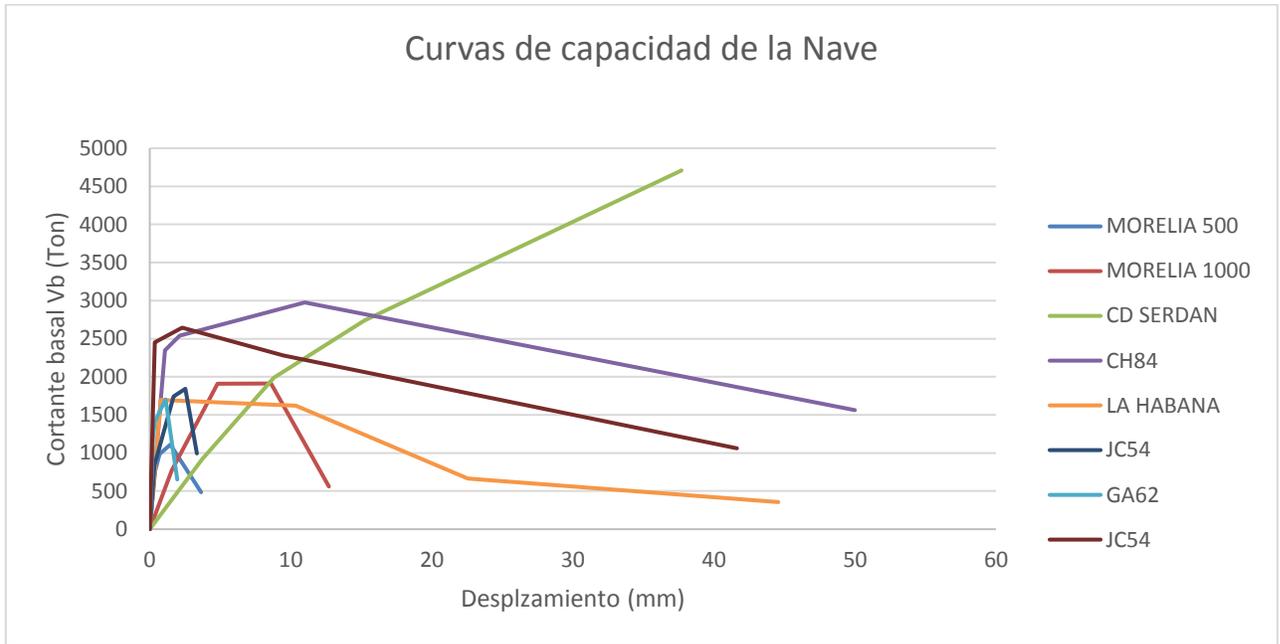
**Figura 62. Relación del cortante basal con el desplazamiento máximo, para distintos sismos, en diferentes puntos de control.**

Como se aprecia en la figura anterior la forma de relacionar directamente los desplazamientos máximos en los puntos de control, con fuerzas cortantes en la base es complicado teniendo graficas de este tipo, por lo tanto se procedió a realizar una teatralización de las gráficas, tal que se pueda relacionar un cortante basal con un desplazamiento en un punto de control y así visualizarlos de mejor manera, el criterio que se utilizó para realizar dicha teatralización fue encontrar los desplazamientos máximos para un cortante y así apagarse de la mejor manera a los desplazamientos y cortantes tal que describa el comportamiento de manera sencilla, tal como se muestra en la figura 63, en la que se ejemplifica la curva obtenida para el sismo CSER en la dirección transversal de la nave.

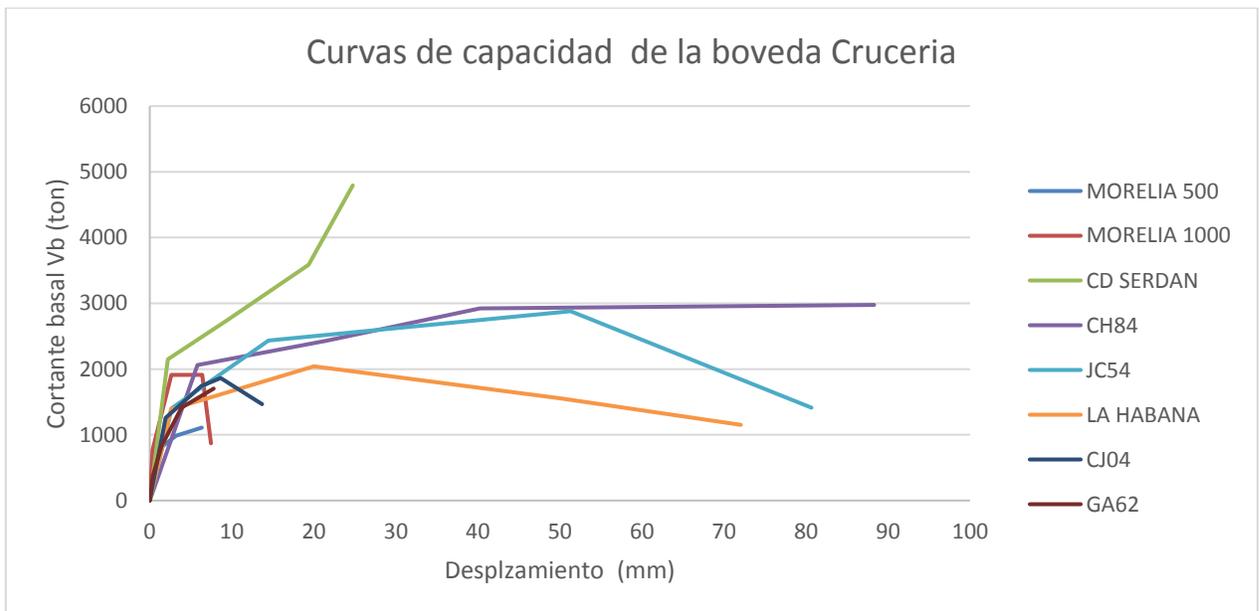


**Figura 63. Propuesta de teatralización de las curvas obtenidas dinámicamente.**

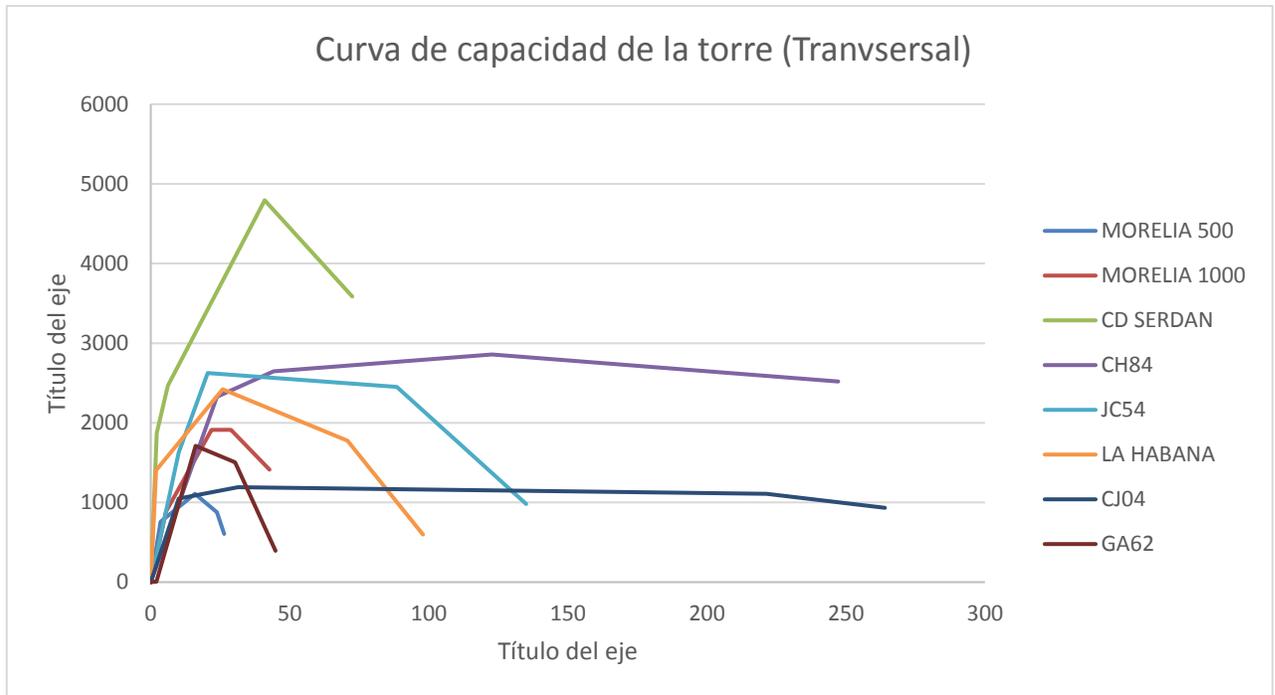
Siguiendo los criterios mencionados se presentan las curvas de capacidad finales tetra-linealizadas obtenidas para cada punto de control en su correspondiente dirección, para cada sismo analizado.



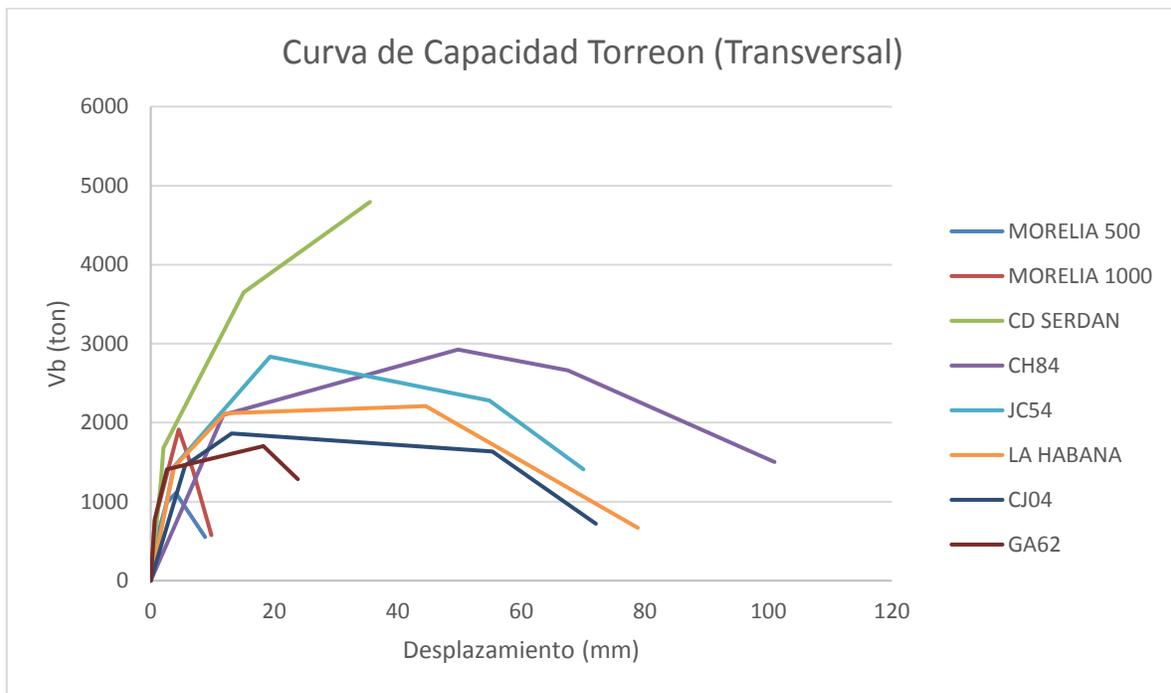
**Figura 63. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico en la nave en la dirección transversal.**



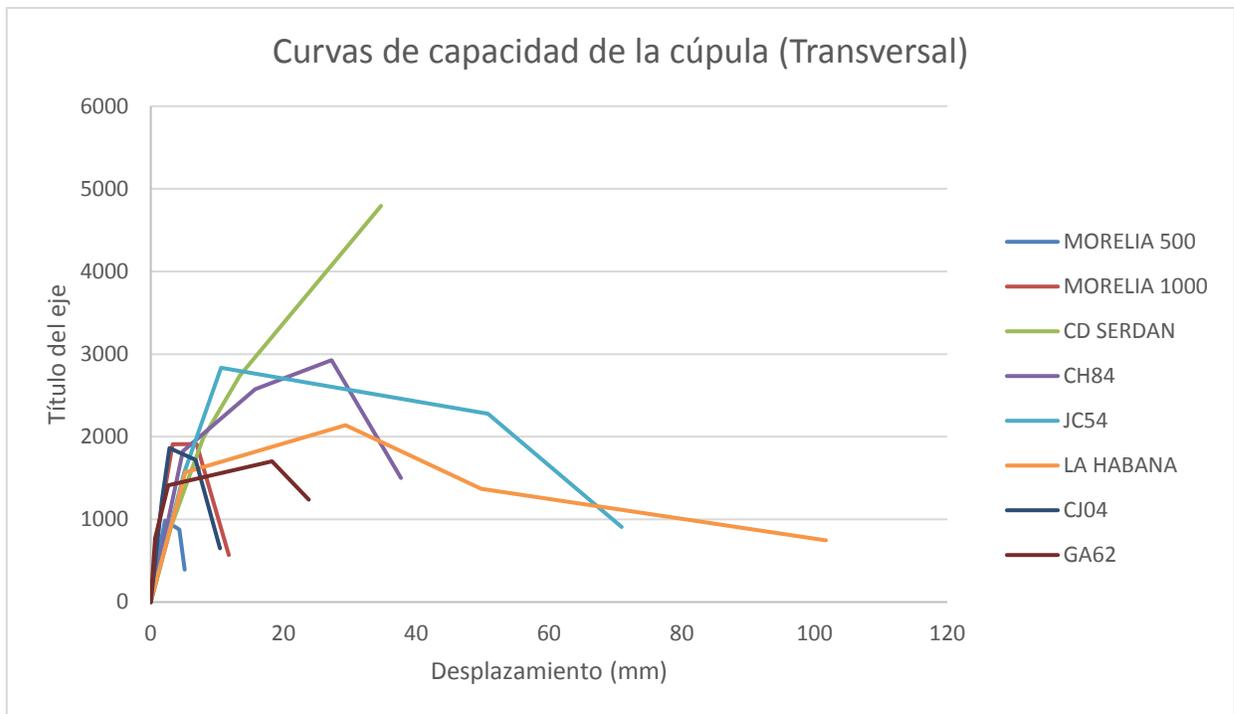
**Figura 64. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico en la bóveda de crucería en la dirección transversal.**



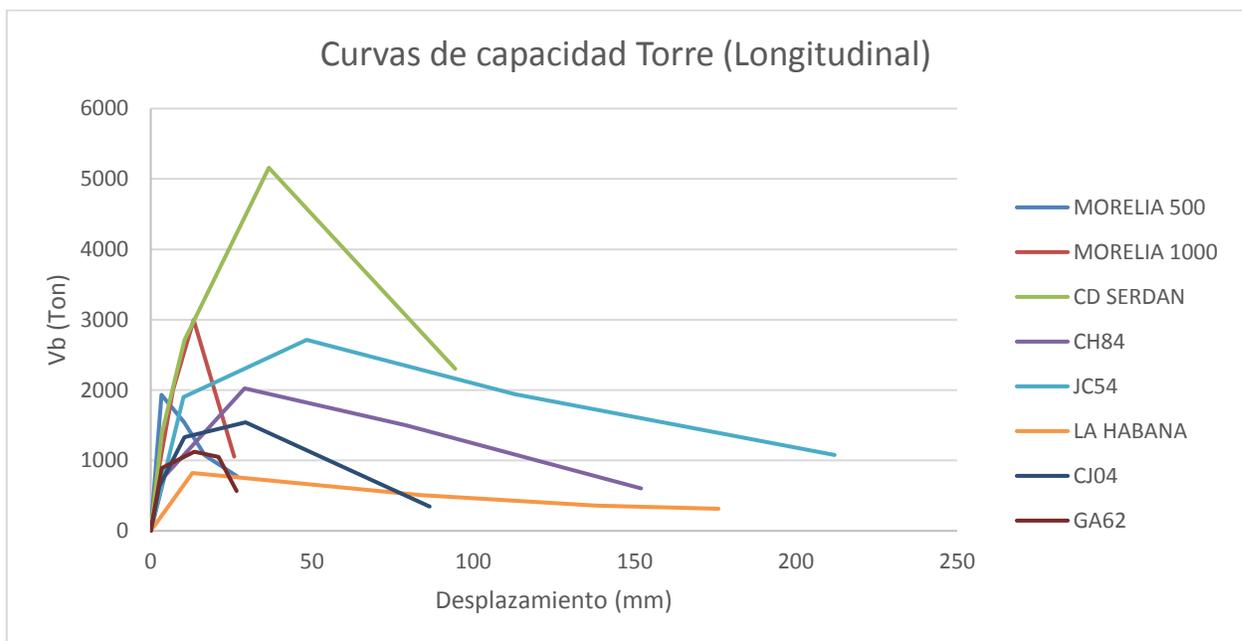
**Figura 65. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico en la Torre en la dirección transversal.**



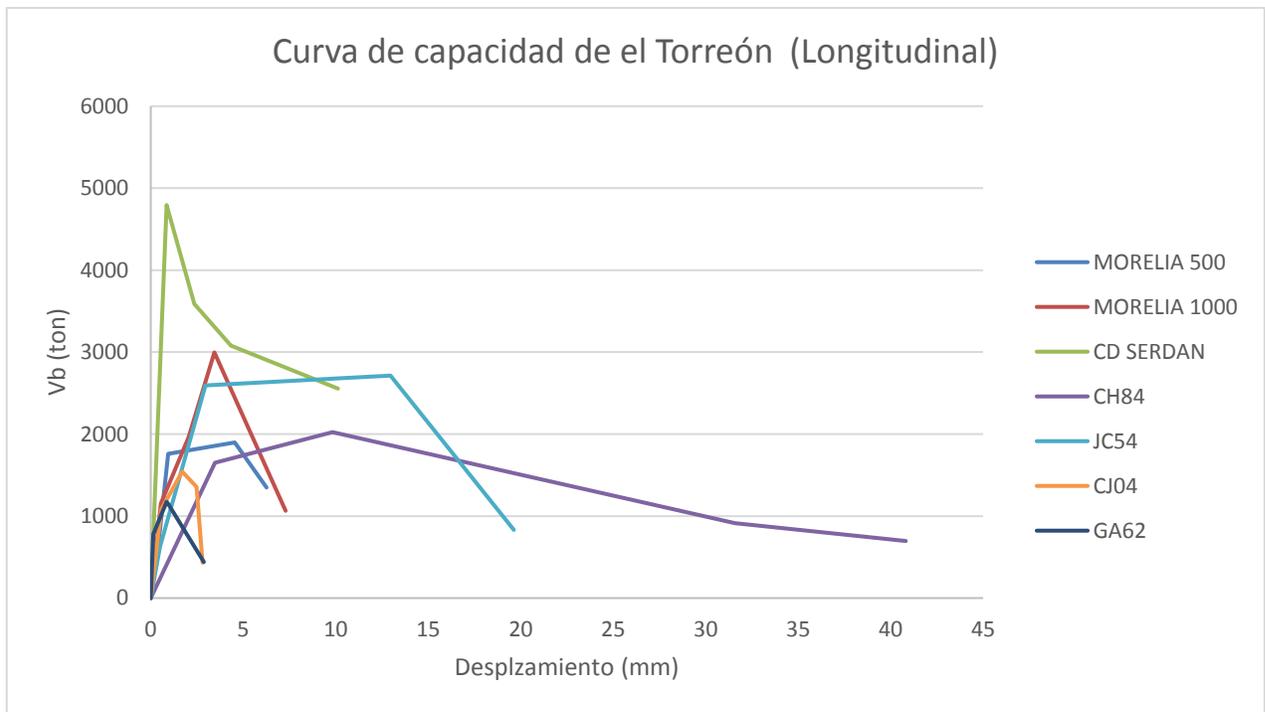
**Figura 66. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico en el torreón en la dirección transversal.**



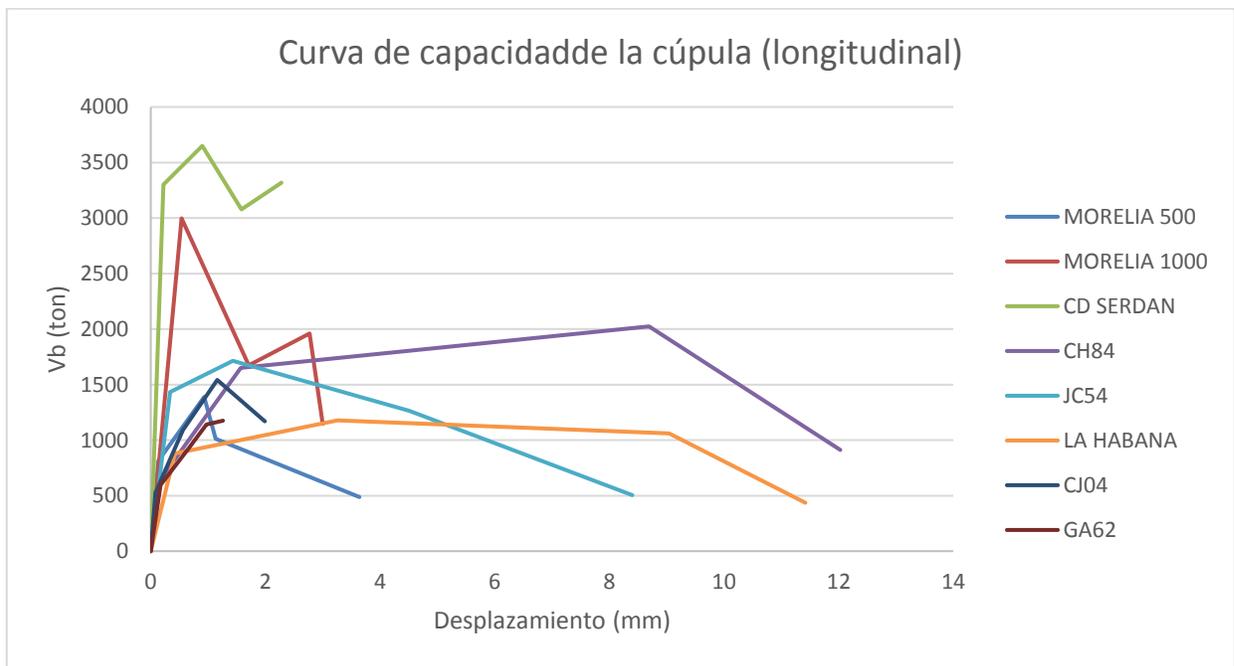
**Figura 67. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico en la cúpula en la dirección transversal.**



**Figura 67. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico en la Torre en la dirección longitudinal.**



**Figura 68. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico del torreón en la dirección longitudinal.**



**Figura 69. Curvas de capacidad obtenidas para cada análisis sísmico del torreón en la dirección longitudinal.**

### 6.3.2. ÍNDICES DE DAÑO

Los índices de daño son modelos que se utilizan para caracterizar el daño que sufren las estructuras ante ciertos sismos a nivel global a partir de la degradación estructural de sus extremos. Existen dos formas de evaluar el índice de daño sísmico global de una estructura, en la primera se calcula el daño a nivel local, es decir, de los elementos y, mediante criterios de ponderación, se determina el estado de daño global del edificio. Los criterios de ponderación que se utilizan en los diferentes modelos son, habitualmente, la energía potencial almacenada en cada elemento con respecto a la total, la ubicación de un elemento en la estructura, el valor del esfuerzo axial en el elemento o incluso la importancia asignada, a juicio de expertos, a los distintos elementos estructurales. En la segunda forma de evaluar el índice de daño sísmico, se obtiene directamente el daño global de la estructura a partir del incremento del período fundamental de la estructura dañada, lo que les da a estos modelos una base objetiva. Su desventaja es la imposibilidad de poder determinar el grado de daño individual de los distintos elementos estructurales. *Barbat y Aguilar (1998)*.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente nuestra evaluación del índice de daño se referirá al daño a nivel global de la edificación. Si bien existen un numero amplio de propuestas de como evaluar el daño, las consideraciones que tomamos para determinar el grado de daño es en función de la relación demanda capacidad de deformación.

Lamentablemente no existe una cuantificación de como determinar índices de daño global para estructuras de mampostería antigua, por lo que se optó por aplicar metodologías propuestas para edificio de concreto, de manera específica la propuesta por *Roufaiel y Meyer (1987)*, la cual calcula el índice de daño con la siguiente ecuación:

$$I_d = \frac{D_{max} - D_y}{D_u - D_y}$$

Donde:

$I_d$  = Índice de daño global.

$D_{max}$  = Desplazamiento lateral máximo que se produce en la parte superior de la estructura.

$D_y$  = es el valor del desplazamiento en el primer instante en el que la estructura entra en el rango no lineal, obtenido de la curva de capacidad.

$D_u$  = es el valor del desplazamiento de fallo, propuesto por un criterio de colapso.

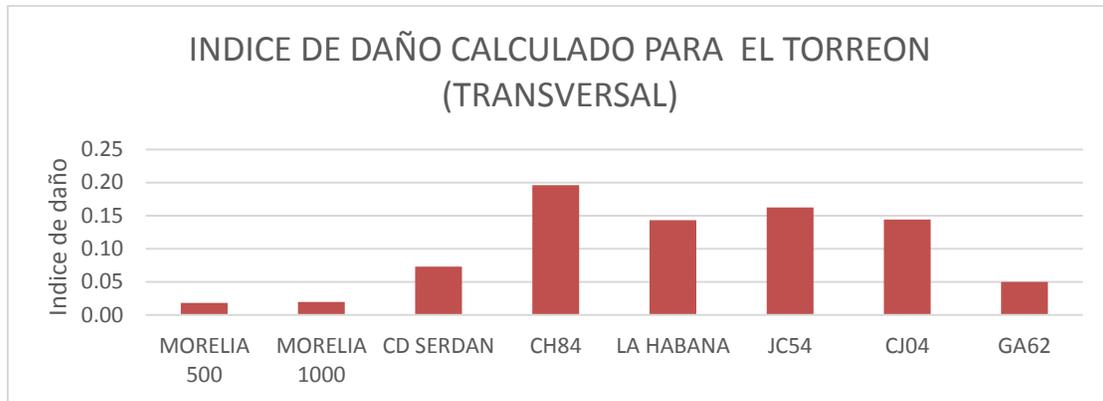
Una vez que se tienen determinadas las curvas de capacidad, las cuales se mostraron en las figuras anteriores es necesario en base a las mismas determinar los índices de daño para cada macroelemento y cada respectivo sismo.

De las curvas de capacidad podemos obtener dos valores, tanto el desplazamiento máximo, como el desplazamiento de fluencia, sin embargo, no podemos obtener del mismo el desplazamiento último, por lo tanto, hay que realizar una propuesta de desplazamiento último antes de colapso.

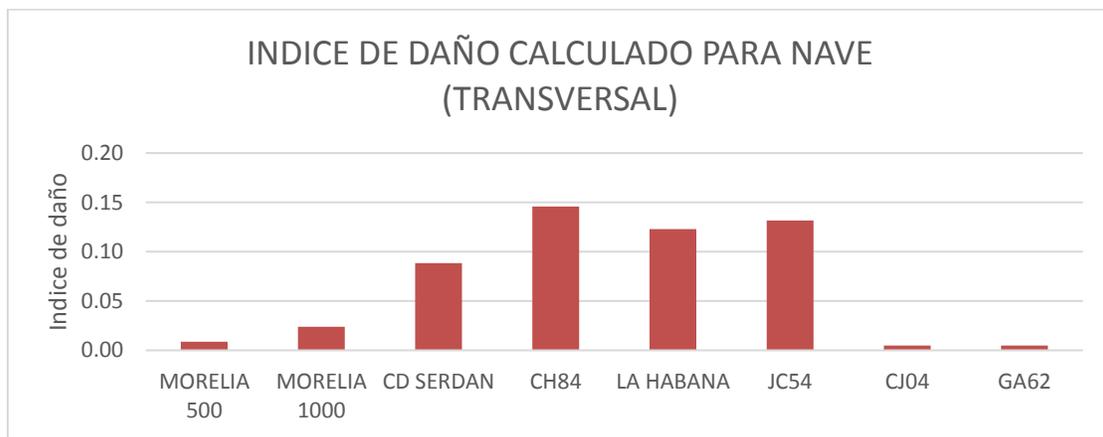
En repetidas ocasiones se ha comentado la falta de investigaciones en el área de la ingeniería estructural para edificaciones históricas de tipo patrimonial, específicamente para el objetivo de determinar un posible desplazamiento último, no hay ninguna referencia a la cual podamos acudir, para tener un poco de certidumbre de una propuesta real. Fue necesario realizar una propuesta de desplazamiento último, que sea sensata, para lo cual nos basamos primeramente en la propuesta realizada por *Roufaiel y Meyer (1987)* para edificios de concreto armado, en el que proponen que el desplazamiento último de las edificaciones es alcanzado un valor  $0.06H$ , donde  $H$  es la altura total del edificio, como se mencionó anteriormente el estudio de índices de daño se tiene que hacer por macroelementos separados, ya que no se pueden considerar únicamente la altura total, del edificio, con esta propuesta nos queda claro que una estructura de mampostería tiene que tener un desplazamiento menor al del concreto debido a las características de la misma, otro criterio utilizado es que los desplazamientos permisibles que marca el reglamento actual de construcción 2017 como se mencionó anteriormente en los análisis elásticos es de  $0.002H$ .

Teniendo en cuenta los criterios anteriores se propuso utilizar como desplazamiento último de  $0.02H$ , el cual representa una tercera parte del desplazamiento último propuesto por *Roufaiel y Meyer (1987)* y diez veces mayor al desplazamiento permisible, marcado en el reglamento de construcción actual.

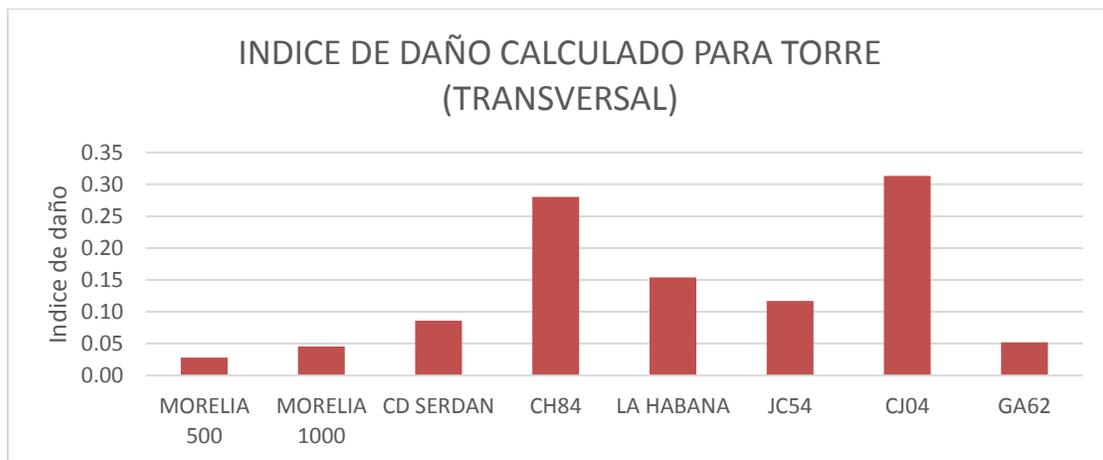
A continuación se presentan los índices de daño encontrados para cada análisis sismo en cada macro elemento, recordar que los índices de daño se calcularon para los distintos macro elementos en dos direcciones y únicamente en la nave y en la bóveda de crucería se calcularon en la dirección transversal, porque la investigación arrojaba que los desplazamientos longitudinales para estos elementos eran relativamente bajos en comparación con los transversales y por lo tanto no se consideraron críticos.



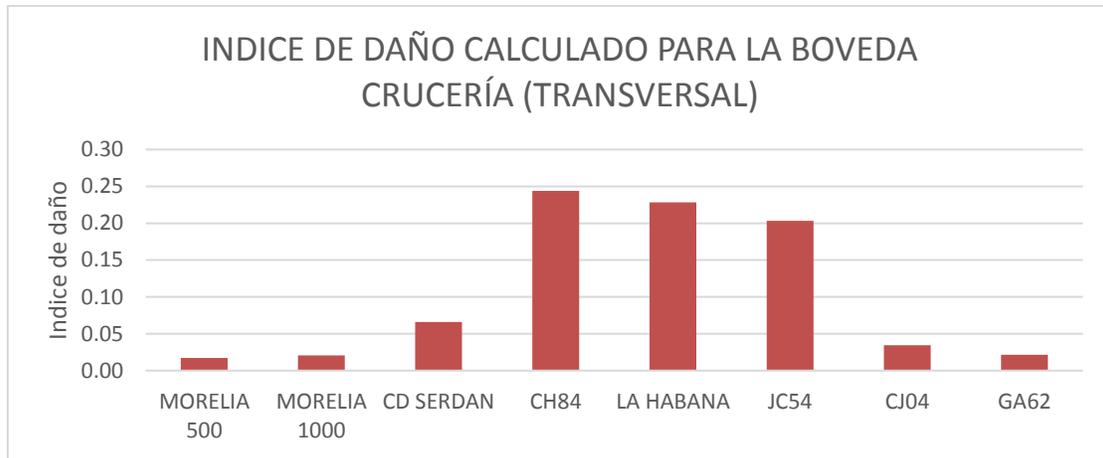
**Figura 70. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento torreón en la dirección transversal.**



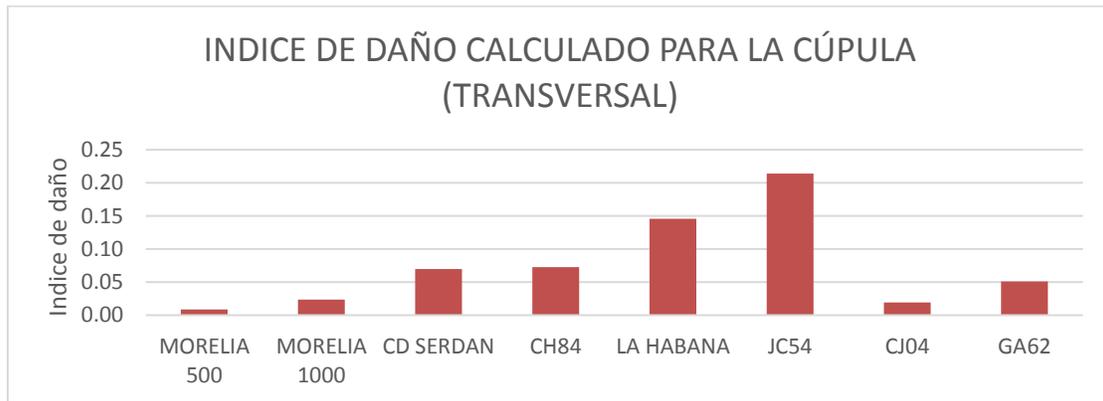
**Figura 71. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento Nave en la dirección transversal.**



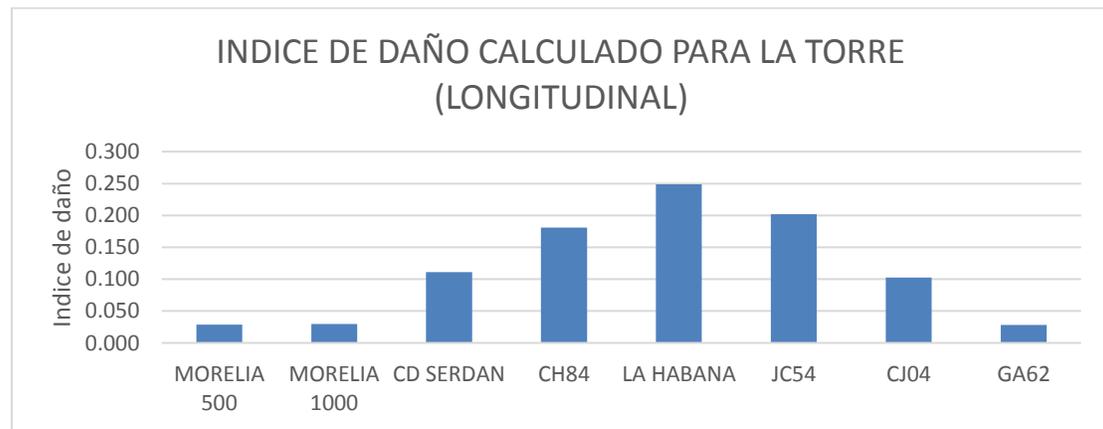
**Figura 71. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento Torre en la dirección transversal.**



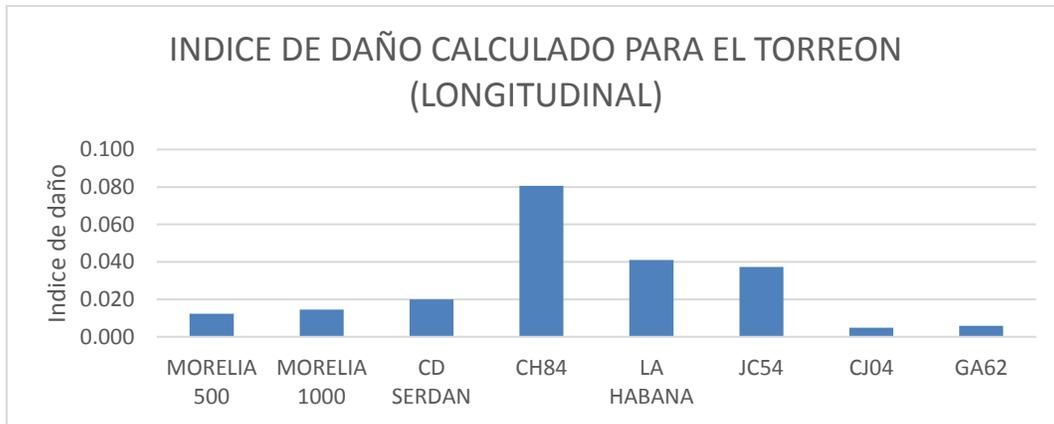
**Figura 72. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento bóveda de crucería en la dirección transversal.**



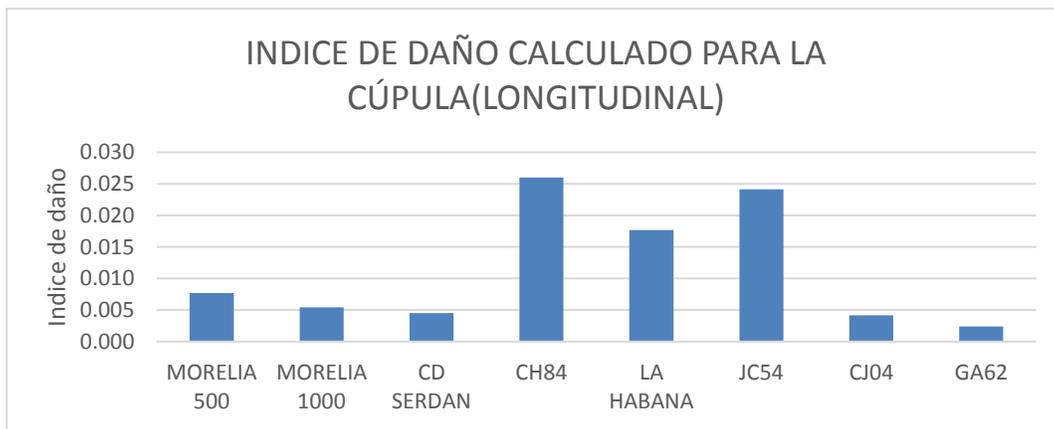
**Figura 73. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento cúpula en la dirección transversal.**



**Figura 74. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento Torre en la dirección longitudinal.**



**Figura 75. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento Torreón en la dirección longitudinal.**



**Figura 76. Índices de daño calculados para los distintitos sismos, en el macroelemento cúpula en la dirección longitudinal.**

### 6.3.3 CURVAS DE FRAGILIDAD

El campo de la fiabilidad estructural proporciona el marco para evaluar que las incertidumbres que se tienen en el funcionamiento, la durabilidad, las amenazas, las cargas estructurales, la rigidez de la estructura, etc. Ante este contexto se requiere una conexión entre determinados estados límite y su probabilidad de ocurrencia. Una de las formas más utilizadas en el mundo para representar estas probabilidades de ocurrencia son las llamadas curvas de fragilidad. Éstas representan la probabilidad de la respuesta de la estructura exceda cierto estado límite, es decir, son una medida de vulnerabilidad sísmica en términos probabilistas.

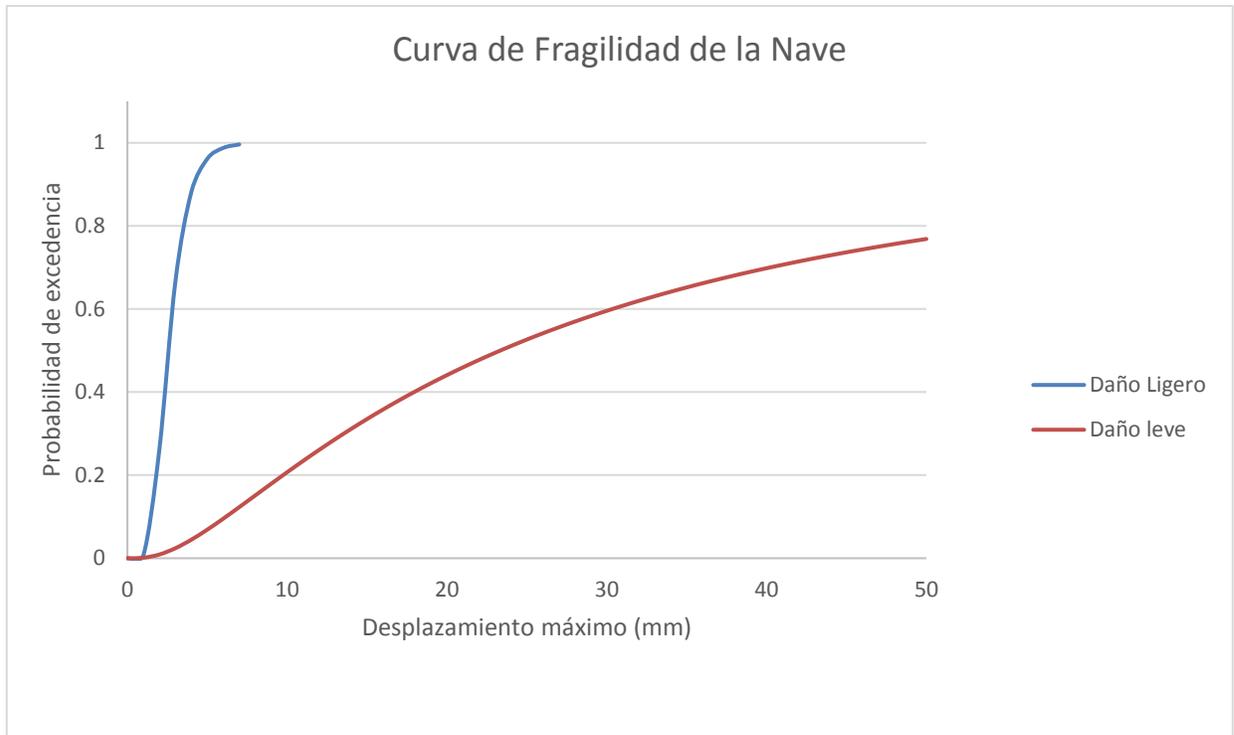
Por lo tanto y siguiendo las recomendaciones para evaluar la vulnerabilidad del *RISK-UE (2003)* es necesario relacionar cierto índice de daño con algún grado de daño, para poder determinar hacer un cálculo de regresión, tal que relacione la probabilidad de ocurrencia con un grado de daño determinado.

Teniendo los índices de daño mostrados, estos los relacionamos con algún estado de daño, para este caso utilizamos la propuesta de *Lagomarsino (2004)* la cual relaciona cierto índice de daño con un grado de daño en la estructura, la tabla 7 muestra el detalle de la relación de índices de daño con el respectivo estado de daño.

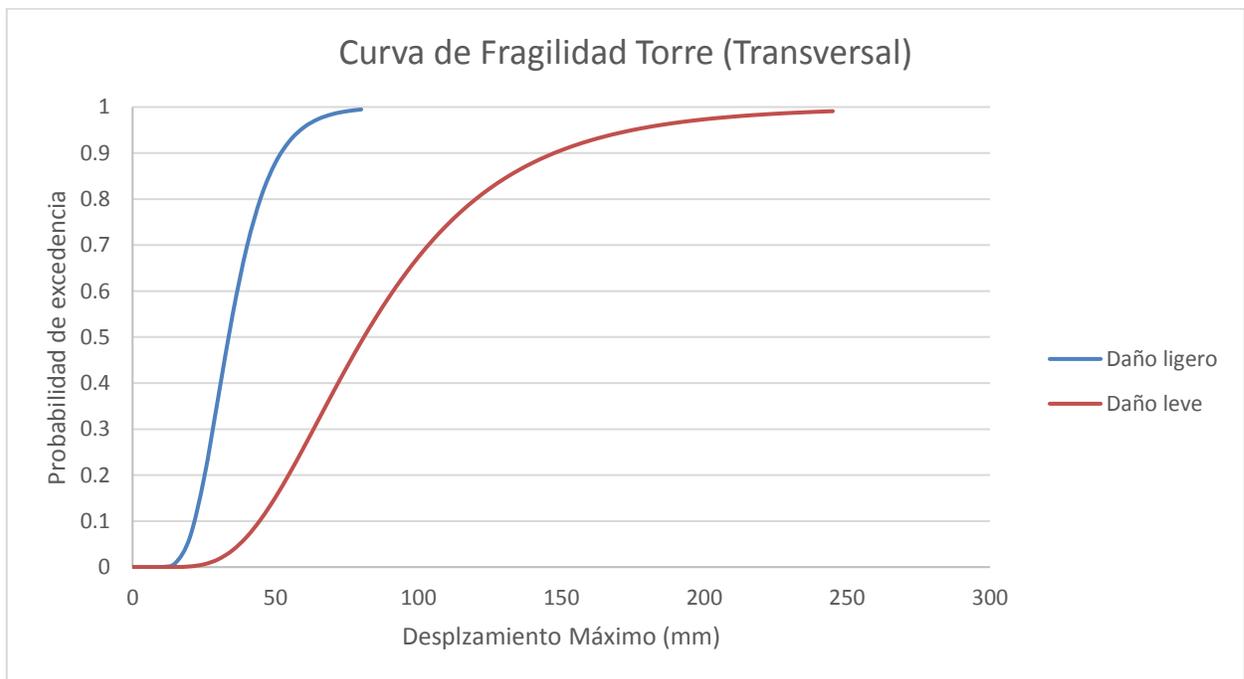
**Tabla 7. Índices de daño global en la estructura según *Lagomarsino (2004)***

Nivel	Índice de daño	Descripción
0	$i_d \leq 0.05$	Daño ligero, prácticamente en uno o dos mecanismos
1	$0.05 < i_d \leq 0.25$	Daño ligero a leve, algún daño en algunos elementos estructurales
2	$0.25 < i_d \leq 0.40$	Daño moderado, daño leve en algunos mecanismos, con algún daño moderado en algunos elementos
3	$0.40 < i_d \leq 0.60$	Daño alto, muchos mecanismos han alcanzado niveles de daño medio, con daño severo en algunos elementos
4	$0.60 < i_d \leq 0.80$	Daño muy severo, algunos mecanismos han alcanzado alto daño, con algunos macro elementos colapsados
5	$i_d > 0.80$	Destrucción, al menos 2/3 de la estructura muestran daño muy severo.

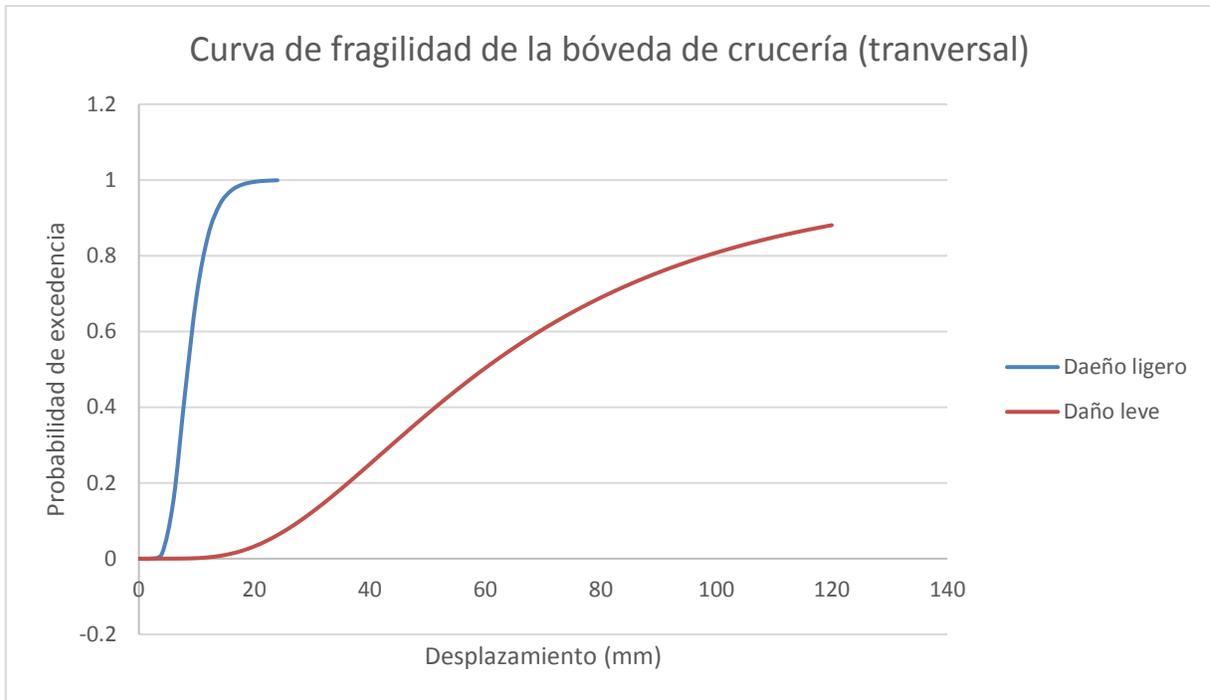
Teniendo en cuenta lo anterior, se calcularon dichas curvas de fragilidad para cada grado de daño. Las cuales se presentan a continuación:



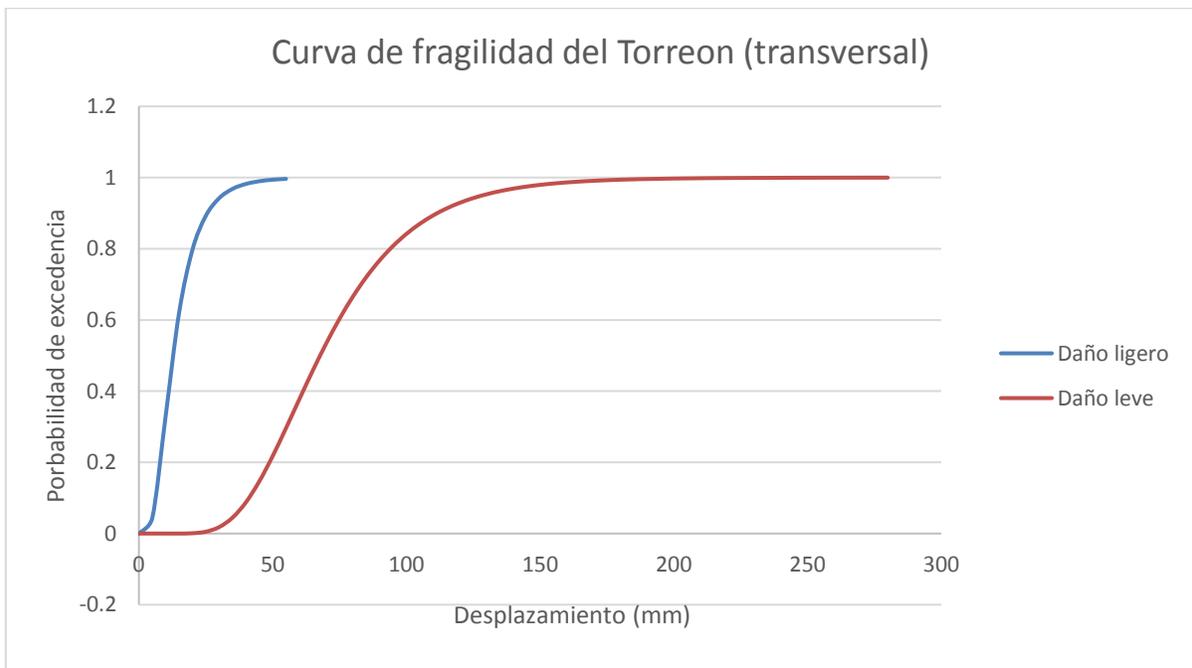
**Figura 77. Curva de fragilidad para la nave en dirección transversal.**



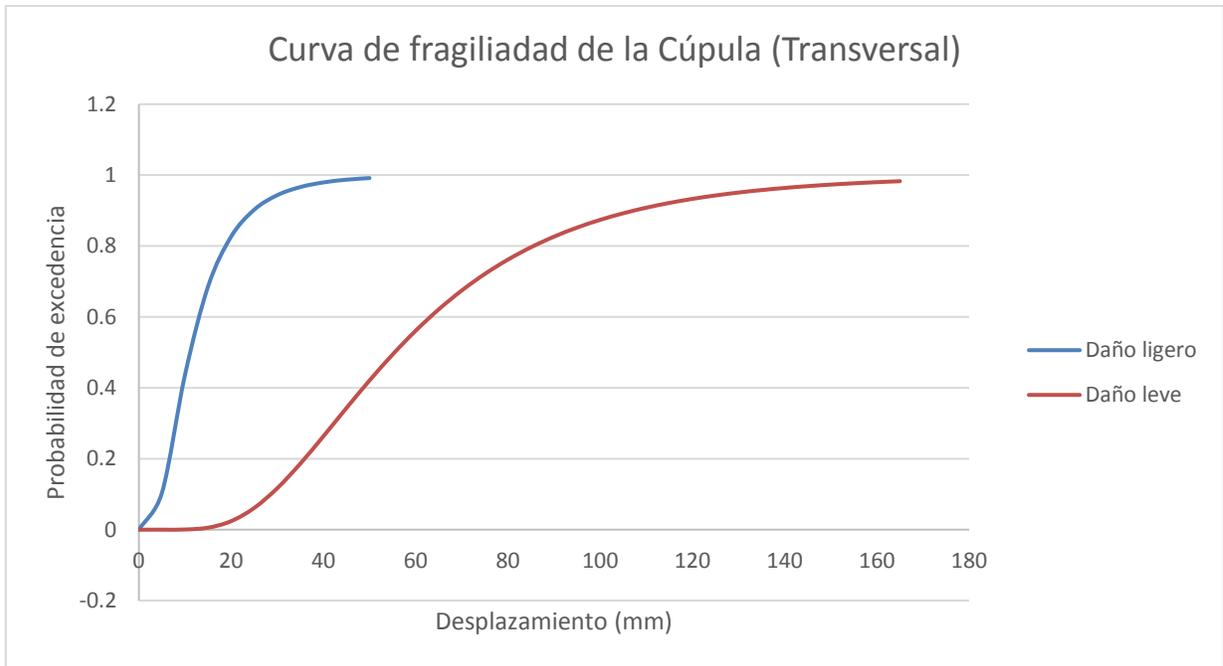
**Figura 78. Curva de fragilidad para la Torre en dirección transversal.**



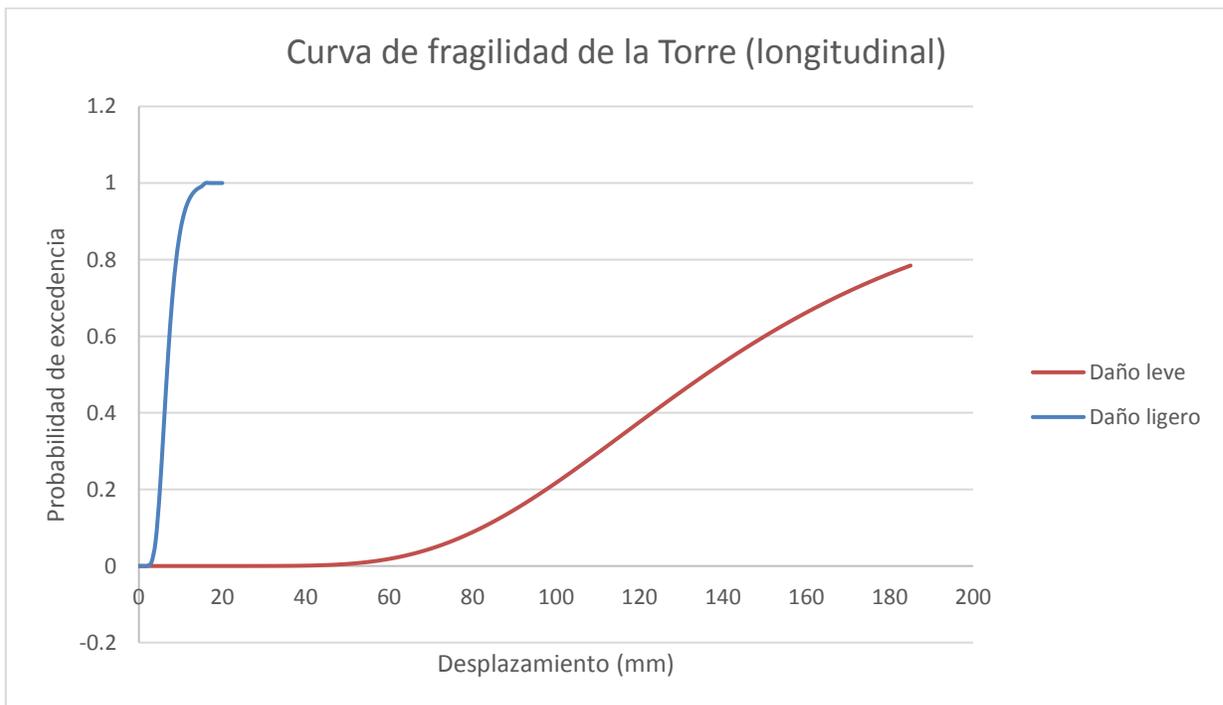
**Figura 79. Curva de fragilidad para la bóveda de crucería en dirección transversal.**



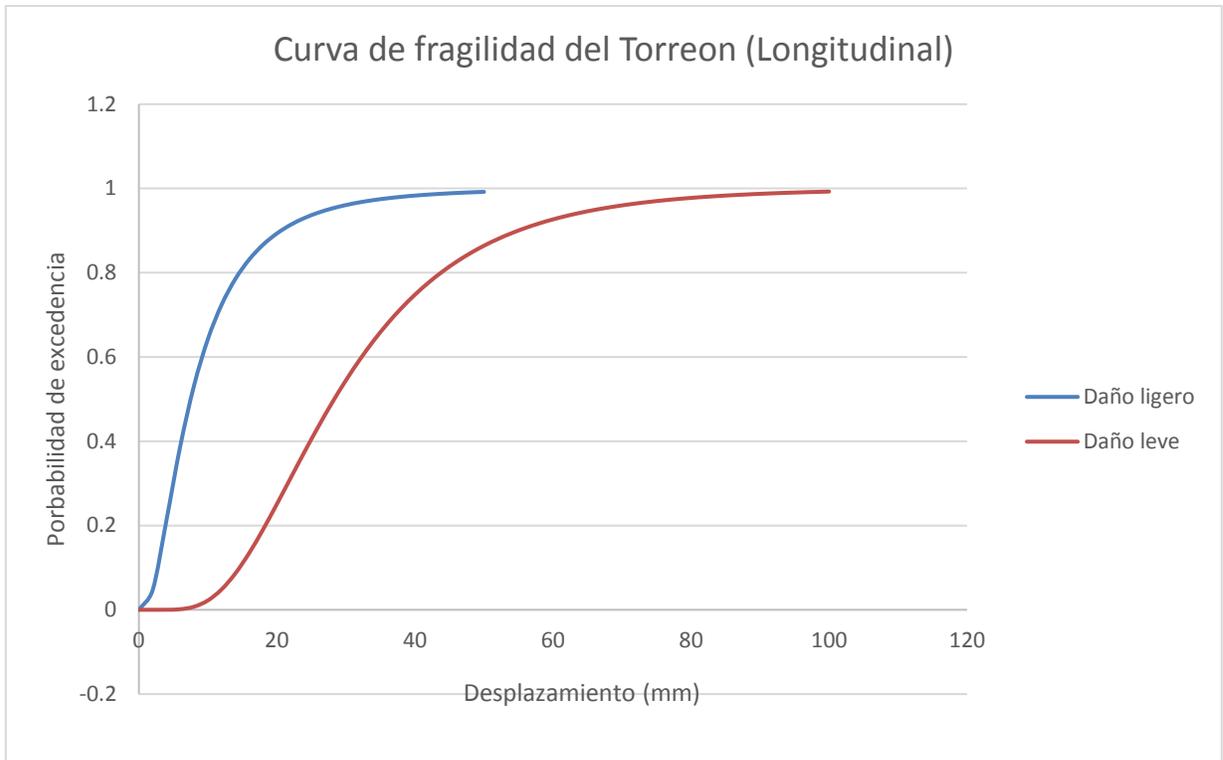
**Figura 80. Curva de fragilidad para el torreón en dirección transversal.**



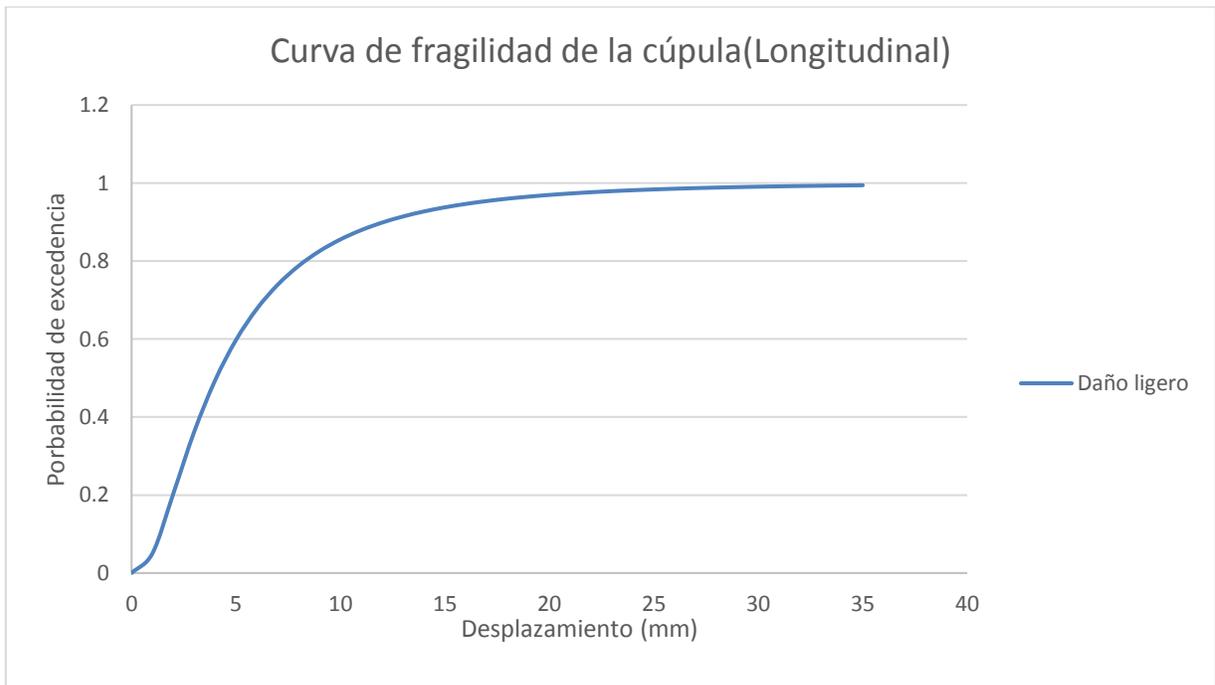
**Figura 81. Curva de fragilidad para la cúpula.**



**Figura 82. Curva de fragilidad para la Torre en dirección longitudinal.**



**Figura 83. Curva de fragilidad para el torreón en dirección longitudinal.**



**Figura 84. Curva de fragilidad para la cúpula en dirección longitudinal.**

## 6.4. RIESGO SÍSMICO

Muchos estudios se han desarrollado en referencia a vulnerabilidad sísmica, pero intentando crear una un camino para el mejor entendimiento de las estructuras de tipo histórico es necesario realizar un paso más allá, dirigido a crear propuestas para evaluar el riesgo sísmico.

Como se había mencionado anteriormente el riesgo sísmico se refiere a los efectos que ocasionaría el sismo, es decir, a los daños y a las pérdidas que se esperan ante un evento sísmico. El concepto de riesgo sísmico ha sido definido para amplios propósitos como potencial económico, el social e inclusive a nivel ambiental, consecuencias de eventos sísmicos que pueden ocurrir en determinado tiempo. *Lourenco (2016)*

El riesgo sísmico específico este definido como el resultado entre evaluar el daño en conjunto con la vulnerabilidad sísmica, mientras que el riesgo absoluto es el resultado de evaluar el riesgo sísmico específico y la exposición. La exposición se refiere al valor de los elementos que están en riesgo, los cuales incluyen costo directo causado por eventos que generen mucho daño, costo indirecto debido a la interrupción de los servicios, costos sociales y costos de tiempo. *Vicente (2008)*.

Con los estudios realizados anteriormente al templo, incluyendo los de vulnerabilidad sísmica podemos inferir que dicho inmueble se encuentra en riesgo sísmico alto, sin embargo, es necesaria la cuantificación de dicho riesgo. Existen diversas propuestas en la literatura para evaluar el riesgo sísmico, algunas deterministas y otras probabilistas. El objetivo de este análisis es evaluar es calcular el daño en los edificios y asociarlo con pérdidas para cada evento sísmico considerado. La vulnerabilidad sísmica está definida por las curvas de fragilidad calculadas anteriormente en base a los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, por lo tanto las probabilidades de daño para los macroelementos del templo en cada sismo serán calculadas por la intersección del desplazamiento máximo que presente cada sismo con las curvas de fragilidad para cada macroelemento, es necesario evaluar el riesgo sísmico por macroelementos debido a que las observaciones han demostrado que los edificios de este tipo, fallan a nivel local, y no todo el sistema en conjunto. Finalmente, las pérdidas serán evaluadas aplicando las relaciones de pérdidas recomendadas en el manual *HAZUS. FEMA y NIBS (2003)*

Teniendo las curvas de fragilidad y los desplazamientos máximos para cada macroelemento se presentan la tabla 9 y 10 con las probabilidades de daño para cada sismo en cada macroelemento. Estas probabilidades se obtuvieron con la intersección del desplazamiento máximo con su respectiva curva de fragilidad.

**Tabla 9. Probabilidades de daño para los distintos macroelementos, bajo los diferentes sismos analizados en la dirección transversal del templo.**

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
Nave	MORELIA 500	3.64	0.66	0.02
	MORELIA 1000	12.7	1.00	0.26
	CD SERDAN	37.7	1.00	0.67
	CH84	49.99	1.00	0.76
	LA HABANA	41.63	1.00	0.71
	JC54	44.56	1.00	0.73
	CJ04	3.34	0.66	0.02
	GA62	1.95	0.26	0.01

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
TORRE TRANSVERSAL	MORELIA 500	26.4	0.19	0.01
	MORELIA 1000	42.7	0.81	0.10
	CD SERDAN	72.47	0.99	0.44
	CH84	247.2	1.00	0.99
	LA HABANA	135	1.00	0.86
	JC54	97.88	1.00	0.63
	CJ04	264	1.00	0.99
	GA62	44.86	0.81	0.10

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
CRUCERIA	MORELIA 500	6.34	0.16	0.00
	MORELIA 1000	7.46	0.44	0.00
	CD SERDAN	24.75	1.00	0.06
	CH84	88.3	0.24	0.74
	LA HABANA	80.66	1.00	0.69
	JC54	72.06	1.00	0.62
	CJ04	13.69	0.93	0.01
	GA62	7.79	0.44	0.00

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
TORREON TRANSVERSAL	MORELIA 500	8.8	0.33	0.00
	MORELIA 1000	9.82	0.33	0.00
	CD SERDAN	35.5	0.97	0.04

	CH84	101	1.00	0.84
	LA HABANA	70.06	1.00	0.60
	JC54	78.87	1.00	0.67
	CJ04	72.07	1.00	0.60
	GA62	23.81	0.89	0.01

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
CÚPULA TRANSVERSAL	MORELIA 500	5.11	0.10	0.00
	MORELIA 1000	11.76	0.44	0.00
	CD SERDAN	34.7	0.97	0.19
	CH84	37.7	0.97	0.19
	LA HABANA	70.95	1.00	0.67
	JC54	101.72	1.00	0.87
	CJ04	10.43	0.44	0.00
	GA62	23.81	0.90	0.06

Tabla 10. Probabilidades de daño para los distintos macroelementos, bajo los diferentes sismos analizados en la dirección longitudinal del templo.

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
TORRE LONGITUDINAL	MORELIA 500	26.76	1.00	0.00
	MORELIA 1000	25.87	1.00	0.00
	CD SERDAN	94.39	1.00	0.18
	CH84	152	1.00	0.61
	LA HABANA	212	1.00	0.84
	JC54	176.01	1.00	0.75
	CJ04	86.45	1.00	0.12
	GA62	26.61	1.00	0.00

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
TORREON LONGITUDINAL	MORELIA 500	6.26	0.53	0.01
	MORELIA 1000	7.29	0.53	0.01
	CD SERDAN	10.12	0.64	0.02
	CH84	40.82	0.98	0.75
	LA HABANA	19.63	0.87	0.19
	JC54	18.25	0.87	0.19
	CJ04	2.8	0.05	0.00
	GA62	2.87	0.05	0.00

Lugar	Sismo	$d_{max}$ (mm)	Probabilidad de daño leve	Probabilidad de daño ligero
CÚPULA LONGITUDINAL	MORELIA 500	3.64	0.20	0.00
	MORELIA 1000	3.01	0.20	0.00
	CD SERDAN	2.28	0.20	0.00
	CH84	12.03	1.00	0.00
	LA HABANA	8.4	0.79	0.00
	JC54	11.42	1.00	0.00
	CJ04	1.99	0.20	0.00
	GA62	1.26	0.20	0.00

De las tablas 9 y 10 dejan en claro lo que se ha venido comentando a lo largo de la presente investigación, la dirección mas desfavorable es la transversal al templo, por lo tanto, las pérdidas económicas se calcularán para esta dirección.

#### 6.4.1 PÉRDIDAS ECONÓMICAS

El determinar el grado de pérdidas totales que ocurrirán debido a un sismo es una labor prácticamente imposible, más allá de las pérdidas directas que ocasionan los mismos como el derrumbe de las construcciones, también existen perdidas indirectas como las que afectan el aspecto económico y otros aspectos sociales. El objetivo de este trabajo está centrado en realizar una estimación de las pérdidas directas inmediatas, debidas a la reparación de la edificación. Se propone utilizar la metodología de *HAZUS. FEMA y NIBS (2003)* la cual relaciona las pérdidas económicas directas con el daño estructural y no estructural de los elementos, donde cada esta de daño está asociado con un porcentaje de reposición del edificio. El costo de reparación puede ser estimado usando la siguiente formula:

$$C_{DR} = (0xP_{D0} + 0.02xP_{D1} + 0.1xP_{D2} + 0.5xP_{D3} + 1xP_{D4}) x C_T$$

Donde  $C_T$  es el costo total de reparación del edificio, y  $P_{D0}$ - $P_{D4}$  son los estados de daño representados respectivamente.

Por lo anterior será necesario determinar el costo de reparación de toda la estructura, sin embargo, ya que el análisis será por macroelementos, necesitaremos determinar el costo de reparación para cada macroelemento. La tabla 11 un análisis de precios unitarios actuales para la ciudad de Morelia, simplificado a fin de evaluar de manera aproximada el costo de manera simple. La tabla 12 presenta de manera simplificada el costo aproximado de reparación de cada macroelemento definido en millones de pesos.

**Tabla 11. Análisis de precio unitarios para edificaciones antiguas.**

Descripción del concepto	Unidad	P.U.
Suministro y colocación de RELLENO de TEPETATE terciado con CAL capas de 20 cm por medios manuales, incluye extendido, compactado y todo lo necesario para su correcta ejecución.	m <sup>3</sup>	\$804.65
Suministro y colocación de APLANADOS en MUROS a base de cal apagada-tierra de Acámbaro (JAL) proporción 1:3 de 2.00 cm de espesor promedio, igualando paños con plana de madera, sobre caras interiores de muros, acabado requemado trabajos hasta una altura máxima de 6.00 m, incluye andamiaje, material, mano de obra y todo lo necesario para su correcta ejecución.	m <sup>2</sup>	\$184.11
Suministro y aplicación a dos manos de PINTURA 100% ACRÍLICA mate para interiores o exteriores (5 años), trabajo terminado sobre muros, columnas y plafones, a cualquier altura y nivel, incluye sellador reforzado, rebabeo, resanes, limpieza de la superficie, boquillas y el equipo necesario.	m <sup>2</sup>	\$59
Suministro y colocación de pieza de cantería en ESCALONES (huella 34 cm, peralte 18 cm aproximado y 45 cm de longitud promedio), diseño similar al existente con nariz labrada a manera de medio bocel y filete, asentado con mortero de cemento-cal-arena proporción 1:3:4. Incluye labrado, juntas con mezcla de cal apagada-arena proporción 1:3, polvo de cantería y color mineral, limpieza de superficies, material, mano de obra y todo lo necesario para su correcta colocación.	m <sup>3</sup>	\$5,129

**Tabla 11. Costo aproximado de reparación total para el templo de San Agustín.**

Macroelemento	Aplanados (m2)	Pintura (m2)	Rellenos (m3)	Cantería (m3)	CT (\$) en M.D.P
Nave	1725	1725	286	2984	17.55
Torre	0	0	35	854	4.85
Crucería	630	630	84	1577	9.14
Torreón	0	0	0	72	0.41
Cupula	736	736	36	917	5.40
<b>TOTAL</b>	<b>3091</b>	<b>3091</b>	<b>441</b>	<b>6357</b>	<b>37.08</b>

Una vez que se ha obtenido el costo de reparación total de la edificación y las correspondientes probabilidades de daño, con la formula mencionada anteriormente se calcula el costo de reparación para cada sismo. La tabla 12 muestra el costo de reparación para cada macroelemento, para cada sismo analizado. Si bien es cierto que se dividieron los análisis por macro elementos una vez que se ha visto la probabilidad y las perdidas esperadas para cada macro elemento para cada sismo, estos se suman para obtener las perdidas esperadas para cada sismo. La tabla 13 muestra el resumen del costo de reparación para cada sismo en millones de pesos.

**Tabla 12. Costo de reparación para cada macroelemento, para cada análisis sísmico.**

Lugar	Sismo	CR \$
Nave	MORELIA 500	272009.5
	MORELIA 1000	798536.7
	CD SERDAN	1510252.2
	CH84	1668142.8
	LA HABANA	1570775.9
	JC54	1610599.5
	CJ04	272009.5
	GA62	105956.8

Lugar	Sismo	CR \$
TORRE TRANSVERSAL	MORELIA 500	21649.3
	MORELIA 1000	129049.4
	CD SERDAN	307187.1
	CH84	579542.7
	LA HABANA	515305.1
	JC54	404193.9
	CJ04	577613.9
	GA62	129049.4

Lugar	Sismo	CR \$
CRUCERIA	MORELIA 500	28482.3
	MORELIA 1000	80448.1
	CD SERDAN	239427.9
	CH84	724396.4
	LA HABANA	812769.1
	JC54	753132.4
	CJ04	177498.8
	GA62	80448.1

Lugar	Sismo	CR \$
TORREON TRANSVERSAL	MORELIA 500	2703.8
	MORELIA 1000	2703.8
	CD SERDAN	9773.2
	CH84	42702.6
	LA HABANA	32919.6
	JC54	35476.6
	CJ04	32919.6
	GA62	7528.5

Lugar	Sismo	CR \$
CÚPULA TRANSVERSAL	MORELIA 500	11884.2
	MORELIA 1000	50149.7
	CD SERDAN	216699.7
	CH84	216699.7
	LA HABANA	499189.3
	JC54	613093.8
	CJ04	50149.7
	GA62	138021.4

**Tabla 13. Costo de reparación general para cada evento sísmico analizado.**

<b>Sismo</b>	<b>CR Total (\$ en M.D.P.</b>
<b>MORELIA 500</b>	<b>0.3</b>
<b>MORELIA 1000</b>	<b>1.1</b>
<b>CD SERDAN</b>	<b>2.3</b>
<b>CH84</b>	<b>3.2</b>
<b>LA HABANA</b>	<b>3.4</b>
<b>JC54</b>	<b>3.4</b>
<b>CJ04</b>	<b>1.1</b>
<b>GA62</b>	<b>0.5</b>

## **CAPÍTULO VI.**

# **DIAGNÓSTICO Y CRITERIOS DE INTERVENCIÓN**

Para realizar una propuesta de intervención adecuada en una estructura histórica se debe tener un diagnóstico claro, con ayuda del pertinente análisis estructural, el cual como se ha realizado y se han comentado algunos de sus resultados en capítulos anteriores. Sin embargo, en la práctica profesional, muchas veces es necesario únicamente un diagnóstico más simplificado, que puedan resolver con metodologías usuales en la práctica profesional, por lo tanto, se presentan un diagnóstico simplificado de los elementos estructurales o macro elementos que se encontró que son más vulnerable a sufrir daño.

### **6.1 DIAGNÓSTICO**

Según la *carta ICOMOS (2003)* el diagnóstico y la evaluación del nivel de seguridad de la estructura son dos fases consecutivas y relacionadas con las que se determinan la necesidad efectiva y el alcance de las medidas de tratamiento. Si se ejecutan estas fases incorrectamente, las decisiones resultantes serán arbitrarias: una mala estimación puede tener como resultado unas medidas de conservaciones excesivas o unos niveles de seguridad inadecuados.

Teniendo en cuenta los análisis dinámicos en la historia del tiempo, tanto lineales como no lineales, podemos asumir que tenemos la metodología aplicada es eficiente para realizar un diagnóstico adecuado, ya que además tenemos valores cuantitativos como índices de daño para cada macroelemento y sus correspondientes curvas de vulnerabilidad, es pertinente realizar un diagnóstico de los resultados obtenidos para cada macroelemento. A continuación, se presenta el resumen de los puntos más relevantes obtenidos de los análisis estructurales y la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico.

#### **6.1.1 TORRE**

Sin duda y como lo muestran tanto los índices de daño, como las curvas de vulnerabilidad, la torre es el macroelemento en el que más se generan tanto desplazamiento como esfuerzos, desplazamientos que probablemente puedan generar altos índices de daño, como se había mencionado a partir del segundo campanario la torre comienza a tener un efecto de viga empotrada, la cual hace que se flexione en todas direcciones dependiendo de las características del sismo. Los tipos de sismo que más efecto tuvieron sobre la misma fueron los de la Cd. De

México, probablemente porque estos tenían un contenido frecuencial específico, que puede dañar la torre, además de que las aceleraciones de los mismos eran bastante altas.

Con el ya mencionado efecto de viga empotrada en la torre debido a los cambios de rigidez que hay a partir del segundo campanario, como es de suponerse los elementos que más se ven sometidos a grandes esfuerzos son las intersecciones de la torre con el muro Norte y la fachada principal, aunque también se presentan altos esfuerzos y altas deformaciones inelásticas en los muros estructurales en donde se encuentran las ventanas del segundo campanario (ver figuras 38,39,41,43,49). Además de lo ya mencionado, los esfuerzos de compresión que se generan en la base de la misma debido al inmenso peso que tiene la torre (alrededor de 2650 toneladas) y sumando los efectos que las 3 componentes sísmicas ejercen sobre la misma hace que los esfuerzos a compresión en las distintas zonas aumenten.

### **6.1.2 TORREÓN**

Si bien el macroelemento torreón no es uno de los más grandes en comparación con los demás macroelementos del templo, este desarrollara grandes esfuerzos y desplazamientos, con índices de daño altos en las dos direcciones, en las columnas principales del mismo, generados por el mismo efecto que le sucede a la torre, la zona de conexión entre la nave, el coro, y los muros genera que existe una alta rigidez en comparación con la que continúa en el torreón, por lo tanto sufre un efecto similar, al de la torre, aunque en menor medida, por lo tanto también es necesario tener en cuenta la zona para intervenirla adecuadamente. Ver figura 40

### **6.1.3 NAVE-CORO**

Si bien se ha mencionado que la nave a la altura donde inicia el coro en intersección con los demás elementos estructurales, como son los muros laterales, la fachada la torre y el torreón generan una rigidez muy grande tal que no presenten desplazamientos altos, la zona es una de las más complejas porque con los resultados obtenidos se apreció como en investigaciones anteriores que la torre genera un efecto negativo en la zona en conjunto con la rigidez, ya que la torre intenta desplazarse en unos instantes de tiempo en diferentes direcciones que a la zona mencionada, para los esfuerzos y deformaciones inelásticas mayores se generan en la zona más frágil, la cual es la bóveda de cañón corrido, se observó que si bien en los análisis gravitacionales inclusive inelásticos este efecto es despreciable, cuando fue sometida a cierta acción sísmica, de

características específicas (Sismo de Puebla) este efecto se agudizó, representando la bifurcación de la fractura que se encuentra actualmente.

Por otro lado, en determinados instantes de tiempo en algunas zonas de la unión de las pilastras del coro, con su bóveda se presentaron altos esfuerzos, por lo que habría que tenerla en consideración, (Ver figuras 42 y 61).

#### **6.1.4 MURO-FACHADA**

Este macro elemento no es de los más críticos del tiempo, es cierto que, en algunos sismos, presento altos esfuerzos en algunos puntos específicos, como se mencionó el patrón no se repitió constantemente por lo tanto este macroelemento, tiene una vulnerabilidad, baja, sin embargo, habría que ampliar el registro sísmico para determinar qué tan necesaria sería un reforzamiento de las zonas encontradas, (Ver figura 58).

#### **6.1.5 MURO NORTE-CONTRAFUERTE**

Dejando de lado la zona comentada anteriormente, la conexión entre el muro norte y la torre son críticas, el muro norte en general no presenta comportamientos altos en desplazamientos ni esfuerzos, si bien es cierto que al igual que toda la nave en general sufre desplazamientos laterales altos, debido a las grandes dimensiones, este no se ve sometido a esfuerzos que puedan ocasionar fallas en los mismos.

Al igual que en el caso anterior los contrafuertes no mostraron un comportamiento tal que lo podamos considerar como zona crítica, si bien es cierto que sufre esfuerzos altos, en los análisis inelásticos en algunos instantes de tiempo, en determinados sismos esto no mostro como un patrón de daño, aunque bien es cierto que, si comparamos con la realidad, estos han mostrado un daño ligero, por lo que, de ser posible, sería recomendable, realizar una intervención en los mismos, (Ver figura 58).

#### **6.1.6 MURO NORTE SUR**

El muro sur al igual que el muro norte no muestra un comportamiento general ante el cual necesitemos proponer una intervención, en algunas zonas específicas como el acceso que tiene a una pequeña capilla (Ver figura 45) se encontraron esfuerzos de compresión considerables, la realidad es que no se encontraron zonas con esfuerzos altos en comparación con algunos macroelementos del templo ni tampoco se observó sensible a desplazamientos, esto probablemente a las características del muro ya que, tiene un mayor espesor que el muro Norte.

### **6.1.6 BÓVEDA DE CAÑÓN CORRIDO**

Indudablemente nos la bóveda de cañón corrido en general, es el macroelemento que presenta mayores condiciones de vulnerabilidad, porque si bien la torre se encuentra vulnerable, en una zona específica, la bóveda de cañón corrido, muestra esfuerzos de tensión y desplazamientos altos transversales, a lo largo de prácticamente toda su longitud, (ver figura 47).

En alguno puntos muy puntos muy específicos como es en la intersección con los arcos torales y la a la altura de donde inicia el coro (Ver figura 61), muestra comportamientos inelásticos, que generan un daño considerable en la estructura, por lo tanto y corroborando las observaciones que se han realizado en el inmueble después del sismo, la bóveda de cañón corrido es la zona más vulnerable a sufrir daño, por lo que la intervención para la misma es urgente, inclusive se determinó que esta zona ya se encontraba en un rango inelástico antes carga gravitaciones (ver figura 56), importante mencionar que también se ha observado que las intervenciones que se han realizado en la bóveda de cañón, han sido únicamente estéticas, por lo que no han mejorado el comportamiento de la misma, y las grietas tanto en los arcos torales, como las grietas de bifurcación a la altura del inicio del coro, se presentan en sismos, de magnitud, mínima, por lo tanto podemos esperar que ante un sismo de magnitudes excepcionales, sufra daños altos cerca del colapso debido a lo dañado que esta el inmueble actualmente y se ha demostrado que las intervenciones de tipo estético no ayudan del todo al mejor comportamiento estructural.

### **6.1.7 CÚPULA**

La cúpula es un macro elemento que en general se encontraron desplazamientos altos y sobre todo comportamiento inelástico muy negativo, elementos que se deformaban por tensión, específicamente en su intersección con los arcos torales, y la bóveda de crucería, estos esfuerzos se presentaban constantemente en cada sismo analizados. Además de la zona mencionada, otra zona de la cúpula que mostro altos esfuerzos de tensión constantemente fueron los óculos, y la igual que para la bóveda de cañón, las observaciones realizadas en la estructura, corroboran que los óculos han tenido considerable daño, en general los 4 óculos que contiene la cúpula presentan este comportamiento, por lo que es necesario realizar una intervención a la misma. El capulín de la cúpula también mostro ser vulnerable a grandes esfuerzos por lo que habría que tener también una intervención en la zona. Como nos lo han demostrado eventos sísmicos pasados, las cúpulas pueden sufrir grandes daños al punto de colapsar parcial o totalmente, (Ver figura 34).

### **6.1.8 BÓVEDA DE CRUCERÍA**

Principalmente se encontraron concentraciones de esfuerzos altos su intersección con la cúpula, precisamente en el segundo arco tora, por lo cual toda la zona en general, cúpula, bóveda de cañón y bóveda de crucería comparten altos niveles de vulnerabilidad a sufrir daño sísmico, en su dirección transversal, por lo tanto, será necesaria una intervención en las mismas.

A diferencia de la bóveda de cañón, la componente sísmica vertical afecto en mayor medida la misma, generando que las deformaciones inelásticas en la dirección vertical fuesen bastante apreciables, probablemente debido al efecto que le genera tener una capa de relleno mucho más grande en comparación con la de la bóveda de cañón.

### **6.2 CRITERIOS DE INTERVENCIÓN**

Una vez que se ha realizado un diagnóstico y se han establecido las zonas críticas las cuales necesitan una intervención de manera rápida se procede a realizar una propuesta de intervención basada en criterios específicos para edificaciones de tipo histórico, es importante mencionar que los criterios de intervención para estructuras históricas son muy diferentes a las estructuras actuales las cuales.

Las edificaciones de tipo históricas están conformadas por dos aspectos, complementarios, primero el conjunto de los materiales constructivos, y el segundo por su valor arquitectónico, que incluye los espacios, la geometría, el estético de su antigüedad, su estilo, su valor simbólico, etc. Por lo tanto, una intervención debe de estar orientada en su totalidad a preservar estas características mencionadas, tratando de modificar en menor medida sus características originales y conservando todo su valor, incluyendo desde el uso de materiales adecuados para la mejor conservación, hasta el uso de técnicas constructivas. *Terán (2004)*

Como lo especifican ciertas propuestas internacionales como la carta internacional de Venecia... *“La restauración de un monumento [...] es una operación que debe guardar un carácter excepcional. Tiene como finalidad asegurar su conservación y revelar o restituir su valor y cualidades estéticas o históricas. Se fundamenta en el conocimiento profundo del monumento [...] así como de la cultura y técnicas que le son relevantes. La restauración se funda en el respeto hacia la substancia original o antigua del monumento [...] y sobre los documentos auténticos que le conciernen”*. Carta Internacional para la conservación y restauración de sitios (1982)

Los procesos de intervención son una labor compleja, tal que se necesita de la ayuda de muchos especialistas en la materia para poder tomar una decisión en conjunto, es una labor transversal en áreas afines a la misma; químicos, físicos,

biólogos, geólogos, ingenieros especialistas en estructuras históricas y en mecánica de suelos, especialistas en ciencias de los materiales y en mineralogía, restauradores de bienes muebles y arqueólogos, historiadores e historiadores del arte, con el fin de que sus asesorías, diagnósticos, pronósticos y/o intervenciones sobre el patrimonio arquitectónico sean las mejores para realizar dicha propuesta y podamos conservar los aspectos mencionados en párrafos anteriores.

Para definir nuestros diagnósticos y propuestas procesos de intervención habría que establecer la diferencia práctica entre conservación y restauración, *la carta ICOMOS (2003)* las define de la siguiente manera:

**Restauración:** Proceso de recuperación de la forma de un edificio tal como era en un período de tiempo determinado, por medio de la eliminación de obra adicional o con la reposición de obra perdida.

**Conservación:** Operaciones que mantienen el edificio tal como es actualmente, aunque se acepten intervenciones limitadas para mejorar los niveles de seguridad.

Por lo tanto nuestra participación en el diagnóstico y los procesos de intervención están ligados a la conservación de la edificación, sin embargo para tener una propuesta de intervención adecuada debemos complementarla con los diagnósticos realizados por los diversos especialistas; por lo que compete a esta investigación la propuesta de intervención estaría definida para el proceso de conservación, ya que el objetivo de la intervención es garantizar la permanencia de dicho inmueble, y como se ha revisado en capítulos anterior, la permanencia de dicho inmueble está en duda debido a que se encuentra en un riesgo sísmico alto.

Como se había mencionado anteriormente los criterios de intervención en edificaciones de este tipo son bastante específicos. *la carta ICOMOS (2003)* nos aporta una serie de recomendaciones con las cuales nos podemos apoyar para realizar nuestra propuesta de intervención estructural, las más importantes las enlistamos en los siguientes puntos:

- La reparación es siempre preferible a la sustitución.
- Sólo debe recurrirse al desmontaje y la reconstrucción cuando lo requiera la naturaleza de los materiales y de la estructura y/o cuando la conservación por otros medios resulte más perjudicial
- La eliminación o alteración de cualquier material histórico o cualquier característica arquitectónica distintiva debe evitarse en la medida de lo posible.
- Siempre que sea posible, las medidas que se adopten deberán ser reversibles, de tal modo que puedan ser eliminadas y sustituidas por otras

más adecuadas a raíz de nuevos conocimientos. Cuando las intervenciones no sean completamente reversibles, no deben impedir intervenciones posteriores

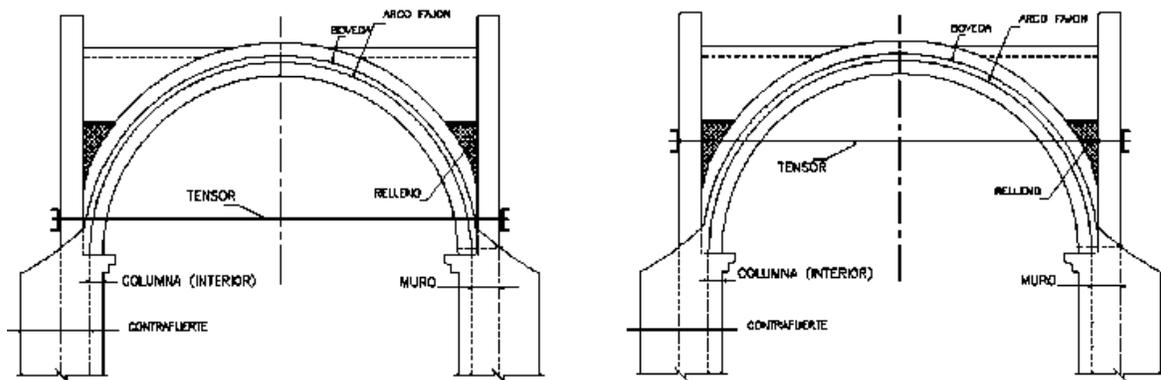
- Se dará preferencia a aquellas intervenciones que resulten menos invasivas y más compatibles con los valores patrimoniales, teniendo siempre presentes los requisitos de seguridad y durabilidad
- El diseño de la intervención debe basarse en una total comprensión del tipo de acciones (fuerzas, aceleraciones, deformaciones, etc.) que han causado el daño y el deterioro, así como de aquellas que actuarán en el futuro.

Actualmente existen algunas metodologías que respetan los criterios mencionados, y si bien es cierto que la fiabilidad de su efecto en el mejor comportamiento estructural es debatible en algunas estructuras, sin embargo, de cara a una evaluación futura del efecto que tendrá estas intervenciones se realiza una propuesta preliminar tal que con la información disponible hasta el momento se cree que pueda servir como refuerzo estructural.

Para la Nave se propone el uso de tensores metálicos externos horizontales, con el fin de tratar de evitar la formación de articulaciones plásticas originadas por tensión en el intradós de la bóveda, distribuidos uniformemente a lo largo de toda la nave, si bien esta solución no generaría que se generaran menos esfuerzos, teóricamente nos ayudaría a solucionar los problemas de tensión. La figura 85 muestra la aplicación de esta metodología:



a)



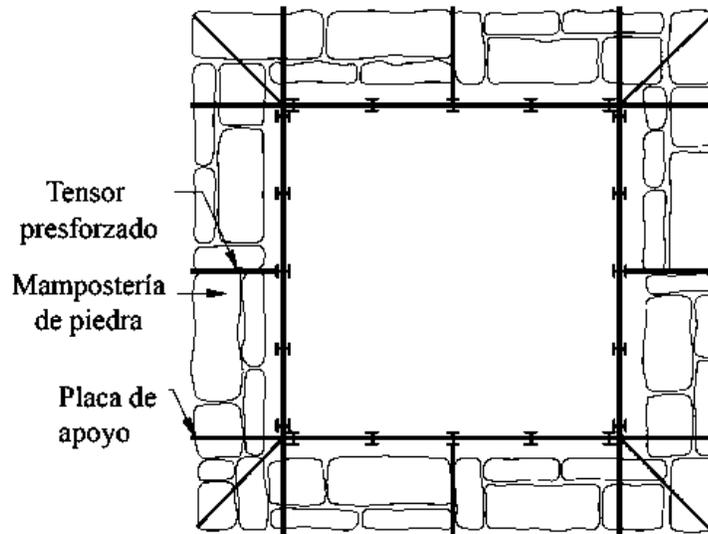
b)

**Figura 85. Aplicación de tensores metálicos externos para naves de monumentos históricos, a) ejemplo de aplicación b) idealización para las naves. *Martínez (2017)***

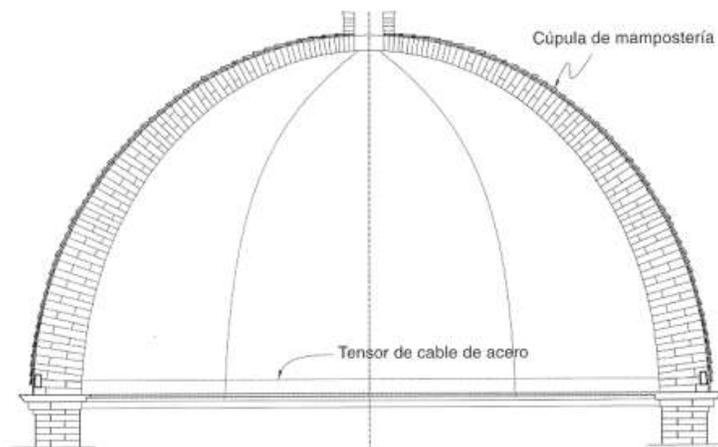
Otra posibilidad sería un atirantado de toda la nave formando una red de tirantes tal que ayuden a rigidizar la nave en general, partiendo del inicio de la bóveda de cañón, hasta la bóveda de crucería, siendo aplicando más refuerzos en las zonas cercanas a la cúpula.

Por otro lado, para intervención de la torre y el torreón, al tener una configuración similar, pero variar en tamaño se propone el refuerzo interior de las zonas críticas, si bien para este caso será difícil rigidizar las zonas por las características geométricas de ambos. Es posible confinar mediante zunchos o cables metálicos la parte externa o bien, cuando existe huecos interiores, colocar el refuerzo en la cara interior. Internamente, se pueden también colocar estructuras de acero adosadas y conectadas, o bien capas de refuerzo con aplanado de mortero. También una segunda opción sería la colocación de tensores internos en la mampostería tal que se pudiesen rigidizar la zona como muestra la figura 86.

Para la sección de la cúpula, se propone una solución un poco más invasiva, la colocación de una capa de mortero con la inclusión de una malla electro soldada y barrenos, tal que se pueda mejorar el comportamiento y los agrietamientos en los óculos, para el capulín, los zunchos metálicos serian una buena opción. O bien podemos tomar la decisión de colocar anillos de confinamiento, Tal que genere el mismo efecto de mejorar las capacidades de la cupula ante el efecto sísmico. La figura 87 muestra el ejemplo de aplicación de este refuerzo.

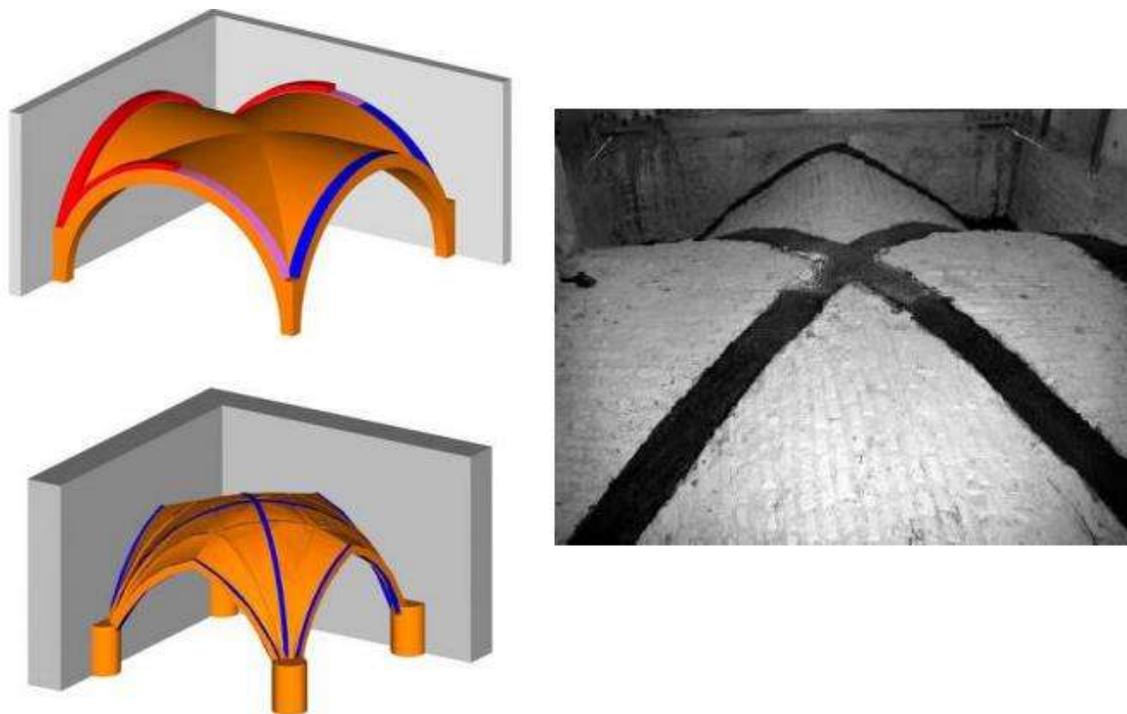


**Figura 86. Propuesta de Aplicación de tensores metálicos internos para la torre y el torreón de monumentos históricos. *Martínez (2017)***



**Figura 86. Propuesta de Aplicación de anillos de confinamiento para la cúpula. *Martínez (2017)***

Por último, como propuesta de refuerzo para la sección de la bóveda de crucería, mediante tiras de fibra de carbono, para reforzar las zonas de tensión de la misma. Dichas fibras de carbono cumplen con los requisitos de durabilidad, reversibilidad y compatibilidad. Este tipo de refuerzo está pensado específicamente propuesto como refuerzo sísmico. *Martínez (2017)*. La figura 87 muestra la aplicación de dicha propuesta.



**Figura 86. Propuesta de Aplicación de fibras de carbono para las bóvedas de crucería.**  
*Martínez (2017)*

Una vez que se han realizado las propuestas, las mismas deben verificar su funcionalidad con análisis en los cuales se modele dicha intervención y así tener certidumbre de que las propuestas ejercen el refuerzo que necesitan las zonas críticas del templo, ya que la propuesta que se realizó fue únicamente a nivel preliminar en base a los resultados de las investigaciones.

## **CAPÍTULO VII.**

# **CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN**

### **CONCLUSIONES**

El modelo de análisis tridimensional representa de buena manera el comportamiento real de la estructura debido a que los patrones de daño encontrados en el modelo coincidían con los patrones de daño mostrados por el edificio actual, inclusive los resultados mostraron nuevos patrones de daño que son altamente probables de presentarse en la estructura, por lo tanto el modelo nos ayuda a realizar propuestas de intervención sensatas, para reducir en mayor medida los probables daños que se producirán bajo determinado sismo. Si se desea aun una mejor precisión será necesario realizar mejores propuestas de modelado, teniendo datos más precisos, como las características del material, una mejor calibración dinámica, etc. Sin embargo, para fines de la investigación el modelo resulto ser adecuado.

Enfocando las conclusiones directamente a los resultados obtenidos, nos encontramos que sin duda alguna el comportamiento estructural del templo ante acción sísmica es bastante deficiente, en zonas específicas resultó mostrar una vulnerabilidad muy marcada a sufrir grandes desplazamientos, esfuerzos, y deformaciones. La torre, el torreón, la bóveda de cañón, la cúpula y la bóveda de crucería fueron los macroelementos que claramente son propensos a sufrir daños independientemente del tipo de sismo al que se sometiera. Si bien los grados de daño esperados por las curvas de fragilidad eran bajos, estos grados de daño son en cierta medida un resultado preliminar, porque debido a la poca investigación que hay sobre este tipo de estructuras, hubo la necesidad de realizar una propuesta para índices de daño que claramente tiene deficiencias, por ser una propuesta subjetiva, con lo cual los grados de daño pueden ser subestimados. Sin embargo, con las observaciones realizadas, en campo y con los resultados obtenidos de los resultados de los análisis queda claro que el templo cuenta con una vulnerabilidad sísmica muy alta, la cual mediante una intervención adecuada, como en la propuesta realizada en capítulos anteriores se puede reducir, reduciendo este valor directamente reduciríamos el riesgo sísmico que el templo presenta.

En los resultados que se obtuvieron de la presente investigación destacan las diferencias entre análisis elásticos dinámicos en la historia, considerando

únicamente una dirección del sismo y considerando el actuar de las fuerzas sísmicas simultáneamente en 3 direcciones ortogonales, si bien los resultados de la primera idealización nos ayudan a tener una idea preliminar de las zonas que son más susceptibles a esfuerzos y desplazamientos, el considerar las 3 direcciones representa de manera más real el efecto que tiene un sismo sobre la misma, y por lo tanto nos aporta una mejor percepción del comportamiento general de la estructura ante carga sísmica.

También como era de suponerse los análisis considerando la no linealidad del material, nos llevan a obtener resultados más fiables con respecto a los elásticos, además de que el daño se puede obtener directamente por medio de parámetros de daño (desplazamientos, índices de daño, deformaciones inelásticas, etc.) el comportamiento observado para este caso represento de mejor manera los daños observados en la estructura actual.

Únicamente se realizaron análisis de empuje incremental en la dirección de la gravedad para evaluar el comportamiento de la bóveda de cañón en su intersección con la cúpula, aunque comparando dos metodologías, la probabilidad de que haya diferencias notorias al comparar resultados es muy alta, ya que los análisis estáticos de empuje incremental, únicamente generan una curva de capacidad, que a su vez lo transforman en un espectro de capacidad idealizando la estructura como un sistema de un grado de libertad. Comparando los cortantes basales en la historia del tiempo nos dimos cuenta que el sistema de un grado de libertad resulto conservador, debido a que el cortante basal en los análisis sísmicos, fue menor que en los espectros especificados. Si bien los análisis estáticos no lineales son una aproximación que los análisis elásticos, sin lugar a dudas los análisis dinámico en la historia del tiempo considerando la no linealidad del material, nos aportan grandes diferencias, ejemplificando, los análisis estáticos nos aportan únicamente una curva de capacidad, para un determinado criterio de empuje lateral, pero los análisis dinámicos nos aportan curvas de capacidad para cada sismo, lo cual refleja en mejor medida la realidad, porque la capacidad que desarrolla un edificio está en gran medida afectada por las características del sismo al que sea sometida.

Aunque como se ha mencionado las diferencias entre tipos de análisis pueden ser notorias, debemos realizar una revisión exhaustiva de cuál es el grado de profundidad al que queremos llegar con la investigación, para el caso de estudio se quería conocer a fondo y detalle el comportamiento de la estructura inclusive en el rango inelástico, dicho fin fue alcanzado pero la cantidad de recursos tanto humanos como computacionales resulto ser enorme, por lo que aunque es cierto que la mejor representación del comportamiento de una estructura es la ya

mencionada, puede que para la ingeniería estructural de la practica profesional esto se vuelva una labor casi imposible debido a los recursos que se necesitan.

Evaluar que efecto tienen sismos de dichas características resulta bastante complejo, debido a que no se realizó una clasificación de los sismos más allá de la distinción entre artificiales, y reales, contando que los sismos reales eran registros sismos los cuales se había tenido certeza del gran daño en los edificios históricos, si bien es cierto que los sismos varían en gran medida en las magnitudes de aceleraciones, se pudieron apreciar ciertas similitudes en distintos tipos de sismos.

Los acelerogramas sintéticos mostraban un efecto medianamente pequeño en la edificación, ya que estos no generaban deformaciones inelásticas, ni desplazamientos, ni esfuerzos de gran magnitud en los macroelementos si los comparamos con otros. Claramente los sismos que contenían mayor valores de aceleraciones fueron los que causaron más daño, sin embargo unos tuvieron un efecto mayor en unos macroelementos, por ejemplo los acelerogramas registrados la ciudad de México afectaron en mayor medida la torre, generando que las deformaciones y desplazamientos que sufriera la misma fueran muy grandes, además que la duración de estos generó que los sismos sufrieran mucho más daño en dichos macroelementos ya que la duración de los sismos era muy grande en comparación con los demás, por lo que el daño se iba acumulando. Los acelerogramas registrados en Puebla, afectaron en mayor medida a todos los demás macroelementos, ya que su contenido frecuencia era alto, si bien es cierto que las duraciones eran menores, estos demostraron tener la capacidad de generar altos daños en los macroelementos más pequeños como el torreón, la cúpula, pero sobre todo tuvieron un efecto muy alto en los desplazamientos de nave.

Los sismos originados en la última década, habían evidenciado el daño que sufría el templo de San Agustín, las cuales fueron corroboradas con las observaciones realizadas al mismo, lo cual dejaba claro de manera cualitativa que el templo de San Agustín era vulnerable a ser dañado por las fuerzas sísmicas, para lo cual se decidió realizar modelos matemáticos que pudiesen representar de mejor medida el efecto que tienen los sismos en el templo, con la ayuda de dichos modelos, se encontraron las zonas más desfavorables, y se encontraron las fuentes de los comportamientos desfavorables, que generan los mecanismos de falla en los macroelementos, con la ayuda de métodos probabilistas se determinó que el templo tiene una vulnerabilidad sísmica alta independientemente del sismo al que sea sometido, sin bien es cierto que se realiza una propuesta de intervención preliminar debemos de destacar la importancia de continuar con las investigaciones en dicho templo para realizar propuestas de intervención más precisas de las cuales se tenga una total certidumbre de su favorable efecto.

La presente investigación encontró resultados muy relevantes en materia de entender el comportamiento del inmueble, es únicamente un resultado preliminar para evaluar los comportamientos de estructuras históricas, se deben de comparar los resultados obtenidos con distintas edificaciones, distintas geometrías, distintos materiales etc., esto con el fin de apoyar al mejor entendimiento estructural de la misma, de cara a conservar el patrimonio mexicano.

## **LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN**

Evaluar el efecto en el comportamiento estructural que tiene el claustro en el templo, si bien es cierto que el modelo represento adecuadamente el comportamiento encontrado en el templo, la omisión del claustro juega un papel importante el cual había que retornarlo en futuras investigaciones.

La investigación además de mostrar los resultados obtenidos, también nos indicó el camino que se debe de seguir en las líneas futuras de investigación, las cuales permitirán tener mejor diagnósticos, una mejor evaluación, y en general un mejor entendimiento del comportamiento estructural, específicamente para el templo de San Agustín como para las estructuras patrimoniales de México, dichas líneas de investigación futuras se mencionan a continuación.

Queda claro que las distorsiones permisibles para estructuras de mampostería no reforzada según el reglamento de construcción actual, no son del todo adecuadas para estructuras de históricas, ya que están muy alejadas de cumplir estas distorsiones de entrepiso  $0.002H$ , de hecho, la aplicabilidad de las mismas es debatible, por lo tanto, se deberían orientar las investigaciones a crear parámetros permisibles en estructuras de tipo patrimonial.

Definir mecanismo de colapso de manera cuantitativa para estructuras de mampostería antigua, las suposiciones que se realizaron para establecer un criterio de desplazamiento último para este caso fueron meramente subjetivas, con lo cual los estados de daño son únicamente aproximados, además el definir desplazamientos últimos que generan el colapso en macroelementos nos podrá ayudar a establecer mejores índices de daño para estructuras de mampostería antigua de manera cuantitativa, ya que los actuales índices de daño están establecidos para estructuras de concreto y su aplicabilidad para las ya mencionadas estructuras no es del todo correcta, sin embargo, fue la única herramienta de la cual pudimos apoyarnos.

Para realizar estudios de vulnerabilidad más detallados claramente se tienen que realizar más ejecuciones, en las que se evaluar inclusive el efecto que tienen las características de los sismos en el templo como su contenido frecuencial, su contenido energético, sus valores máximos de aceleración etc., así también definir

qué tipos de sismos afectan específicamente ciertos macroelementos del templo, por otro lado también realizar análisis probabilistas para evaluar que efecto tienen las distintas consideraciones del material, es decir, realizar análisis paramétricos.

Queda claro que los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo de con elementos finitos es un método bastante preciso de poder evaluar el comportamiento estructural, sin embargo para la práctica profesional esta metodología es inviable debido a los recursos computacionales que se necesitan, por lo tanto el enfoque en las futuras investigaciones debe de tener como prioridad la evaluación de la vulnerabilidad sísmica con modelos simplificados representativos, con los cuales no podamos apoyar para determinar las intervenciones necesarias en dichos inmuebles.

## **REFERENCIAS**

**Peña M. F.**, “Importancia de la resistencia a tensión en el comportamiento estructural de construcciones de mampostería”. Congreso Nacional de ingeniería estructural, Acapulco, Guerrero **2004**.

**Peña F., Meza J. M.**, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres del campanario de iglesias coloniales en México, I congreso iberoamericano sobre construcciones históricas y estructuras de mampostería”. Bucaramanga, Colombia. **2008**.

**Bustamante A. O., Carbo G. R., Peña F.**, “Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 77 PP. 71-88, **2007**.

**Martínez R. G., Segura M. O.**, “Matrices de probabilidad de daño para los edificios del centro histórico de la ciudad de Morelia”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural León, Guanajuato **2010**.

**Gaytán R. R., Martínez R. G., Rojas R.R, PereR.F.t, Viviescas J. A.** “Vulnerabilidad sísmica para el conjunto torres fachada de la catedral de la ciudad de Morelia”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural León, Guanajuato **2010**

**Martínez R. G., Rojas R.R, Gaytán R. R., Infante S.H.,** Fragilidad sísmica para las naves de la catedral de la ciudad de Morelia, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Aguascalientes, Aguascalientes, **2010**

**Hernández F. F. O., Barba C. J.M., David Dávalos Chávez, Martínez R. G, Rojas R.R,** “Propiedades dinámicas experimentales para los edificios históricos de la ciudad de Morelia”, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Aguascalientes, Aguascalientes, **2010**

**Martínez R. G., Rojas R.R, Álvarez S. J.J.,** “vulnerabilidad sísmica para el histórico colegio de San Nicolás en Morelia, Michoacán”, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, **2012**

**Gaytán R.R., Martínez R. G., Rojas R.R,** “Efecto de la componente sísmica vertical sobre las naves de la catedral de Morelia”, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, **2012**

**Zavala C.M., Alejo G. L.E., Martínez R. G., Rojas R.R,** “Comportamiento sísmico de edificios tipo religioso de los siglos XVI-XVIII en el centro histórico de la ciudad de Morelia”, XIX congreso nacional de ingeniería sísmica, Boca del Rio, Veracruz, **2013**

**Reinaldos R.L.G,** “Conjunto arquitectónico de San Agustín” en Figueroa (ed.) Morelia, Patrimonio cultural de la humanidad, Universidad Michoacana, gobierno del estado y ayuntamiento de Morelia, Morelia. PP- 86. **1995**

**Cabrera A. J.,** “Templos novohispanos de Valladolid/Morelia, Historia y teoría de su dimensionamiento estructural” **2007**

**Coeto P.E.,** “Restauración del claustro del ex convento de San Agustín” Tesis de especialidad, UMSNH, Morelia **2011**, PP.-59

**Heyman J.,** “The science of structural engineering Imperial College Press, **1999.**

**PIET 70,** Obras de fábrica. Prescripciones del instituto Eduardo Torroja. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España. **1971**

**Aguayo V. y Rojas L.** “Evaluación del puente histórico de San Juan de los Lagos empleando el método de los elementos finitos”. Tesis de Licenciatura, Universidad de Colima, Coquimatlán, México. **2015**

**Orduña A., Lozoya K. y Alcalá R.** “Evaluación estructural del puente histórico de san juan de los lagos, Jalisco empleando el método de elementos finitos no lineales”, XX congreso nacional de ingeniería sísmica, Mérida, Yucatán, **2016**

**Alejo L., Zavala M., Martínez G, Jara J.M,** “influencia de las reglas empíricas de dimensionamiento en el comportamiento sísmico de edificios históricos de carácter religioso en la ciudad de Morelia, Michoacán”, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Puerto Vallarta, Jalisco, **2014**

**Barbat, A. H., Mena, U. y Yépez, F.** “Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas”, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 14(2), 247-268. **1998**

**Martínez G.** “Vulnerabilidad Sísmica para Edificios Históricos de Obra de Fábrica de Mediana y Gran Luz”, Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España **2007.**

**Nuñez A.** “Análisis estructural del Templo de San Agustín en Morelia, Michoacán”, Tesis para obtener el título de ingeniero civil, Departamento de estructuras, Universidad Michoacana de San Nicolás Hidalgo. Morelia, Michoacán. **2016.**

**Martínez G.** Apuntes de la materia Monumentos históricos de la maestría en ingeniería en el área de estructuras. U.M.S.N.H. **2017.**

**Marrota A. L., Liberatore I. J.** “Vulnerabilidad sísmica estática de iglesias de Nueva Zelanda”, Structural Analysis of Historical Constructions-Anamnesis, diagnosis, therapy, controls-Van Balen & Verstryngge (Eds). **2016.**

**Yepez F., Barbat A.H., Canas J.A.,** “Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería”, Monografías de ingeniería sísmica. **1995**

**Caicedo C.,** “Vulnerabilidad sísmica en zonas urbanas, aplicación a un sector del Eixample de Barcelona”, Tesis doctoral, Escuela superior de ingenieros de caminos, canales y puertos. Universidad politécnica de Cataluña. **1993**

**Caicedo C., Barbat A.H., Canas J.A., Aguilar R.,** “Vulnerabilidad sísmica de edificios”, Monografías de ingeniería sísmica (CIMNE IS-6), Centro Internacional de Metodos Numéricos de Ingeniería. **1994**

**Perrone D., Cascardi A., Leone M., Micelli F., Aiello, M. A.,** “Seismic vulnerability assessment of a cultural heritage castle” REHABEND. Del 24 al 27 de mayo. Burgos, España. **2016**

**Nuñez A, Martínez G. Jara J.M. Gaytan R.** “Comportamiento sísmico del templo de san Agustín en Morelia, Michoacán”, XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Mérida, Yucatán **2016.**

**Cabrera A. J.,** “Templos novohispanos de Valladolid/Morelia, Historia y teoría de su dimensionamiento estructural” **2007**

**Lubliner J., J. Oliver, S. Oller y E. Oñate,** “A Plastic Damage Model for Concrete,” International Journal of Solids and Structures, vol. 25, pp. 299–329, **1989.**

**Lee J., and G. L. Fenves,** “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures,” Journal of Engineering Mechanics, vol. 124, no.8, pp. 892–900, **1998.**

**Simulia.** "Abaqus Analysis User's Manual, 6.12". Dassault Systèmes Simulia Corp, **2012.**

**PIET 70,** Obras de fábrica. Prescripciones del instituto Eduardo Torroja. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España. **1971**

**Lourenço**, P., and Rots, J "Multisurface interface model for analysis of masonry structures". *Journal of engineering mechanics*, 123, 660. **1997**.

**Espinoza F.**, "Determinación de Características Dinámicas de Estructuras", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España. **1999**.

**Pastor M.**, Binda M., Harcarik T., "Modal Assurance criterion", *Procedia Engineering* 48 543 – 548, República Eslovaca **2012**.

**Ruiz J.**, Nuñez A. "Observaciones derivadas del sismo Puebla-Morelos (Mw=7.1) del 19 de septiembre de 2017", Facultad de ingeniería civil, UMNSH, Morelia, Michoacán. **2017**.

**Melgarejo P.G.**, González P.G., Yuñez M. G. "Puebla, una experiencia inolvidable", *Prevención*, CENAPRED, México, 23:14-17. **1999**.

**Bendat J.S.**, Piersol AG., "Engineering applications of correlation and spectral analysis". 2nd ed. USA, New York: Wiley Interscience. **1993**.

**Chopra A.K.** "Dynamics of structures Theory and Applications to Earthquake Engineering" University of California at Berkeley. 4ta edition pp- 458. **2012**.

**RISK-UE Handbook**, V. Milutinovic & Goran S. Trendafiloski. "An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns" WP4: Vulnerability of current building. **2003**

**Barbat H.**, **Aguilar F.** "Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado", *Hormigón y acero* 4 trimestre. **1998**

M.S.L. **Roufaiel** y C. **Meyer**. "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division*, ASCE, 113 (3). 429-444, **1987**.

**Lagomarsino. S.**, Podesta S. "Seismic Vulnerability of Ancient Churches: II. Statistical Analysis of Surveyed Data and Methods for Risk Analysis, *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. 2, pp. 395–412, May **2004**.

**Carta Internacional para la conservación y restauración de sitios y monumentos** (actualización de la Carta de Venecia) 1978" en Documentos Internacionales. Oaxaca, INAH, SEP, Centro Regional Oaxaca. **1982**.

**Velázquez T.** "Terminología en Restauración de bienes culturales" en Boletín de Monumentos Históricos, N.º 14. México. INAH. Julio-septiembre **1991**.

**Terán J.A.**, "Consideraciones que deben tenerse en cuenta para la restauración Arquitectónica" COSERVA NUMERO 8. **2004**

**Carta ICOMOS.** “Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico”. **2003**

**FEMA y NIBS,** “Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model”, HAZUS-MH MR4, Technical manual, Federal Emergency Management, Mitigation Division, Washington. **2003**

**Vicente R.S.,** “Strategies and methodologies for urban rehabilitation interventions: the vulnerability assessment and risk evaluation of the old city centre of Coimbra.” PhD thesis, University of Aveiro (in Portuguese). **2008**

**Lourenco B. P., Marques R., Sousa M.L., Lamego P.,** “Seismic vulnerability and risk analysis of the old building stock at urban scale: application to a neighbourhood in Lisbon”. Bulletin of Earthquake Engineering Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering **2016**

**Nakamura, Y.** A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface, Quarterly Report of RTRI, 30:1, 25-33. **1989**

## REFERENCIAS ELECTRÓNICAS

- (1) <http://www.visitmexico.com/es/patrimonio-mexicano>
- (2) <http://www.igi-global.com/dictionary/architectural-heritage/48665>
- (3) Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. Comisión Federal de Electricidad, México, 1993.
- (4) <http://www.eitb.eus/es/noticias/internacional/detalle/5105159/terremoto-mexico-19-septiembre-2017-noticias-sismo-dia-26/>
- (5) [http://iscarsah.icomos.org/content/principles/ISCARSAH\\_Principles\\_Espagnol.pdf](http://iscarsah.icomos.org/content/principles/ISCARSAH_Principles_Espagnol.pdf)
- (5) [www.agustinosnet.org.mx/Directorio\\_comunidades\\_templos\\_michoacan\\_2.html](http://www.agustinosnet.org.mx/Directorio_comunidades_templos_michoacan_2.html)., enero 2010
- (6) <http://www.ssn.unam.mx/>
- (7) <https://expansion.mx/nacional/2017/10/19/esto-es-lo-que-sabemos-a-un-mes-del-sismo-del-19-de-septiembre>
- (8) <http://noticieros.televisa.com/ultimas-noticias/cdmx/2017-09-20/restablecer-servicio-electrico-cdmx-sismo-es-reto-cfe/>
- (9) <http://www.eluniversal.com.mx/metropoli/cdmx/colapsa-cupula-de-iglesia-en-la-colonia-guerrero>
- (10) <http://www.smie.org.mx/layout/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-ciudad-mexico-2017.pdf>