



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DE LA
CATEDRAL DE MORELIA.**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. EDUARDO REYES NEGRETE

ASESOR:

DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ

MORELIA, MICHOACÁN, JUNIO DEL 2019.



"La Catedral de Morelia, un monumento emblemático de la ciudad de Morelia, majestuosa e imponente con su impresionante arquitectura y magnifico conjunto ornamental en su interior, la cual deja cautivado a todo ser que la observa, símbolo que representa el ingenio y la capacidad del ser humano para proyectar y construir estructuras de semejante envergadura, que al pasar los años siguen conservado su majestuosa arquitectura y su excelente comportamiento estructural, ante el embate de la naturaleza."

Ing. Eduardo Reyes Negrete.

AGRADECIMIENTOS**A MIS PADRES:**

María de Jesús y Alfonso reyes, por haberme dado la oportunidad de estudiar una carrera, por su trabajo y sacrificios en todos estos años de mi vida, por estar en los buenos y malos momentos a lo largo de mi carrera en Ingeniería Civil y Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras, gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí, que han sido los mayores promotores para lograr culminar mis metas profesionales, es un privilegio ser su hijo.

A MIS HERMANOS:

Lorena y Alfonso, por toda su humilde comprensión, cariño y sobre todo por apoyarme en todo momento, por soportar momentos más difíciles en el proceso de tesis, tanto de licenciatura, así como de Posgrado, no es un camino fácil, pero vale la pena recorrerlo.

A MI ASESOR DE TESIS:

Dr. Guillermo Martínez Ruiz, por su valiosa aportación de conocimientos avanzados y científicos sin pedir nada a cambio. Además, por darme la confianza y ayuda sin algún interés. Así como también haberme tenido paciencia para lograr la culminación del presente trabajo de tesis con tan alto grado de complejidad, por ayudarme a llevar a cabo un trabajo de semejante magnitud.

A MIS PROFESORES:

Dr. Guillermo Martínez Ruiz, Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, Dr. José Manuel Jara Guerrero, Dr. Manuel Jara Díaz, Dr. Jorge Ignacio Cruz Díaz y al Dr. Jorge Ruiz García. Por enseñarnos una nueva forma de visualizar el mundo de la ingeniería estructural, por compartir sin ningún interés sus conocimientos, por apoyarnos en los momentos académicos más difíciles, por enseñarnos que el mundo de la ingeniería estructural es muy apasionante y desafiante, pero a la vez,

es simple y por lo tanto elegante, lleno de una complejidad matemática que solo pocos llegan a entender.

A MIS AMIGOS Y AMIGAS:

Lidia, Axel, Esteban, Jorge, Michel y Alberto. Por brindarme su amistad, compañerismo y conocimiento a lo largo de estos años de Posgrado y transmitirme sus buenos deseos, experiencias, anécdotas, gustos, opiniones y conocimientos para que yo pueda lograr alcanzar el objetivo en mi vida y seguir progresando con el transcurso del tiempo. Su ayuda es muy valiosa, al igual que sus anécdotas y experiencia, tanto académicas, como personales. Ya que, estos años en los que hemos convivido son únicos, son una buena y excelente amistad, que ojalá dure muchos años más.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL:

Por abrirme sus puertas y darme la oportunidad de ser parte de ella, por darme la oportunidad de estudiar la carrera de Ingeniería Civil y una Maestría en Ingeniería Civil. Así como también a todos los profesores que compartieron sus conocimientos para ser un mejor profesionalista y a todas las personas que fueron participes en este difícil camino, pero lleno de un gran conocimiento, el cual te da la oportunidad de ver las cosas de otro modo.

Al igual que agradecerle a toda aquella persona que se tome el tiempo de leer este presente trabajo de tesis y que en un futuro pueda mejorarlo y darlo a conocer a la sociedad.

GRACIAS A TODOS

RESUMEN

La catedral de Morelia es un edificio histórico de gran importancia, es una obra emblemática y majestuosa que posee la ciudad de Morelia, debido a su localización, es vulnerable a sufrir daños estructurales de gran magnitud, ya que se encuentra localizada en una zona de la república mexicana considerada como altamente sísmica, siendo dicha catedral una estructura con un comportamiento rígido y una complejidad arquitectónica, tanto en planta como en elevación.

Por lo que es de suma importancia representar la vulnerabilidad sísmica del sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia, ante la excitación dinámica del suelo inducida por un conjunto de sismos en específico, a través de un modelo matemático por medio del método de los elementos finitos bidimensionales respecto a los análisis dinámicos en la historia del tiempo lineales y no lineales.

Con la finalidad de evaluar los probables grados de daño esperados ante diferentes frecuencias y eventos reales, además de evaluarse el efecto sobre dicha vulnerabilidad de hipotéticas discontinuidades antropogénicas en los estratos subyacentes a la estructura, ya que es un mito que se vuelve cada vez más grande entre la población michoacana, la presencia de discontinuidades antropogénicas (oquedades en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia) en el subsuelo de la catedral de Morelia.

Considerando la enorme importancia de realizar análisis estructurales tomando en cuenta el suelo (estratificación del subsuelo o estratos homogéneos) en el cual se desplanta dicha estructura (catedral de Morelia), es decir, existen amplificaciones de las ondas sísmicas desde la roca basal hasta la cimentación de la catedral de Morelia.

PALABRAS CLAVE: Vulnerabilidad, Subsuelo, Cimentación, Oquedades, Sísmica,

ABSTRACT

The cathedral of Morelia is a historic building of great importance, is a emblematic work and majestic in the city of Morelia, due to its location, it is vulnerable to suffer structural damage of great magnitude, since it is located in an area of the Mexican Republic considered as highly seismic, being this cathedral a structure with a rigid behavior and an architectural complexity, both in plan as in elevation.

So it is of the utmost importance to represent the seismic vulnerability of the system ground-slab-structure of the Morelia Cathedral, before the excitation soil dynamics induced by a set of earthquakes in specific, through a mathematical model by means of the method of two-dimensional finite elements with respect to the dynamic analysis in the history of the linear and non-linear time.

In order to assess the likely degree of damage expected before different recurrences and real events, in addition to be evaluated the effect on the vulnerability of discontinuities in the hypothetical anthropogenic underlying strata to the structure, since it is a myth that becomes increasingly great among the population of Michoacán, the presence of discontinuities in the anthropogenic (human-hollows underlying subsoil Morelia Cathedral) in the basement of the Morelia Cathedral.

Considering the enormous importance of structural analysis taking into account the soil (stratification of the subsoil or homogeneous strata) in which such structure (desplanta Morelia Cathedral), that is to say, there are amplification of seismic waves from the basal rock until the foundation of the Morelia Cathedral.

KEY WORDS: Vulnerability, subsoil, Foundations, cavities, seismic,

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	II
RESUMEN	IV
ABSTRACT.....	V
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.	1
1.1 ANTECEDENTES.	1
1.2 OBJETIVO GENERAL.	3
1.3 OBJETIVO PARTICULAR.....	3
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.	3
CAPÍTULO 2. HISTORIA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.	5
2.1 ANTECEDENTES DE LA CIUDAD DE MORELIA.....	5
2.2 MATERIALES EMPLEADOS EN EL CENTRO HISTÓRICO DE MORELIA.	11
2.3 ANTECEDENTES DE LA CATEDRAL DE MORELIA.	14
2.4 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.	21
2.5 MITOS Y PARTICULARIDADES DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	36
CAPÍTULO 3. INTERVENCIONES EN LA CATEDRAL DE MORELIA.	43
3.1 INTRODUCCIÓN.	43
3.2 IMPORTANCIA DEL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL.....	47
3.3 RESTAURACIONES EN LA CATEDRAL DE MORELIA.	48
3.4 ANÁLISIS REALIZADOS EN LA CATEDRAL DE MORELIA.	49
3.5 TÉCNICAS DE DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS HISTÓRICOS.	52
3.6 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL EMPLEADO EN TEMPLOS.....	58
CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DEL CENTRO HISTÓRICO DE MORELIA.....	66
4.1 INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA.	66
4.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DE MORELIA.	70
4.3 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DINÁMICO DE SUELOS.	84
4.4 ESTUDIOS REALIZADOS EN EL SUBSUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.	91
CAPÍTULO 5. NANO-ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.	97
5.1 SISMICIDAD DE LA REPÚBLICA MEXICANA.....	97
5.2 VIBRACIÓN AMBIENTAL APLICADA A LA CATEDRAL DE MORELIA.	106
5.3 CAMPAÑA DE VIBRACIÓN AMBIENTAL APLICADA AL SUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	108
CAPÍTULO 6. MODELO NUMÉRICO DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	109
6.1 HISTORIA DE LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD.	109
6.2 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	116
6.3 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS NO LINEALES.....	119

6.4 MODELO PLÁSTICO CONSTITUTIVO DE MOHR-COULOMB.....	122
6.5 MODELO CONSTITUTIVO PARA MATERIALES CUASI-FRÁGILES.....	125
6.6 MODELO NUMÉRICO DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN.....	127
6.7 ANÁLISIS DEL SUBSUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	150
6.8 ANÁLISIS MODAL DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA EN ABAQUS.....	177
CAPÍTULO 7. ANÁLISIS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	193
7.1 INTRODUCCIÓN.....	193
7.2 DEMANDA SÍSMICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	197
7.3 PRESENCIA DE TÚNELES EN LA CATEDRAL DE MORELIA.....	222
7.4 ANÁLISIS DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-MACROELEMENTO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	224
7.5 ANÁLISIS ESTÁTICOS DE LOS MACROELEMENTOS.....	240
7.6 ANÁLISIS DINÁMICOS LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO.....	260
7.7 PROPIEDADES INELÁSTICAS DEL MATERIAL.....	314
7.8 ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO.....	321
7.9 TÚNELES EN EL SUBSUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	348
CAPÍTULO 8. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	370
8.1 INTRODUCCIÓN A LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE TEMPLOS.....	370
8.2 MECANISMOS DE DAÑOS CONSIDERADOS EN LAS IGLESIAS.....	372
8.3 CURVAS DE CAPACIDAD DINÁMICAS DE LA CATEDRAL DE MORELIA.....	376
8.4 ESPECTROS DE CAPACIDAD PARA LA CATEDRAL DE MORELIA.....	384
8.5 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LA CATEDRAL DE MORELIA.....	392
8.6 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA CATEDRAL DE MORELIA.....	411
CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	434
9.1 CONCLUSIONES.....	434
9.2 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	440
REFERENCIAS.....	446
REFERENCIAS ELECTRÓNICAS.....	449

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.

1.1 ANTECEDENTES.

Dada la importancia que representa la catedral de Morelia, magnífico edificio histórico colonial, que con su majestuosa e impecable arquitectura deja cautivado a todo aquel que la observa, conocida a nivel mundial por su extraordinaria belleza y complejidad estructural, día tras día la visitan cientos de turistas, los cuales dejan una derrama importante de dinero a la economía de la ciudad, ya que es un destino turístico muy importante. La catedral de Morelia es el principal monumento histórico de la ciudad de Morelia, el 12 de diciembre de 1991, la ciudad de Morelia fue inscrita en la lista de Patrimonio de la humanidad por la UNESCO, ya que la ciudad de Morelia posee en su centro histórico 1113 monumentos arquitectónicos, lo cual hace que la ciudad de Morelia sea reconocida como la ciudad con más edificios considerados como monumentos arquitectónicos.



Figura 1.11. Fachada principal de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

Lo cual implica que se debe estudiar con mayor profundidad el comportamiento estructural ante movimientos telúricos de la catedral de Morelia, dado que se encuentra ubicada en una zona que es considerada como altamente sísmica, además de que posee una irregularidad estructural impresionante tanto en planta como en elevación, y por consecuencia se presentan enormes cambios de rigideces dado a su configuración estructural irregular. La catedral de Morelia debido a la antigüedad que presenta, su estructura ha sufrido degradación de sus materiales, debido a los embates del clima de la ciudad de Morelia, movimientos telúricos, problemas de humedad y deterioro de la cantera.

Además es necesario mencionar que la catedral de Morelia fue construida a base de cantera de color rosa, ya que, en el año de 1660, año en que se inició su construcción, no se conocía materiales como el acero y el concreto, al igual que los métodos de análisis estructural que actualmente tenemos en la actualidad, por lo que su diseño fue en base a la geometría y reglas empíricas de aquellos tiempos, lo cual indujo la presencia de elementos de cantera muy robustos en su construcción hasta llegar a la forma arquitectónica en la que fue terminada, en el año de 1744. Además, cabe mencionar que la catedral de Morelia se encuentra localizada en una región altamente sísmica. Por tales motivos, es de suma importancia realizar un análisis estructural más detallado sobre su comportamiento estructural, considerando el subsuelo subyacente en el que se encuentra sustentada.

Dado el largo periodo de vida útil de la catedral de Morelia y debido a su exposición a excitaciones dinámicas del suelo, siendo más preciso, el sismo ocurrido en el año de 1858, el cual causó daños estructurales en las bóvedas laterales, es necesario realizar análisis más detallados, considerando la estratigrafía del subsuelo del centro histórico de la ciudad de Morelia. Con la finalidad de poder calcular de manera matemática la vulnerabilidad sísmica del sistema suelo-estructura de la catedral de Morelia.

Cabe mencionar que es imposible realizar pruebas experimentales del tipo destructivas en la catedral de Morelia, con la finalidad de conocer con mayor precisión la resistencia de sus elementos estructurales. Lo cual involucra realizar un modelo numérico más complejo para conocer con precisión el comportamiento estructural de la catedral de Morelia ante los efectos inducidos por un sismo.

1.2 OBJETIVO GENERAL.

Calcular la vulnerabilidad sísmica del sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia a través del método de los elementos finitos no lineales.

1.3 OBJETIVO PARTICULAR.

Representar el comportamiento estructural de la catedral de Morelia, a través de un modelo matemático por medio de los elementos finitos no lineales a través del software denominado ABAQUS, dicho modelo matemático representa la respuesta de la estructura ante solicitaciones sísmicas considerando el sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia, con la finalidad de representar con un alto grado de precisión la magnitud de los esfuerzos, desplomes, desplazamientos y la influencia de los asentamientos diferenciales en caso de discontinuidades en el subsuelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.

Se describirán los capítulos de este presente trabajo de la siguiente manera:

- **CAPÍTULO 2.** Conocer la historia trascendental de la catedral de Morelia desde el año en que se inició su construcción hasta la actualidad. Así como los diversos momentos más representativos y premios que se le otorgado a lo largo de su historia, de los cuales es ampliamente merecedora. Además de describir su magnífica arquitectura y ornamentación interior.
- **CAPÍTULO 3.** Conocer las múltiples reparaciones o intervenciones que se han realizado en la catedral de Morelia, debido a los diversos daños que ha sufrido a lo largo de su historia, principalmente debido a movimientos sísmicos.

CAPÍTULO 4. Conocer las características y propiedades geotécnicas del suelo del centro histórico de la ciudad de Morelia, a partir de algún estudio geotécnico que represente la estratigrafía del subsuelo de la ciudad de Morelia, con la finalidad de realizar interpolaciones para lograr conocer las características y propiedades de la estratigrafía del subsuelo en la que se encuentra sustentada la catedral de Morelia, además de conocer sus propiedades dinámicas del subsuelo subyacente en el cual se encuentra desplantada.

- **CAPÍTULO 5.** A través de una campaña de vibración ambiental realizada anteriormente, obtener los periodos fundamentales de las bóvedas y torres de la catedral de Morelia, al igual que el periodo fundamental de vibrar del suelo, con la finalidad de realizar la calibración del modelo numérico (macroelementos de la catedral de Morelia).
- **CAPÍTULO 6.** Realizar un modelo numérico que represente el sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia por medio de los elementos finitos no lineales con ayuda del software denominado ABAQUS.
- **CAPÍTULO 7.** Analizar el sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia, es decir, en base al estudio geotécnico y a la cimentación que posee la catedral de Morelia, se buscará la mejor forma de modelar y analizar dicho sistema, con la finalidad de representar su comportamiento estructural lo más detallado posible, incluyendo las hipotéticas discontinuidades (oquedades) en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia.
- **CAPÍTULO 8.** Evaluar la vulnerabilidad sísmica del sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia.
- **CAPÍTULO 9.** Evaluar los resultados obtenidos y confirmar si es adecuado el comportamiento estructural de la catedral de Morelia ante un conjunto de acelerogramas del 7, 19 de septiembre del 2017 y del 3 de marzo del 2019, considerando el sistema suelo-cimentación-estructura, de lo contrario, mencionar si es necesario realizar reparaciones del tipo estructural, lo cual implica, generar posibles líneas de investigación según los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 2. HISTORIA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

2.1 ANTECEDENTES DE LA CIUDAD DE MORELIA.

Como es de saberse, la ciudad de Morelia fue inscrita en la lista de Patrimonio de la humanidad por la UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura) el 12 de diciembre de 1991, ya que la ciudad de Morelia posee en su centro histórico 1113 monumentos arquitectónicos, lo cual hace que la ciudad de Morelia sea reconocida como la ciudad con más edificios considerados como monumentos arquitectónicos, los cuales son un gran legado de monumentos arquitectónicos, debido a su gran riqueza cultural y transcendental, la cual le pertenece a toda la humanidad. En donde es de resaltar que el monumento histórico de mayor importancia, es la catedral de Morelia.

Alrededor del año 600 D.C, en el valle de Guayangareo se comenzaron a establecer los primeros asentamientos humanos, los cuales estaban conformados por pequeños grupos de personas de la cultura teotihuacana, que al observar la gran diversidad que poseía la región decidieron establecerse en dicho valle, aproximadamente en el siglo XII, se establecieron los purépechas y alrededor del siglo XIV se establecieron en la región, los matlatzincas, los cuales se asentaron y establecieron su pequeño poblado con permiso de los gobernadores matlatzincas en una zona dentro del valle de Guayangareo, la cual es conocida y ubicada hoy en día en el actual zoológico de la ciudad de Morelia. Los primeros españoles en llegar al Valle de Guayangareo fueron los franciscanos Juan de San Miguel y Antonio de Lisboa, alrededor del año 1530, los cuales establecieron el primer asentamiento de origen español en el Valle, en este mismo año se construyó el primitivo colegio de San Miguel de Guayangareo.

El 23 de abril de 1537, el virrey Don Antonio de Mendoza, expidió una provincia virreinal para que se realizara la fundación de una ciudad, con el nombre de: “Ciudad de Mechuacán”, lo cual se hacía con el objetivo de estar al mismo nivel de importancia respecto a Pátzcuaro y Tzintzuntzan, pero existía un gran inconveniente, que, Pátzcuaro y Tzintzuntzan, también se conocían en aquel

entonces como: “Ciudad de Mechuacán”, lo cual originaba que si al valle de Guayangareo se le denominaba “Ciudad de Mechuacán”, se presentaba el riesgo de confusión, lo cual no se permitiría, ya que el rey Carlos I de España llegó a la conclusión de cambiar el nombre sugerido para el valle de Guayangareo por el de “Ciudad de Valladolid”, con este fin evitar confusiones entre la población.

La ciudad de Valladolid fue fundada el 18 de mayo del año 1541, por el virrey Don Antonio de Mendoza, en el valle de Guayangareo, en donde se asentaron aproximadamente 60 familias españolas y alrededor de 9 grupos religiosos, en sus cercanías se permitió el asentamiento de pueblos indígenas que con el paso del tiempo y debido al crecimiento de la población, tanto de las familias españolas, grupos religiosos, dichos pueblos indígenas formaron parte de una sola población en la ciudad de Valladolid.

La ubicación de la ciudad de Valladolid fue seleccionada debido a múltiples factores, los cuales beneficiaban a sus pobladores, los cuales son:

- ❖ Abundancia de agua proporcionada por el río Chiquito y el río Acuíchi, y por los manantiales ubicados en la loma de Santa María.
- ❖ Abundancia de madera para la construcción de sus viviendas y utensilios.
- ❖ Dado las condiciones topográficas del terreno, la ciudad de Valladolid estaba protegida respecto a las masas de vientos.
- ❖ La región poseía un agradable clima para sus habitantes.
- ❖ Se podía extraer con suma facilidad roca para la construcción, en especial, la cantera de color rosa, en la que las personas quedaron sorprendidas debido a la belleza del color de la cantera, por lo que se empezó a construir en la zona que hoy en la actualidad se conoce como el centro histórico de la ciudad de Morelia.
- ❖ Existían áreas de tierra fértil para realizar actividades como la agricultura y la cría de animales.

- ❖ Debido a la topografía del terreno de la ciudad de Valladolid y a la presencia de los 2 ríos anteriormente mencionados, el lugar resultaba ser fácil de defender de presuntos intrusos o invasores.

La construcción de las casas de las familias españolas y grupos religiosos se comenzó en la parte alta del valle de Guayangareo, es decir, en donde el suelo es rígido, zona que en la actualidad se conoce a nivel nacional e internacional como: “Centro Histórico de la Ciudad de Morelia”. Ya que a sus alrededores existían pantanos y en la época de lluvias existían grandes inundaciones, dichas inundaciones y zonas pantanosas se debía a la presencia del río Chiquito y río Acuichi, lo cual a su vez originaba enfermedades en la población.

La ciudad de Valladolid conforme transcurría cada año fue progresando, es decir, fue incrementando el número de construcciones y de habitantes, pero los primeros años fueron difíciles, ya que Pátzcuaro era la sede del obispado, y Don vasco de Quiroga se oponía a que la recién fundada ciudad de Valladolid ostentara los poderes de la provincia, pero el 25 de diciembre de 1575 se trasladaron, el Ayuntamiento de la Provincia de Michoacán de Pátzcuaro a la ciudad de Valladolid, y en el año de 1580 se trasladaron, la sede del obispado y el Colegio de San Nicolás Obispo de Pátzcuaro a la ciudad de Valladolid. El Colegio de San Nicolás Obispo fue fundado por Don Vasco de Quiroga.

Dado dichos acontecimientos, diversas órdenes religiosas comenzaron a llegar a la ciudad de Valladolid, estableciéndose y realizando la construcción de sus conventos, templos y monasterios. Ya en el año de 1523 se dio la llegada de la orden religiosa de los Franciscanos, en el año de 1526 se dio la llegada de la orden religiosa de los Dominicos, en el año de 1533 se dio la llegada de la orden religiosa de los Agustinos, en donde, las órdenes religiosas de los Franciscanos, Dominicos y Agustinos se establecieron en regiones del centro y sur del país. En el año de 1595 se dio la llegada a la ciudad de Valladolid de las monjas dominicas de Santa Catalina de Sena, en el año de 1604 se dio la llegada de los frailes mercedarios, en el año de 1596 se dio la llegada de los monjes carmelitas.

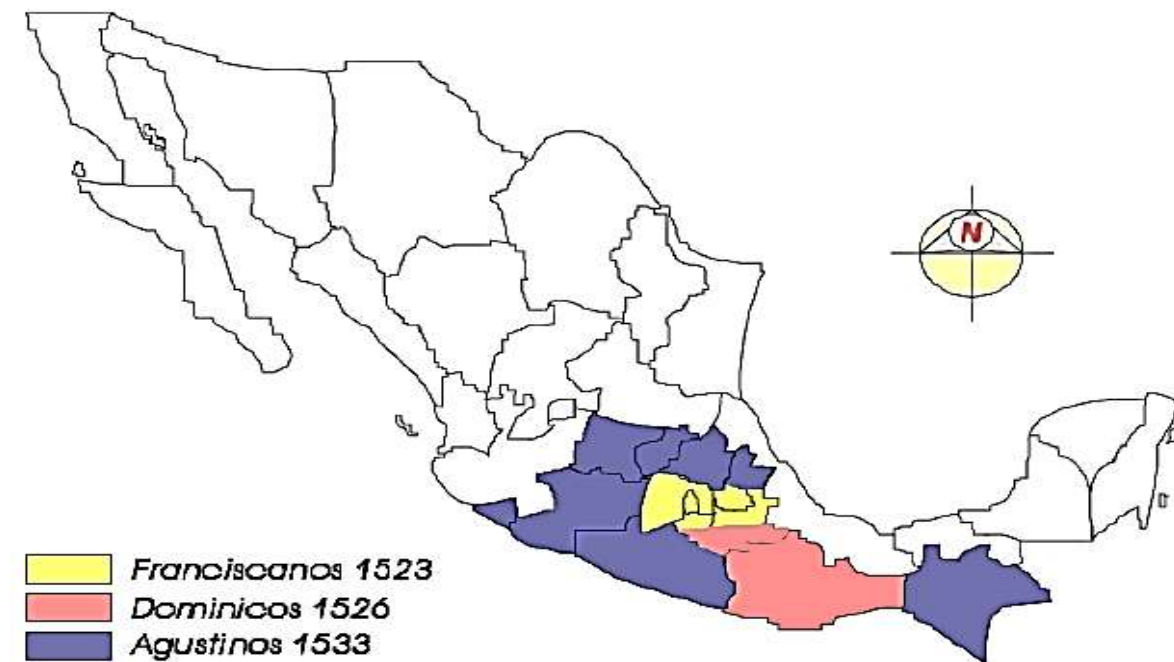


Figura 2.11. Localización del establecimiento de las principales órdenes religiosas del país. (Martínez, 2017).

Como se puede apreciar en la **Figura 2.11.** la orden religiosa de los Agustinos, se estableció en los actuales Estados de:

- Jalisco.
- Colima.
- Michoacán.
- Guanajuato.
- Querétaro.
- Hidalgo.
- Chiapas.

La orden religiosa de los Franciscanos, se estableció en los actuales Estados de:

- México.
- Morelos.
- Tlaxcala.
- Puebla.

La orden religiosa de los Dominicos, se estableció en los actuales Estados de:

→ Puebla.

→ Oaxaca.

Debido a la llegada de las órdenes religiosas a la ciudad de Valladolid, la ciudad comenzó a desarrollarse más rápidamente, ya que dichas órdenes religiosas comenzaron a enseñar sus amplios conocimientos a las poblaciones de indígenas, tanto en agricultura, pesca y construcción. Por lo que la ciudad de Valladolid se colocaba entre las más importantes de la Nueva España. Por lo que se comenzaron a construir diversas construcciones a base de cantera rosa, en donde dichas construcciones serían del tipo civil y religioso.

En el año de 1660, se inició la construcción de la Catedral de Morelia. Para el año de 1794, debido al crecimiento de la ciudad, se elabora un plano de la ciudad de Valladolid, en la cual apenas se contaba con aproximadamente 20,000 habitantes, el cual estaba constituido a partir de 4 cuarteles, además de que se puede apreciar las ubicaciones de los ríos Chiquito y Acuíchi, el acueducto, entre otras estructuras, el plano de la ciudad de Valladolid es el siguiente:

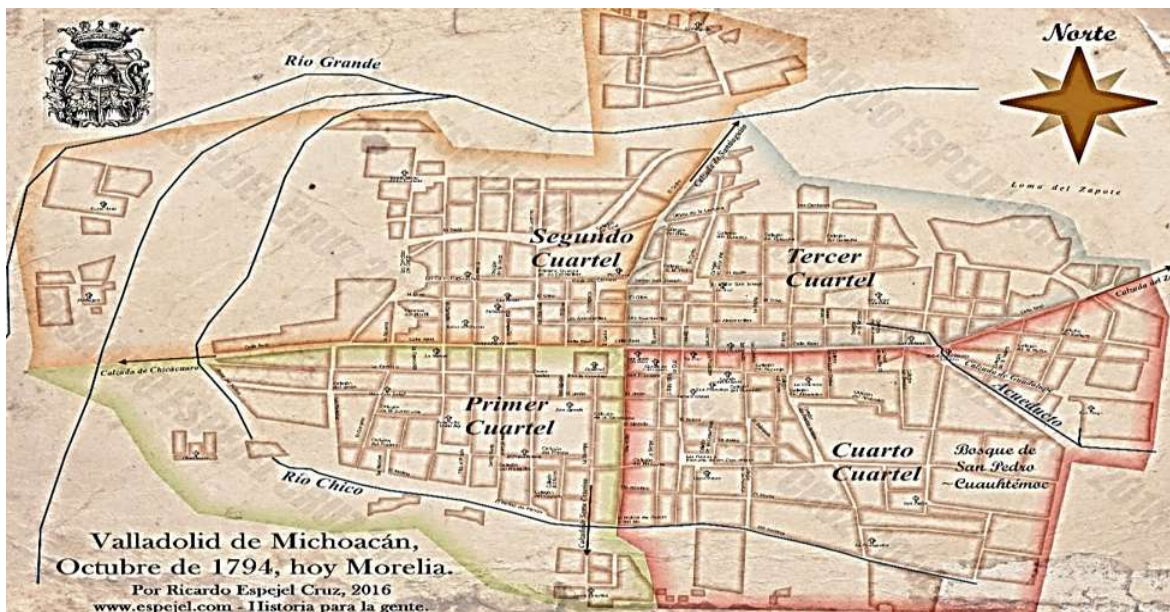


Figura 2.12. Plano de la Ciudad de Valladolid de año de 1794. Imagen tomada de: <http://www.espejel.com/?paged=2&cat=1>.

Como es de apreciarse en la **Figura 2.12**. El plano representa los trazos de las calles y los 4 cuarteles, que formaban en el año de 1794 la ciudad de Valladolid.

Al transcurrir los años, la ciudad de Valladolid siguió creciendo, tanto en número de construcciones, como en número de habitantes, pero al estallar las luchas de independencia en el año de 1810, el número de habitantes disminuyó radicalmente hasta aproximadamente 3000 habitantes, ya para el año de 1900, la población en la ciudad de Valladolid fue incrementándose, estimándose el número de habitantes alrededor de 30,000. En el año de 1898 se elaboró un segundo plano de la ciudad de Valladolid, en el cual se puede apreciar el crecimiento de la ciudad respecto a sus dimensiones, si lo comparamos con el plano elaborado en el año de 1794.

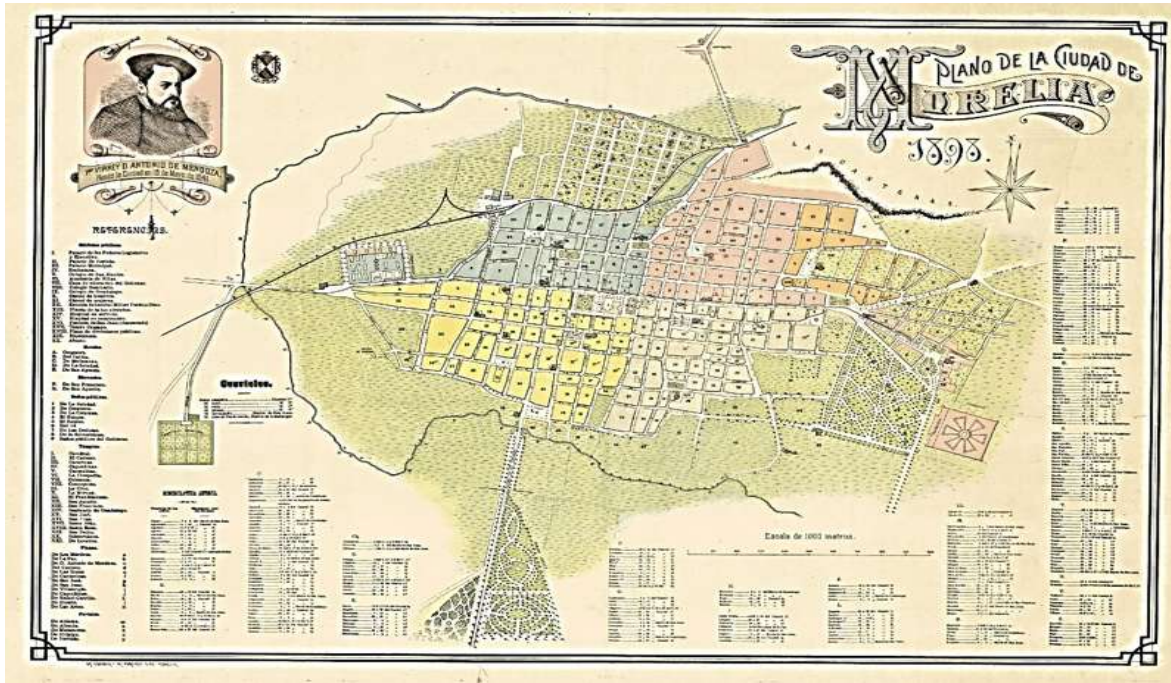


Figura 2.13. Plano de la Ciudad de Valladolid de año de 1898. Imagen tomada de: <http://www.espejel.com/?paged=2&cat=1>.

Como se puede observar en la **Figura 2.13**. Las dimensiones de las zonas construidas no varían considerablemente con respecto al plano de la ciudad del año 1794, pero si se incrementó el número de construcciones en dichas zonas, hasta el año de 1810, en el cual se comenzó la lucha por la independencia.

El 12 de septiembre de 1828, la segunda legislatura del Estado dio su visto bueno para sustituir en nombre de la Ciudad de Valladolid por el nombre Morelia, como un merecido homenaje José María Morelos y Pavón. Y en el año de 1831 se estableció como un municipio. En donde el municipio de Morelia forma parte de los 113 municipios que constituyen el Estado Mexicano de Michoacán de Ocampo.

2.2 MATERIALES EMPLEADOS EN EL CENTRO HISTÓRICO DE MORELIA.

Dada la antigüedad del centro histórico de la ciudad de Morelia, los únicos materiales de construcción en el inicio de dicho centro histórico, eran los que les proporcionaba la naturaleza, es decir, la madera y las rocas, por lo cual las casas, conventos y templos se construyeron a base de cantera y madera. En donde generalmente, las gualdras y viguería se hacían de madera de primera calidad, y los muros, columnas, pilares, techos y arcos se construían a basa de mampostería, es decir con cantera (ignimbrita).

Los muros los construían con bloque de cantera denominados “sillares o sillarejos”, los cuales los unían con cal y arena, las calles las construían con empedrados de roca basáltica y en las banquetas empleaban tobas riolíticas, las cuales eran cuidadosamente seleccionadas por los constructores de aquella época, con la finalidad de que resistieran el desgaste, tanto del medio ambiente, como de las personas y animales que caminaban por el lugar.



Figura 2.21. Torre poniente (Izquierda) y Sacristía del Sagrario (Derecha) de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

Como es de apreciarse en la Figura 2.21. Las torres de la catedral de Morelia, están construidas con sillares hexaédricos de cantera color rosado, característica que distingue la cantera del centro histórico de la ciudad de Morelia, en la misma figura, se aprecia la Sacristía del Sagrario, de igual manera está construida a base de sillares hexaédricos.

Cada material disponible en la región se empleaba para un fin en común, es decir, las rocas se utilizaban para construir los cimientos, pilares, las fuentes, banquetas, muros de mampostería, adornos ornamentales, superficies de rodamiento para las calles, arcos. El hierro se empleaba en la construcción de los barandales, cerraduras de las puertas, adornos, rejas. La madera se utilizaba para la construcción de las gualdras, sistemas de viguería, puertas, pisos interiores, muebles y ventanas. También se empleaba arcilla recocida para la construcción de tejados y de pisos interiores.

Debido al color de la cantera con las que se construyó en el centro histórico de la ciudad de Morelia, y a la combinación adecuada con los materiales anteriormente mencionados, se logró dar una estética fascinante al centro histórico de la ciudad de Morelia, que en ningún otro lado se puede encontrar a nivel mundial, es por eso que la ciudad de Morelia es conocida internacionalmente, es decir, por la belleza y majestuosidad de su centro histórico, con ese color rosa que caracteriza la cantera.

Es por tal motivo, dada la majestuosidad y la impresionante belleza del centro histórico de la ciudad de Morelia, que se debe preservar ante el transcurso de los años, al igual que conservar y restaurar, dado que los materiales con los que se construyó el centro histórico sufren degradación de resistencia y rigidez, hablando en términos estructurales, y hablando en términos estéticos sufren desgaste debido a los embates del medio ambiente.

Cabe recordar que los materiales que no se puedan preservar, se deben reemplazar por el mismo tipo de material, conservando todas las características y propiedades que poseían originalmente, por lo tanto, se prohíbe de manera estricta emplear materiales como el concreto o acero en el reemplazo de materiales originales de alguna determinada construcción de nuestro centro histórico de la ciudad de Morelia.

En la actualidad, desafortunadamente debido a los actos de vandalismo, se han realizado pintas y graffitis por personas que no valoran el centro histórico de Morelia y que no tienen idea de lo que representa a nivel nacional e internacional, por lo que se tienen que destinar recursos para remover dichas pintas y graffitis de la manera más adecuada, es decir, sin alterar la estética de los materiales del centro histórico de Morelia, y mucho menos, sus propiedades físicas, por lo que resulta más laborioso remover las pintas y graffitis de la cantera con la que está construido nuestro centro histórico, lo cual involucra, personal especializado y mayores recursos.

2.3 ANTECEDENTES DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Como anteriormente se mencionó, la ciudad de Valladolid fue fundada el 18 de mayo del año 1541, por el virrey Don Antonio de Mendoza, en el valle de Guayangareo, lo cual colocó a la ciudad de Valladolid como una ciudad importante, es decir, al mismo nivel de importancia que Pátzcuaro y Tzintzuntzan, lo cual impulsó a la llegada de órdenes religiosas y a su establecimiento en la ciudad de Valladolid.

Como es de saberse, el cemento portland fue patentado en el año de 1824 por Joseph Aspdin y en el año de 1845, Isaac Johnson obtiene la patente del primer prototipo de lo que se denominaría cemento moderno, ya fue hasta el año de 1900 se crearon las primeras fabricas que producían cemento y en el caso del acero, no fue hasta el año de 1856, que Henry Bessemer, inventó y desarrolló un método más económico para producir acero en grandes cantidades, el cual sería empleado más adelante, de manera masiva en la construcción de estructuras, principalmente en Estados Unidos.

Fue el presidente mexicano Porfirio Díaz que, en uno de sus viajes al continente europeo, observó estructuras a base de concreto reforzado, por lo que quedó fascinado con dicho material moderno para aquella época, por lo que el presidente Porfirio Díaz lo introdujo al país, el cual era cemento de origen polaco, el primer edificio construido a base de concreto reforzado en México, fue el Palacio de Bellas Artes, el cual se encuentra localizado en el centro histórico de la ciudad de México.

El primer edificio de concreto reforzado en Michoacán se construyó en la ciudad de Morelia en el año de 1937, el cual es conocido actualmente como: Hotel Alameda.



Figura 2.31. Fachada principal del Hotel Alameda. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

El Hotel Alameda se encuentra ubicado en el centro histórico de la ciudad de Morelia, el cual forma parte del patrimonio del siglo XX. Dicho hotel fue proyectado por el arquitecto Mario Pani y la ejecución del proyecto se realizó por el ingeniero Jaime Andrés Sandoval.

Por lo tanto, se puede decir, que, en el año de la fundación de la ciudad de Valladolid, en 1541, no existían tales materiales como el acero y el concreto, lo que implicaba, que se tenía que construir con los materiales que proporcionaba la naturaleza, es decir, a base de cantera para el caso de la ciudad de Valladolid, y en general, todas las construcciones se realizaban a base de mampostería y con mayor frecuencia los edificios históricos a nivel mundial.

Pero es un caso excepcional el color de la cantera que se encontraba en la ciudad de Valladolid, la cual le proporcionaba una gran belleza, un enigmático color rosa, el cual la distinguía de cualquier otro banco de cantera, es por tal razón que se decidió construir la catedral de Morelia con dicho material, al igual que todas las

edificaciones que se realizarían conforme transcurrían los años, en el centro histórico de la ciudad de Morelia.

Debido a diversos factores que intervinieron para que se realizara el cambio de la ciudad de Pátzcuaro a la recién fundada, ciudad de Valladolid de las autoridades eclesiásticas en el año de 1580 y a que, a la llegada a dicha ciudad de las autoridades eclesiásticas, se construyó de manera rápida una catedral provisional, la cual debido a la rapidez con la que se construyó, quedo en malas condiciones, hablando desde el punto de vista estructural, ya que los materiales que se emplearon en la construcción de dicha catedral provisional eran de muy mala calidad, por lo que al transcurrir el tiempo, la seguridad estructural de la catedral provisional disminuía, a tal grado, que se estaba colapsando, por lo que se debió apuntalar toda la catedral provisional.

Por lo que, en el año de 1654, el canónigo Juan de Magaña Pacheco, le comento al rey las deplorables condiciones en las que se encontraba la catedral provisional, y le sugirió que se debía construir una digna catedral para el Obispado. Además de mencionarle que en la ciudad de Valladolid se poseían materiales en abundancia para la construcción de dicha catedral. Por tales motivos, el rey expidió una cédula el 6 de marzo de 1655, en la que el rey ordenaba que se comenzara la construcción de una catedral digna para las recién trasladadas autoridades eclesiásticas, además de que se presupuestó 9000 pesos/año durante 12 años. Los cuales se tenían que dividir en 3 partes iguales, la primera parte era para la real hacienda, la segunda parte era para los encomenderos y la última parte era para los indios del Obispado.

Por tales razones mencionadas anteriormente, el 6 de agosto de 1660, se comenzó la construcción de la catedral de Morelia, dado que, anteriormente, el virrey de la Nueva España dio la orden de que se comenzaran los trabajos de construcción del proyecto del alarife Vicente Barroso de la Escayola, dicho proyecto fue ampliamente analizado desde el punto de vista estructural y estético, uno de los peritos de aquel entonces que analizo el proyecto del alarife Vicente Barroso de la Escayola, era el

arquitecto de origen español Juan Gómez de Trasmonte, el cual era el maestro mayor y que intervino en la construcción de la catedral de México.

Varios de los peritos que analizaban el proyecto del alarife Vicente Barroso de la Escayola, dieron su punto bueno con respecto al trabajo de dicho alarife, pero en cuanto a otros peritos, discutían sobre la altura de la cúpula, la cual la consideraban inestable estructuralmente debido a la alta sismicidad de la zona en la que se planeaba construir dicha catedral de Morelia.

Después de discutir y analizar la estabilidad de la cúpula, el alarife Vicente Barroso de la Escayola les dijo a los peritos inconformes con la altura de dicha cúpula, que se había considerado los efectos generados por los sismos de la región en las dimensiones de la cúpula, por lo que estructuralmente su comportamiento ante los efectos sísmicos sería eficaz, además de mencionar a los peritos que, en dicha zona, considerada de alta sismicidad, la actividad sísmica tenía muy poca frecuencia, por lo que los peritos dieron su visto bueno y se aprobó el inicio de la construcción de la catedral de Morelia. Cabe recordar que la ciudad de Morelia se encuentra en una región considerada como de muy alta sismicidad, lo cual se puede apreciar de una mejor manera en la **Figura 2.32**.



Figura 2.32. Regionalización sísmica de la República Mexicana. Imagen tomada de: Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, CFE.

Ya después de iniciada la construcción de la catedral de Morelia, la cual posee un estilo barroco, tuvo varios problemas, es decir, los trabajos se realizaban de manera muy lenta, principalmente debido a la dificultad de acarrear la cantera de los principales bancos de materiales, los cuales estaban ubicados a las afueras de la ciudad de Valladolid, por lo que, en el año de 1669, las actividades de construcción de la catedral de Morelia se detuvieron, debido a la muerte del tesorero don Diego Velázquez de Valencia, por lo que la construcción apenas se levantaba aproximadamente 7 varas y un dieciseisavo de vara, cabe recordar que una vara, es una medida antigua de longitud, la cual es equivalente a 83.80 centímetros de longitud.

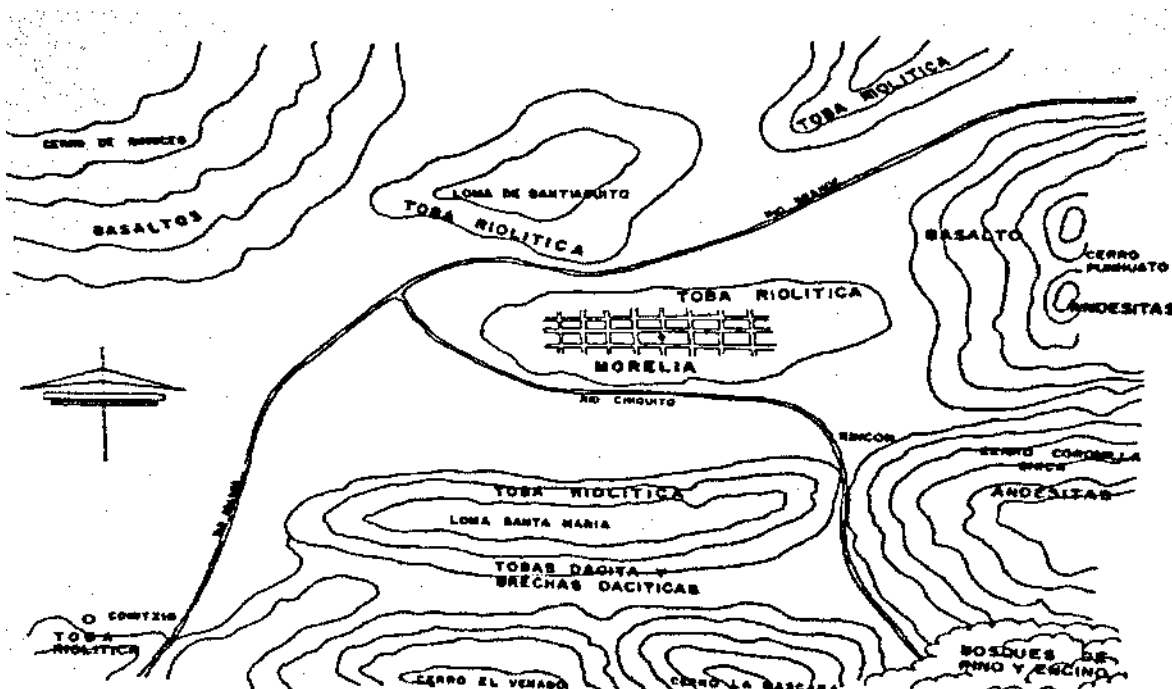


Figura 2.33. Bancos de materiales de la ciudad de Morelia. Imagen tomada de: La Antigua Valladolid, Hoy Morelia, Fernando Tavera Montiel.

En el año de 1672, se reanudaron las actividades de construcción, con un nuevo superintendente, con el cual se lograron grandes avances, en el año de 1679, se elaboró un informe, en el cual se mencionaban los avances que se tenían hasta la

fecha, en el año de 1683, la catedral ya estaba casi terminada, pero la cantidad de dinero que se había gastado en la catedral ascendía a los 225,000 pesos, por tal motivo, la obra tuvo que suspenderse de nuevo.

Tiempo después, en el año de 1695, el alarife que había diseñado y proyectado las dimensiones de la catedral de Morelia, es decir, Vicente Barroso de la Escayola, murió, por lo que no llegaba a ver su obra terminada, años más tarde, por lo que, en este mismo año, Pedro de Guedea, Matías de Santiago y Miguel Jerónimo llegaron a la conclusión y por lo tanto dictaminaron que faltaría un presupuesto de 145,000 pesos para terminar la obra del alarife Vicente Barroso de la Escayola.

Por tales motivos y debido a la importancia de semejante estructura, se mandaron publicar cédulas y pregones, con la finalidad de convocar alarifes de diferentes partes, de tal manera, se elegiría al mejor alarife, el cual sería capaz de seguir y terminar la majestuosa obra de Vicente Barroso de la Escayola, dicho cargo lo tuvo el alarife Juan de Silva.

Pero dado al presupuesto asignado, los trabajos de construcción de la majestuosa obra del Vicente Barroso de la Escayola, seguía teniendo problemas, pero en este caso, se tenía toda la motivación para terminarla, por lo que entre todos trataban de reunir los materiales para seguir con dicha construcción, hasta que en el año de 1703 se terminó el presupuesto asignado para terminar dicha obra.

El 10 de mayo del año 1705, se colocó la campana denominada “El Salvador”, la cual tiene un peso de 6260 kilogramos, por lo que se ganaba el título de la campana más pesada de la Nueva España, ya en este año, la catedral presentaba una ornamentación majestuosa, la cual era digna de una construcción de semejante envergadura, lo cual, a su vez, empezaban los problemas, ya que la catedral no estaba del todo terminada, lo cual implicaba una alta probabilidad de robo del mobiliario que ya se tenía dentro de la catedral de Morelia.

Ya habían transcurrido 65 años y la majestuosa obra del alarife ya fallecido, Vicente Barroso de la Escayola no se terminaba aun, además de que faltaba presupuesto para la culminación de emblemática obra, no fue hasta el año de 1738, que se autorizaron 14,000 pesos/año durante los siguientes 6 años, los cuales se dividieron de la siguiente manera:

- 3000 pesos se destinarían para la real hacienda.
- 3000 pesos se destinarían para los indígenas del Obispado.
- 3000 pesos se destinarían para las vacantes de encomienda.
- 3000 pesos se destinaria para la mesa capitular.
- 2000 pesos para una canonjía suprimida.

Dada la buena administración de dinero y la motivación de todos para terminar de construir la catedral de Morelia, se trabajó de manera ardua y eficaz, hasta el año de 1744, fecha en la cual se dio por finalizada la obra emblemática y majestuosa de fallecido alarife Vicente Barroso de la Escayola.

Desde los inicios de su construcción el 6 de agosto de 1660 hasta el año de 1744, transcurrieron 84 años, en donde la construcción de semejante obra tuvo periodos muy difíciles, los cuales se lograron resolver de manera adecuada, por lo que el alarife que había diseñado y dimensionado la estructura de la catedral de Morelia, y el cual había discutido ante varios peritos que su obra no tendría problemas de estabilidad estructural en la cúpula ante un sismo, fallecía antes de ver terminada su obra, la majestuosa catedral de Morelia.

Debido a los enormes gastos, desde Madrid se pidió un plano, con la finalidad de conocer en que se había invertido tanto dinero, ya el 9 de mayo del año de 1745, se dio paso a realizar una celebración debido a la culminación de la catedral de Morelia.

2.4 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

La magnífica y majestuosa catedral de Morelia, magnífico edificio histórico colonial, que con su majestuosa e impecable arquitectura deja cautivado a todo aquel que la observa, conocida a nivel mundial por su extraordinaria belleza y complejidad estructural, día tras día la visitan cientos de turistas, dicha catedral de Morelia se encuentra ubicada en el centro histórico de la ciudad de Morelia, la cual, como se mencionó anteriormente forma parte del Patrimonio Mundial de la UNESCO. Su ubicación es: en la Avenida (fachada principal de la Catedral de Morelia): Francisco I. Madero, Código postal: 58000, Morelia. Michoacán.



Figura 2.41. Ubicación de la catedral de Morelia. Imagen tomada de: <https://www.google.com.mx/maps>.

La catedral de Morelia, fue construida a base de cantera, la cual se distingue por su color rosado, en donde en la actualidad es la sede del arzobispado de la iglesia católica de la ciudad de Morelia, un dato curioso, es que la catedral de Morelia está orientada hacia el norte, la única en México. Ya que las demás catedrales están orientadas hacia el oriente.

Su extraordinaria belleza se puede observar de cualquier punto de la ciudad de Morelia, debido a su altura y a su color que tanto la caracteriza de las demás catedrales de México. La catedral de Morelia está dedicada a la Transfiguración del Señor.

Como es de saberse, la catedral de Morelia posee un estilo barroco, el cual se puede apreciar en toda su magnífica y majestuosa fachada exterior, dicho estilo barroco también se puede apreciar en el interior de dicha y majestuosa catedral, en donde, el estilo barroco que posee en su exterior se encuentra revestida de un estilo neoclásico en todo su interior, al entrar a dicha catedral, se puede apreciar con total claridad los enormes pilares contruidos de sillares de cantera, con una increíble y majestuosa ornamentación, dichos pilares están contruidos de 4 pilastras, los cuales poseen 3 ingletes, que le proporcionan una cierta esbeltez a los pilares del interior de la catedral de Morelia.

Los pilares, pilastras y muros de cantera en el interior de la catedral de Morelia, proporcionan la bajada de cargas gravitacionales de las 3 bóvedas que posee dicha catedral emblemática de la ciudad de Morelia, hasta su cimentación, lo cual representa el ingenio y la gran astucia de los antiguos constructores de este tipo de edificaciones, además representan el exquisito conocimiento en la arquitectura, de cual tenían conocimiento en aquellas épocas.

Cabe recordar que en el periodo en que se contruyó la catedral de Morelia no se conocían métodos analíticos para analizar el comportamiento estructural de semejantes estructuras, además de que el gran auge de las matemáticas y la física tuvo lugar con Sir Isaac Newton, al momento de su publicación denominada: "Principia Matemática de la Filosofía Natural". En donde, dicha publicación cambio al mundo para siempre.



Figura 2.42. Fachada principal de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

La catedral de Morelia consta de 5 portadas, 3 de las cuales se pueden apreciar en la **Figura 2.42**. Los elementos que constituyen las 3 portadas de la fachada principal de la catedral de Morelia de composición tríptico, representan:

1. Escudo Pontificio.
2. Santa Bárbara.
3. Escudo Nacional.
4. San Miguel Arcángel.
5. La Adoración de los Pastores.
6. San Pedro.
7. STA. Rosa de Lima.
8. La Transfiguración del Señor.
9. San Juan Bautista.
10. La Adoración de los Reyes.
11. San Pablo.

Por lo que los antiguos constructores o grandes maestros de la construcción, diseñaban semejantes estructuras como la catedral de Morelia, a través de la aplicación de reglas empíricas y la geometría constructiva, además de sus experiencias de construcción a lo largo de su vida. Los cuales, sin algún método de análisis estructural, construyeron enormes estructuras a base de mampostería, con una majestuosidad y que en la actualidad son emblemáticas y representativas de cada región en las que se encuentran.

Un ejemplo es la magnífica catedral de Morelia, la cual es ampliamente conocida a nivel nacional e internacional, debido a su compleja configuración estructural a base de mampostería, además de que se construyó en una zona altamente sísmica y hasta la actualidad solo ha sufrido daños en las naves laterales, debido a los efectos sísmicos generados por un movimiento telúrico en el año de 1858, por lo que se puede decir que no representan algún peligro de inestabilidad estructural en el conjunto de naves en dicha catedral.



Figura 2.43. Portada oriente (Izquierda) y Poniente (Derecha) de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

Como es de apreciarse en la **Figura 2.43**, la portada localizada al oriente de la catedral de Morelia, está dedicada a la Virgen de Guadalupe, en la parte superior de dicha portada se encuentran los pináculos, su entrada es a través de un arco de medio punto, la portada localizada al poniente de la catedral de Morelia, está dedicada a San José, de igual manera que la portada descrita anteriormente, la entrada es a través de un arco de medio punto y en la parte superior de la portada se encuentran los pináculos.

La catedral de Morelia fue construida en la plaza mayor, en la cual, dicha catedral dividiría a la plaza mayor en otras 2 plazas de dimensiones más pequeñas, la primera plaza está ubicada al oriente, primeramente, se le denominó: “La Plaza de San Juan de Dios o Plaza de la Paz”, en la actualidad dicha plaza recibe el nombre de: “Plaza Melchor Ocampo”.

La segunda plaza está ubicada al poniente, la cual se le denomina actualmente: “Plaza de Armas o Plaza de los Mártires”. Dichas plazas anteriormente mencionadas sirvieron como bodegas para los materiales de construcción y talleres, durante los 84 años que se tardaron en construir la majestuosa obra del alarife: Vicente Barroso de la Escayola. Ya después de construida la catedral de Morelia, dichas plazas se empleaban como espacios para los tianguis y para proveer de agua a la población.

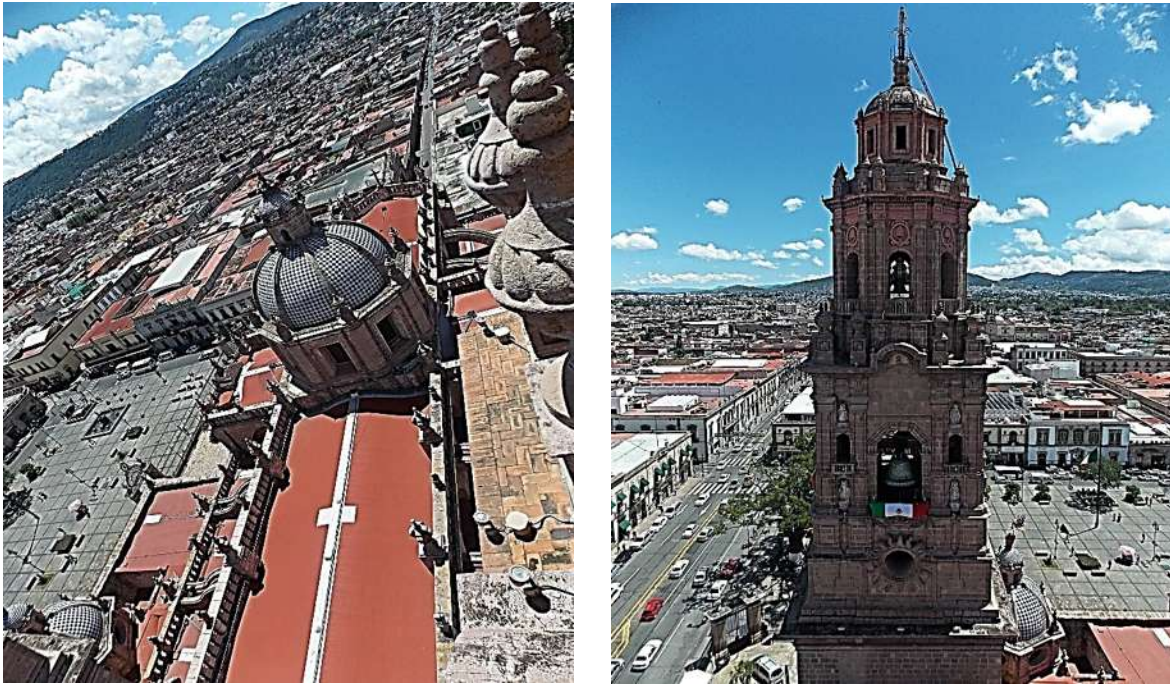


Figura 2.44. Vista parcial de la plaza Melchor Ocampo (Izquierda) y vista de la torre oriente (Derecha) de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

La catedral de Morelia tiene una longitud de 77.1 metros por un ancho de 30.5 metros en el crucero, en su interior, la catedral se compone de 3 naves, una nave mayor y 2 naves laterales, en donde la nave mayor tiene una altura de 19.60 metros, las naves laterales tienen una altura de 14.15 metros. Por lo que la bóveda mayor es la más grande de las 3 bóvedas, dicha bóveda está caracterizada por lunetos, la cual está dividida en 8 tramos. Como es de apreciarse en la **Figura 2.45**.

El Santuario Guadalupano de Zamora, posee las torres de cantera con mayor altura de México, con una altura de 105 metros. La reja que delimita el atrio de la catedral está constituida por 8 puertas, las cuales están colocadas sobre pilares de considerable altura, dichos pilares fueron contruidos de cantera, en donde los capiteles son de estilo toscano, dórico, jónico y corintio. Las torres de la catedral de Morelia, son las segundas más grandes del México, las torres con mayor altura, se encuentran en el Santuario Guadalupano de Zamora, con una altura de 107.5

metros, este templo está ubicado en la ciudad de Zamora, Michoacán. Dicho templo es representativo del estilo neogótico.



Figura 2.45. Nave central (Izquierda) y lateral (Derecha) de la catedral de Morelia.
Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

La bóveda central es de lunetos y las bóvedas laterales son bóvedas de aristas, las cuales están divididas en 7 tramos hasta llegar al crucero, el cual tiene sus 2 portadas a cada lado de la catedral de Morelia, nueve pilares forman cada flanco, los cuales limitan la bóveda central o mayor, los cuales soportan 7 arcos formeros y 7 fajones, en las bóvedas laterales existen 8 arcos formeros, en donde dichos arcos soportan los muros de sillares de cantera localizados al este y oeste, además 7 arcos fajones se apoyan sobre los pilares del centro y las pilastras del muro de sillería de cantera.

En los muros anteriormente mencionados localizados al este y oeste, se localizan 10 ventanas, dichas ventanas permiten la entrada de luz solar hacia el interior de la catedral, con la finalidad de proporcionar la suficiente iluminación. Donde la iluminación en el interior de la catedral debe resaltar en lo mayor posible toda la exquisita ornamentación que posee la catedral de Morelia en su interior.

En el mobiliario de la catedral de Morelia, es muy poco lo que se conserva hasta la actualidad, el mobiliario que aún se conserva desde que se terminó de construir la catedral de Morelia hasta el siglo XIX es el siguiente:

1. El sagrario.
2. El comulgatorio.
3. El púlpito.
4. El manifestador de plata.
5. Los candelabros.
6. La pila bautismal.
7. Sillería del coro.
8. Las puertas de los cancelos.
9. El facistol.

Ya para el siglo XX, se instalaron algunos inmuebles, los cuales se preservan hasta la actualidad, los cuales son:

1. Altar móvil.
2. Los ambones.
3. Los confesionarios.
4. El viacrucis monumental en alto relieve.
5. El órgano del presbiterio.
6. Las bancas de madera.

La altura de las torres de la catedral de Morelia es de 66.80 metros, las cuales tienen un estilo barroco, al igual que toda su fachada, en el interior, el estilo es neoclásico, en los lados de la fachada principal de estilo barroco, se elevan 2 impresionantes torres, con la altura anteriormente mencionada, las cuales comienzan a nivel del terreno con una forma de hexaedro, dichas torres fueron construidas con sillares de cantera, en donde, dicha cantera se encontraba ubicada a las afueras del centro histórico.

Los hexaedros de sillería se encuentran limitados o divididos por las cornisas, además de presentar unos pequeños vanos, los cuales iluminan el interior de las torres, además de iluminar las escaleras de forma helicoidal, las cuales permiten ascender a través de las torres, dichos vanos permiten que las masas de aire entren y proporcionen ventilación a dichas torres.



Figura 2.46. Torres de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

Como se puede apreciar en la **Figura 2.46**. En la cornisa mayor parte el basamento de las torres, el cual soporta 3 cuerpos y el remate, basamento ornamentado por 4 guardamalletas por cada cara de la torre y localizadas en el centro. El reloj que se muestra en la torre poniente, fue colocado en 1885, el relojero que lo construyo se llamaba Federico A. Beyes. Dicho reloj funcionaba a base de cuerda, ya que en la época en que se construyó, todavía no se inventaba la corriente eléctrica.

La cúpula de la catedral de Morelia, sobre el crucero se levanta sobre un tambor octagonal, el cual consta de una ventana rectangular en cada uno de sus lados, y por encima de la cúpula se levanta un pináculo. La cúpula sobre el sagrario, la cual se encuentra localizada a un costado de la torre oriente, se encuentra formada por un tambor hexagonal, es decir, formado por 6 partes en forma helicoidal, delimitados por sus correspondientes nervaduras.



Figura 2.47. Cúpula de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

En la **Figura 2.47**. Se aprecia por dentro de la catedral de Morelia, su cúpula, la cual se levanta sobre cuatro pilares, en cada pilar se puede observar los 3 ingletes que le proporcionan al pilar mayor esbeltez y una estética majestuosa, digna solamente de la catedral de Morelia. Además, se puede apreciar como las personas que acuden a visitar la anteriormente mencionada catedral, observan la majestuosa cúpula desde el exterior, junto a la impresionante configuración estructural que la rodea y forma parte de la catedral de Morelia.



Figura 2.48. Cúpula de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

En la **Figura 2.48**. Se puede apreciar la cúpula desde la parte superior de la catedral de Morelia, además de observar al impermeabilizado de color rojo sobre la bóveda principal, los pináculos a lo largo de la bóveda principal y los arbotantes.

La catedral de Morelia posee unos de los órganos monumentales más grandes y majestuosos de México, el primer lugar se lo lleva el órgano monumental que se encuentra en el Santuario Guadalupeño de Zamora, el segundo lugar lo posee el órgano monumental de la catedral de Morelia.

El órgano monumental de la catedral de Morelia posee 4600 flautas, 3 teclados y 6 memorias, dicho instrumento musical fue construido en Ludwingsburg, Alemania. En la actualidad es denominado como: “Órgano de San Gregorio Magno”, el cual rinde homenaje al papa Gregorio I.

Dicho órgano se puede apreciar al entrar a la majestuosa catedral de Morelia, por su fachada principal, el cual, está en la parte superior, sostenido a través de una estructura de acero, recubierta con finas maderas y anclada a los pilares de cantera y al muro de cantera de la fachada principal de la mencionada catedral de Morelia, para subir al lugar donde se encuentra el órgano monumental es necesario hacerlo a través de una pequeña escalera metálica en forma de caracol.

El estilo del órgano monumental de la catedral de Morelia, es de estilo churrigueresco, dicho órgano fue mandado a construir en el año de 1904 por el arzobispo de aquel entonces, Aténogenes Silva, ya después de construido el órgano monumental en Alemania, de dispuso su traslado por barco hasta el puerto de Veracruz, en donde, fue recibido y trasladado a la catedral de Morelia.

Si se quiere conocer dicho órgano de estilo churrigueresco y además escuchar su exquisita sonorización, solo basta hacer acto de presencia en el festival internacional de órgano de Morelia, el cual es unos de los festivales más emblemáticos de Morelia, en donde son invitados varios países al evento.

Además de eventos semanales, en los cuales se puede visitar esta majestuosa catedral, la cual se puede apreciar desde cualquier ángulo de la ciudad de Morelia, que con su majestuosidad e increíble configuración arquitectónica y estructural es ampliamente conocida a nivel nacional e internacional.

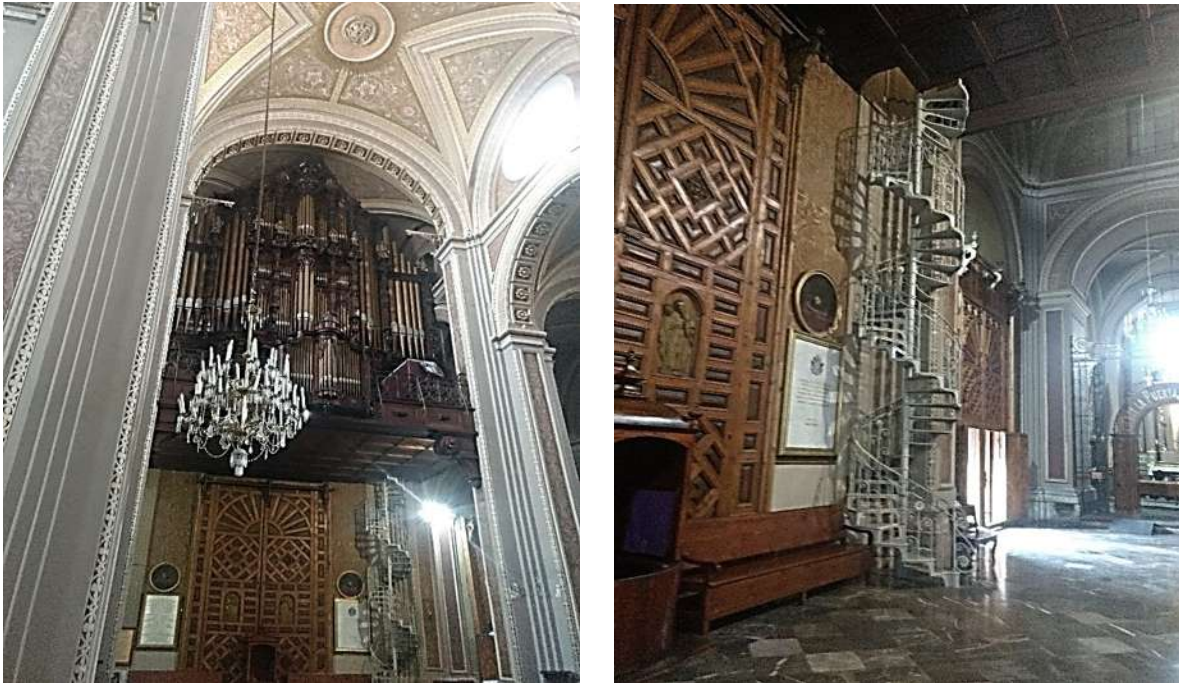


Figura 2.49. Órgano monumental (Izquierda) y su escalera de acceso (Derecha) de la catedral de Morelia. Imagen tomada por: Eduardo Reyes Negrete.

Como se puede apreciar en la **Figura 2.49**. El órgano monumental de la catedral de Morelia se encuentra en excelentes condiciones.

La catedral de Morelia, es un ejemplo del ingenio y astucia de los antiguos constructores, los cuales tenían una tremenda habilidad para realizar semejantes y majestuosas construcciones de semejante envergadura, sin previos análisis matemáticos que representaran el comportamiento estructural, lo cual nos dice, que dichos constructores aprendían a través de prueba y error, con lo que obtenían experiencia a través de los años, dichos constructores se guiaban solamente por reglas empíricas y geometría constructiva, en donde, estas técnicas se desarrollaron en el continente europeo.

La catedral de Morelia, junto a sus plazas forman una relación matemática, mejor conocida como proporción áurea, la cual era conocida desde la antigüedad por los matemáticos y constructores.

Por lo que preservar la configuración arquitectónica y estructural de la catedral de Morelia es indispensable, ya que es un símbolo, el cual representa a través de los años, la genialidad, astucia, arte y misticismo de los antiguos constructores de semejantes y majestuosas catedrales, como lo es la ya mencionada catedral de Morelia.



Figura 2.491. Proporción áurea de la catedral de Morelia y sus 2 plazas.

(Martínez, 2017).

La proporción áurea, también conocida como el número de oro y proporción divina, dicha proporción representa medidas que son armónicas y agradables, es decir, las estructuras construidas con esta porción geométrica proveniente de la geometría constructiva de la antigüedad, reflejan una estética arquitectónica de impresionante belleza.

Las personas al estar dentro de dichas construcciones o al observarlas, tienden a sentirse mejor, la proporción áurea está presente en toda la naturaleza. El valor de la proporción áurea es de 1.61803398, también es conocido como el número Phi.

La proporción áurea se puede considerar como uno de los eslabones, en donde dichos eslabones son los que unen al hombre, arte y la naturaleza, la proporción áurea es conocida también como en número áureo, proporción divina, la regla de oro, etc. La proporción áurea se define de manera matemática como:

$$\varphi = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{f_{n+1}}{f_n} \right)^1 \quad (2.41)$$

2.5 MITOS Y PARTICULARIDADES DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Dada la enorme historia de la majestuosa catedral de Morelia, se han venido originando mitos a través de las generaciones, es decir, leyendas sobre hechos transcendentales que ocurrieron dentro o fuera de dicha catedral, unos de los cuales ha crecido de manera significativa a través de las generaciones desde que se inició la construcción de la emblemática catedral de Morelia, es la presencia de túneles en el subsuelo del centro histórico de la ciudad de Morelia.

Dichos túneles, según los mitos y leyendas urbanas, conectan a varios edificios históricos de gran importancia, como lo son el palacio clavijero, la biblioteca pública universitaria, el templo de San Francisco, la Catedral de Morelia, etc. Es muy interesante mencionar las historias que se han venido tejiendo a lo largo de los años, cabe mencionar que se han confundido las cloacas o drenajes subterráneos que se construyeron en la época de construcción del centro histórico, en donde dichos drenajes eran contruidos a base de mampostería, ya que es estas épocas no se conocía el concreto y el acero, es muy curioso, ya que dichos drenajes eran contruidos con la forma de túneles en forma de medio arco.

Se dice que existen túneles que conectan a la catedral de Morelia, al palacio clavijero y a la biblioteca pública universitaria, se ha mencionado a través de mitos que han tomado fuerza con respecto a los años, sobre la existencia de ríos profundos, en donde dichos ríos profundos se pueden ver si recorres los túneles en el subsuelo del centro histórico de la ciudad de Morelia.

Una historia muy conocida por los habitantes de la ciudad de Morelia, es la de Jesús Arriaga (Chucho el roto), el cual era una especie de ladrón que robaba a los ricos y el botín se lo daba a los más pobres, por lo tanto, la policía de aquel entonces lo buscaba, fue entonces que este misterioso personaje se dio a la tarea de robar una joyería localizada en el centro histórico de la ciudad de Morelia, pero la policía se dio cuenta de dicho robo y lo persiguió, dado que Jesús Arriaga se dice que sabía y conocía las trayectorias de los túneles en el subsuelo del centro histórico de Morelia, por lo que este señor entro en una iglesia de aquel entonces y entro a los túneles

siendo perseguido por las autoridades del orden, ya después de varias horas dentro de los túneles, los policías salieron de los mencionados túneles, sin saber nada de la localización de Jesús Arriaga.

También se sabe que las casonas principales del centro histórico de la ciudad de Morelia, tenían sótanos para guardar provisiones y alimentos, ya que se sabe que en aquel entonces no existían sistemas de refrigeración, también se empleaban para esconder a las mujeres y niños de los cristeros o persecuciones de aquel entonces, según las historias dichos sótanos de las edificaciones más importantes del centro histórico de Morelia poseían la entrada a estos enigmáticos túneles en el subsuelo del centro histórico moreliano.

Debido a la curiosidad de conocer sobre la existencia de dichos túneles en el subsuelo del centro histórico de la ciudad de Morelia, algunos investigadores se han dado a la tarea de investigar sus posibles localizaciones, se dice que, en algún momento, un alto jerarca de la iglesia le pidió al gobernador en su momento que prohibiera dichas investigaciones.

Como es de apreciarse, la enigmática catedral de Morelia está llena de múltiples historias, de enigmáticos mitos y leyendas, dado a su enorme belleza y significado para la sociedad, lo cual resulta muy interesante de mencionar, ya que es una parte de la esencia de nuestro centro histórico moreliano.

Sería muy interesante llegar a conocer la localización de dichos túneles en la realidad, ya que sería fascinante recorrerlos y saber dónde terminan, lo cual dejaría una derrama muy importante en el centro histórico de Morelia desde el punto de vista del turismo, desde el punto de vista histórico, sería un orgullo la historia detrás de dichos túneles, desde el punto de vista estructural, sería fascinante observar y describir sus métodos para realizar su construcción en aquella época, ya que no se conocían materiales como el concreto y el acero, además de no existir maquinaria como la de la actualidad.

Dado la enorme curiosidad que existe entre la población moreliana, acerca de la existencia de túneles en el centro histórico de nuestra ciudad de Morelia, las autoridades municipales han solicitado y pagado a instituciones estudios realizados con la más alta tecnología, con la finalidad de conocer si en realidad existen dichos túneles en el centro histórico moreliano.

Investigadores de la universidad nacional autónoma de México, campus Morelia, confirmaron la existencia de túneles bajo la catedral de la capital michoacana, luego de los estudios geofísicos que realizaron el pasado 26 de noviembre del 2009 y que concluyeron el 9 de abril del 2010 (Fuente: MiMorelia.com | 10:9 - Morelia Sabado 10 de Abril del 2010).

En reunión que sostuvieron los integrantes de la asociación civil “Morelia Patrimonio de la Humanidad”, en las instalaciones de la Secretaria de Turismo y Cultura Municipal, y en la cual estuvo presente el alcalde moreliano Fausto Vallejo Figueroa, los miembros de esta agrupación y Francisco Valdés Galicia, director del instituto de geofísica de la UNAM campus Morelia, agradecieron el apoyo económico y confianza que las autoridades municipales pusieron para esta investigación, el edil Fausto Vallejo Figueroa felicitó a los miembros de dicha asociación civil, así como a los encargados del proyecto que se conforman por especialistas del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su incansable voluntad para llevar a cabo este proyecto que da certidumbre a los morelianos sobre la existencia de corredores en el subsuelo (Fuente: MiMorelia.com | 10:9 - Morelia Sabado 10 de Abril del 2010).

En el lugar, fue René Chávez Segura, responsable del proyecto “La Morelia Soterrada”, quien se encargó de dar los pormenores de esta ardua tarea, en donde destaco el estudio de tomografía 3D, que es el primero de dicha magnitud en realizarse en el País, y el cual se efectuó en la Catedral de Morelia, para constatar la existencia de túneles debajo de la misma, “no sabemos si los túneles que tienen una profundidad de 16 metros y un diámetro que van desde los 6, 12 y casi 20 metros se realizaron antes, durante o después del proyecto de construcción de la Catedral de Morelia, sin embargo los resultados que arrojaron esta investigación es

que efectivamente existen los pasadizos (Fuente: **MiMorelia.com** | 10:9 - Morelia Sabado 10 de Abril del 2010).

René Chávez Segura, detallo que, con respecto al método galvánico utilizado en el estudio, este se efectuó en 2 modalidades, una en modo 2D y otra en modo 3D, el primero consistió en 3 perfiles en el cual se modelo la distribución lateral y la profundidad de la resistividad del subsuelo a profundidades de 20 metros, mientras que el procedimiento en 3D, proporciono información útil sobre el estado de los cimientos de la Catedral y fue el que sirvió de evidencia para saber sobre la existencia de túneles en las profundidades del perímetro de la Catedral (Fuente: **MiMorelia.com** | 10:9 - Morelia Sabado 10 de Abril del 2010).

A decir de Francisco Valdés Galicia, director del Instituto de Geofísica de la UNAM, de acuerdo con datos que se localizaron en documentos, se dice que en Morelia existen alrededor de 75 túneles en distintas partes del subsuelo de la ciudad de Morelia, en el mes de noviembre del año 2009, año en que se firmó el convenio de colaboración entre el Ayuntamiento de Morelia y la Asociación Civil “Morelia patrimonio de la Humanidad”, a fin de que la UNAM realizara este estudio que tuvo un costo de 300 mil pesos, ya al término del encuentro, René Chávez Segura, responsable de la investigación, entrego al edil Fausto Vallejo Figueroa el informe y resultados del proyecto “La Morelia Soterrada” (Fuente: **MiMorelia.com** | 10:9 - Morelia Sabado 10 de Abril del 2010).

Después de aplicar estudios de penetración terrestre, complementados con una tomografía de resistividad eléctrica, investigadores del Departamento de Geomagnetismo y Exploración confirmaron la existencia de galerías subterráneas debajo de la Catedral de Morelia, un grupo de geofísicos realizo los trabajos correspondientes de exploración en áreas seleccionadas dentro de los límites del atrio y del interior de la Catedral de Morelia, los métodos empleados fueron el capacitivo y el galvánico en modo de Tomografía de Resistividad Eléctrica (Fuente: <http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

Las leyendas y tradiciones orales respecto de la existencia de túneles en los alrededores de la Catedral de Morelia han provocado el interés de historiadores para localizar estas estructuras que representan valores humanísticos y turísticos, de ahí la importancia de realizar este estudio geofísico para caracterizar el subsuelo sobre el que se asienta este monumento, el diseño del experimento permitió cubrir una profundidad de 20 metros con un total de 2480 observaciones, el estudio somero permitió definir las condiciones del subsuelo a 5 metros de profundidad, por lo que se establece que la unidad resistiva sobre la que se asienta la Catedral de Morelia corresponde a sedimentos piroclásticos, se detectaron 4 anomalías con una geometría muy irregular, su geometría tan particular indica la presencia de túneles (Fuente:<http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

Los túneles se encuentran en los 4 costados de la Catedral y los encontrados en las caras Norte y Este coinciden con las entradas correspondientes al edificio, es muy importante mencionar que el estudio de Tomografía en 3D realizado en la Catedral de Morelia es el primero en su tipo en México, es un proyecto pionero en la aplicación de métodos geofísicos modernos a estudios del suelo, la confirmación de la existencia de túneles en el subsuelo de la Catedral de Morelia tuvo un positivo impacto (Fuente:<http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

Como se mencionó anteriormente, se han realizado estudios muy serios por instituciones muy bien calificadas, además de recibir toda la confianza de un gobierno municipal y su alcalde en ese entonces (Fausto Vallejo Figueroa), dada la confirmación por medio de los estudios realizados por el Instituto de Geofísica de la UNAM, sobre la presencia de túneles en el subsuelo de nuestra emblemática Catedral de Morelia, es de suma importancia realizar análisis estructurales (análisis modales, análisis estáticos, análisis dinámicos en la historia del tiempo), con la finalidad de calcular las modificaciones en la respuesta estructural de la Catedral de Morelia ante la presencia de dichos túneles en el subsuelo.

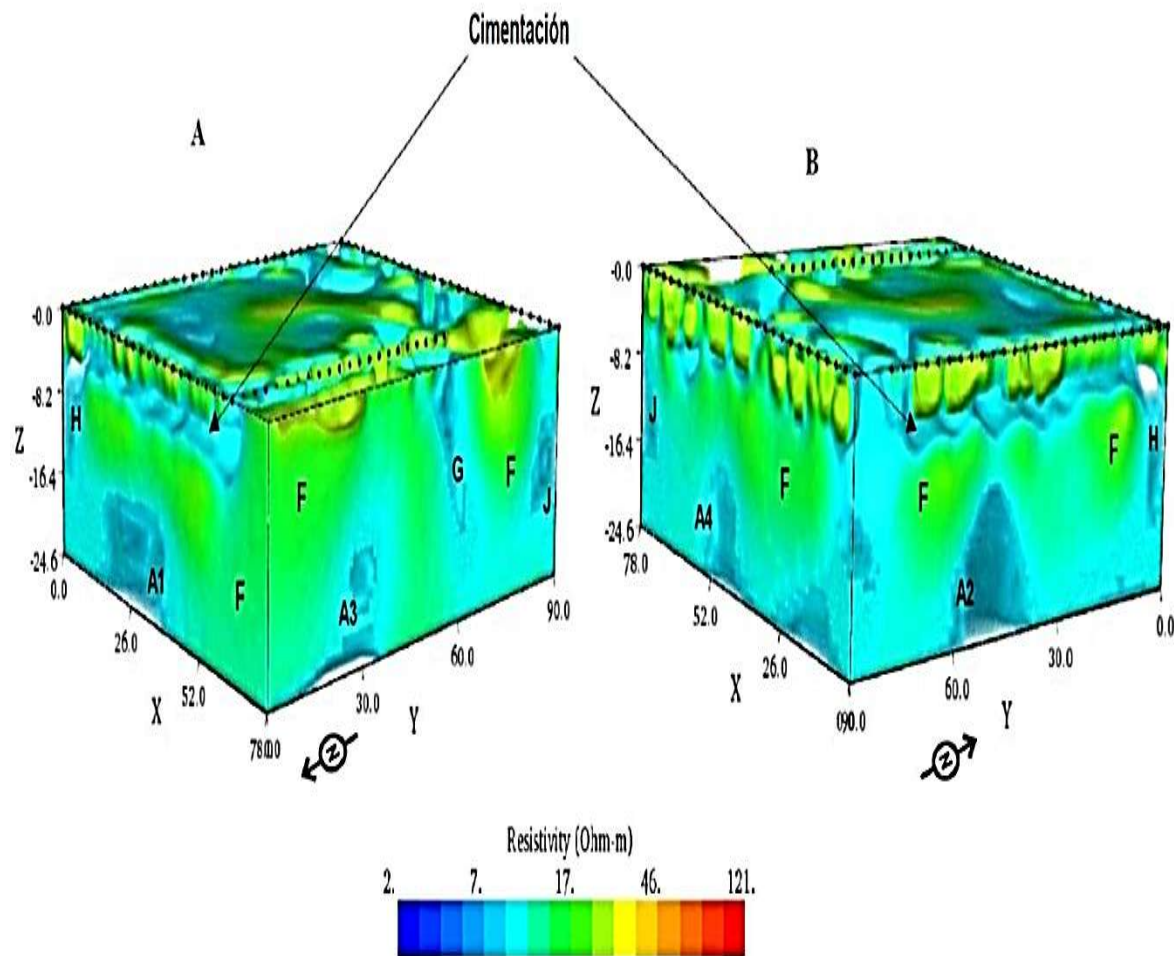


Figura 2.51. Cubo observado desde posiciones diferentes (Fuente: <http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

En la **Figura 2.51**. Se puede apreciar los túneles en el subsuelo de la Catedral de Morelia, identificados como: A1 (12 metros de base), A2 (20 metros de base), A3 (6 metros de base), y A4. Además de puede apreciar la cimentación de dicha Catedral (Según el estudio de Tomografía de Resistividad Eléctrica en 3D, realizado por el instituto de ingeniería Geofísica de la UNAM). Además, se puede observar que partir de una profundidad de aproximadamente 18 metros, la resistividad eléctrica es

homogénea, lo cual indica que el subsuelo se aproxima a ser completamente homogéneo.

Por lo que se puede observar anteriormente, la presencia de dichos túneles en el subsuelo de la Catedral de Morelia de semejante envergadura, modifican de manera muy significativa la respuesta estructural de dicha catedral, además hablando estructuralmente, la capacidad del suelo no es capaz de resistir el peso propio de la catedral moreliana con semejantes túneles en su subsuelo.

De la **Figura 2.51**. Se realizarán las siguientes observaciones, el túnel denominado A1, se encuentra localizado en la entrada principal de la Catedral de Morelia, se habla de la existencia de un túnel entre la catedral de Morelia y la casa del Obispado (Palacio de Gobierno), el túnel denominado A2, el cual presenta la forma de un arco ojival, se asocia con un túnel que comunica con la cripta de los Obispos, cuya entrada se encuentra localizada a un costado del Altar Mayor, el túnel denominado A3, es de menores dimensiones y con una forma circular (Fuente: <http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

Además, se puede apreciar que la cimentación de la catedral de Morelia posee un espesor de aproximadamente 8 metros, según el estudio de Tomografía de Resistividad Eléctrica en 3D realizado por el Instituto de Geofísica de la UNAM.

Pero esto es un mito que se ha venido formando y tomando cada vez mayor fuerza con el transcurso de los años, desde que se dio por terminada la etapa constructiva de la Catedral de Morelia, es algo muy bonito, muy emblemático, pero siendo realistas, estos túneles detectados en los estudios anteriormente mencionados, no existen, tal vez, oquedades de mucho menor tamaño, que se pueden llegar a confundir con los sistemas de drenaje que se construyeron en aquel entonces, los cuales se llegaban a construir en forma de túneles pero muy pequeñas dimensiones, de aproximadamente 1-1.20 metros de altura.

CAPÍTULO 3. INTERVENCIONES EN LA CATEDRAL DE MORELIA.

3.1 INTRODUCCIÓN.

Antes de que se inventara el acero y el concreto reforzado, la mampostería se empleaba como material de construcción, debido a la abundancia de la cantera en la ciudad de Morelia y a sus alrededores, como se mencionó anteriormente, la catedral de Morelia, se construyó a base de cantera, la cual se caracteriza por su majestuoso color rosado.

Al igual que los edificios históricos pertenecientes al centro histórico de la ciudad de Morelia, históricamente la mampostería se empezó a utilizar hace aproximadamente 10,000 años, dado que, los humanos observaron que podían construir a base de mampostería sus viviendas, templos para adorar a sus dioses, monumentos arquitectónicos, instrumentos para la caza de animales, pirámides, estatuas, etc.

Debido a las órdenes religiosas que llegaron a nuestro país, las cuales principalmente se establecieron en el centro y sur del país, debido al clima y diversos recursos naturales que se poseen en dichas regiones del centro y sur, por tal motivo, los Estados del centro y sur del país, son los que más construcciones del tipo histórico tienen en su patrimonio.



Figura 3.11. Construcciones históricas por Estado. (Martínez, 2017).

Como se puede observar en la **Figura 3.11**. Es el Estado de Puebla, es el que más construcciones históricas tiene, con 11500 construcciones históricas, seguido del Estado de Jalisco, el cual tiene 8500 construcciones históricas, el Estado de Michoacán se encuentra posicionado en el quinto lugar, con 6000 construcciones del tipo histórico, el Estado con menor número de construcciones históricas es Quintana Roo, con 148 construcciones del tipo histórico, cabe mencionar que el Estado de Quintana Roo posee el menor número de construcciones del tipo histórico debido a su lejanía con respecto al centro del país.

Lo cual se puede apreciar en la **Figura 3.12**. Representando en términos de porcentaje la cantidad de construcciones del tipo histórico que posee cada Estado.

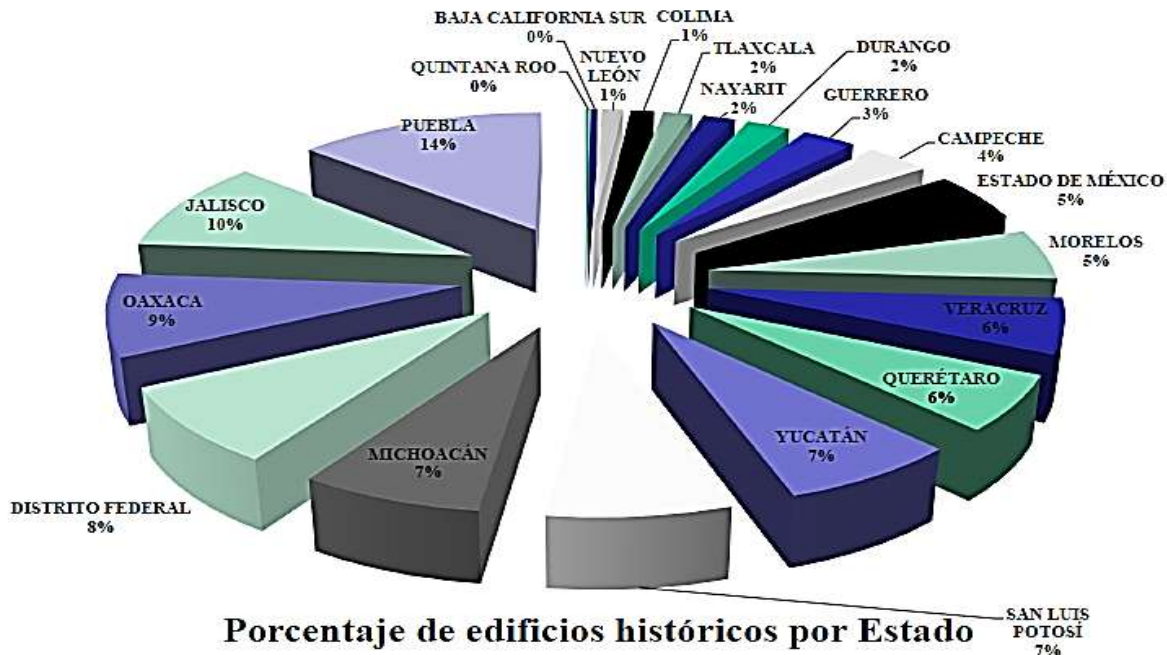


Figura 3.12. Porcentaje de edificios históricos por Estado. (Martínez, 2017).

Después de observar y analizar las **Figuras 3.11** y **3.12**. Podemos escribir con seguridad, que nuestro país posee un gran número de construcciones del tipo histórico, para ser más preciso, entre los 20 Estados, suman un total de 84445 construcciones del tipo histórico.

Pero como es de saberse en México existe un desinterés en preservar estas construcciones del tipo histórico, además de que son pocos los especialistas que conocen el comportamiento estructural de este tipo de construcciones, ya que su comportamiento estructural es bastante complejo, debido a la irregularidad respecto a su configuración estructural, tanto en planta, como en elevación. Cabe mencionar que gran porcentaje de estructuras del tipo histórico se encuentran localizadas en zonas altamente sísmicas.



Figura 3.13. Regionalización sísmica de la República Mexicana. Imagen tomada de: Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, CFE.

Como se observa en la **Figura 3.13**. Un gran número de construcciones del tipo histórico están localizadas dentro de regiones consideradas como zonas altamente sísmicas, por lo que el análisis estructural de dichas construcciones aumenta en complejidad, debido a las irregularidades estructurales en su configuración arquitectónica, al deterioro y degradación de los materiales, complejidad estructural, antigüedad de la construcción, medio ambiente que las rodea, tipo de suelo, zona sísmica, procedimiento constructivo e intervenciones recientes, tanto estructurales, así como del tipo estéticas.

Debido a las pocas investigaciones en este tipo de construcciones, la mayoría de las intervenciones que se han realizado son del tipo estético, ya que como se mencionó anteriormente, son pocas las personas que conocen o se atreven a incursar en el campo de la ingeniería estructural respecto al análisis estructural de este tipo de construcciones del tipo histórico, debido a la complejidad del análisis estructural.

Afortunadamente, en la actualidad, se comienza a tener un significativo auge en el análisis estructural de este tipo de construcciones históricas, ya que se tiene mayor conciencia respecto a su preservación y restauración, ya que son símbolos emblemáticos y representativos de cada región en las que se encuentran localizadas, además de representar la genialidad y astucia de los antiguos constructores, y como llegaron a construir semejantes y majestuosas estructuras con tan solo reglas empíricas y el uso de la geometría constructiva.

3.2 IMPORTANCIA DEL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL.

Es muy importante realizar un adecuado diagnóstico estructural en construcciones del tipo histórico, como lo es la catedral de Morelia, es decir, el ingeniero estructural debe analizar y entender los mecanismos de transmisión de fuerzas en cada elemento de la estructura antigua, por lo que se debe conocer cómo se realizaba el proceso constructivo en la antigüedad. Además de saber con la mayor aproximación posible el comportamiento de los materiales, es decir, sus propiedades mecánicas, su comportamiento estructural ante la solicitación de un conjunto de fuerzas, tanto en el sistema local, como en el global.

En la actualidad la mayoría de las construcciones son a partir de materiales como el concreto, acero y en zonas de escasos recursos con adobe y bambú, por lo que se quedado a un lado la construcción de estructuras a base de mampostería, aunado a la creencia de que la mampostería es muy costosa, su comportamiento estructural es frágil, en zonas altamente sísmicas se comportaría inadecuadamente, pero si observamos las construcciones de nuestro centro histórico, hechas a partir de cantera en su mayoría y su antigüedad que tienen, al igual que otras construcciones del tipo histórico del país, y si las comparamos con las estructuras construidas con concreto y acero, nos daremos cuenta que la mampostería tiene una duración significativamente mayor que dichas estructuras de concreto y acero.

Dado al gran avance en los ordenadores y sus capacidades en las últimas décadas, más la formulación de métodos matemáticos más precisos en el análisis estructural, en la actualidad se pueden realizar análisis más detallados, lo cual involucra mayor

complejidad en el modelo matemático y su solución, al momento de analizar el comportamiento de construcciones del tipo histórico, como lo es la majestuosa catedral de Morelia.

El análisis estructural en edificios del tipo histórico, en donde, sus irregularidades estructurales son muy significativas, aumenta la dificultad de identificar los mecanismos de transmisión de fuerzas que rige al sistema, pero debido a su antigüedad, como lo es para la magnífica catedral Morelia, aumenta la probabilidad de que diversos factores modificaran dichos mecanismos de transmisión de fuerzas, como puede ser el sismo que ocurrió en el año de 1858 en Morelia, por lo que se modificó la seguridad estructural original, lo cual hace necesario evaluar su seguridad estructural ante efectos sísmicos, en base a la determinación de sus propiedades estructurales, considerando un análisis matemático más complejo, el cual represente el comportamiento real de la catedral de Morelia ante dichos efectos inducidos por un determinado sismo.

3.3 RESTAURACIONES EN LA CATEDRAL DE MORELIA.

La conservación de la catedral de Morelia es excelente, desde el punto de vista exterior, la catedral se mantiene en excelentes condiciones, lo cual es posible debido a que en su construcción se emplearon materiales de muy buena calidad, además de que el medio ambiente no es tan agresivo, es decir, no se presenta fenómeno de intemperismo en la cantera debido a las masas de aire, ni humedad en la cantera debido a las precipitaciones de la región.

Las esculturas y relieves que posee la catedral de Morelia en todo su exterior, las cuales fueron construidas a través de cantera de menor calidad que la cantera de sillería, se mantiene en óptimas condiciones a pesar de la antigüedad, cabe mencionar que las restauraciones que se le han realizado a la catedral de Morelia son del tipo estético, debido al desconocimiento que hay en general sobre el comportamiento estructural y mecanismos de transferencia de carga de este tipo de estructuras tan complejas e irregulares.

En el interior de la catedral de Morelia, luce de manera excelente su exquisita ornamentación, lo cual representa que se construyó con materiales de la mejor calidad provenientes de la región. En el caso de la bóveda central se observa en épocas de lluvias la presencia de humedad, pero no son significativos sus efectos sobre dicha bóveda. Como se sabe la catedral de Morelia tuvo desde sus inicios el piso de madera, el cual se fue acabando con el transcurso del tiempo, ya en el año de 1977 se llevaron trabajos de restauración del suelo de la magnífica catedral de Morelia, reemplazando lo que quedaba del piso de madera por el piso de mármol, el cual luce de manera esplendida hasta la actualidad.

Las ventanas con forma geométrica de elipse perdieron el alabastro, el cual cerraba el vano, el cual se reemplazó con vidrieras, las cuales se pueden apreciar hasta la actualidad, al igual que los relojes de la catedral tuvieron la pérdida de sus caratulas. Debido a la antigüedad del órgano monumental de la catedral de Morelia, denominado: “San Gregorio Magno” y a su múltiple utilización en diversos eventos, el mencionado órgano no se encontraba en óptimas condiciones, por lo que, en el año 2007, se contrató a personal especializado para reajustarlo, con la finalidad de que funcione de manera adecuada.

Ya en el año del 2014, se realizaron trabajos de iluminación de la catedral de Morelia, con la finalidad de atraer mayor turismo a la región, el cual es un encendido escénico, anteriormente en el año 2008 se proyectaba una descripción de la majestuosa catedral de Morelia, actualmente se inició un proyecto sobre la modernización de la iluminación escénica de dicha catedral, con la finalidad de realizar una mejor iluminación de la emblemática y majestuosa catedral de Morelia.

3.4 ANÁLISIS REALIZADOS EN LA CATEDRAL DE MORELIA.

Dada la enorme importancia y transcendencia cultural de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, se han comenzado a realizar análisis relacionados con la integridad estructural de la anteriormente mencionada catedral. Cabe mencionar que dichos estudios en México son muy escasos, debido a la falta de conocimiento sobre el comportamiento estructural y el mecanismo de transferencia

de fuerzas en estructuras con semejante complejidad estructural e irregularidades tanto en planta como en elevación.

Como se ha venido mencionando, el comportamiento de este tipo de construcciones del tipo histórico es muy diferente al comportamiento estructural de estructuras más recientes, las cuales están construidas a partir de materiales como el concreto reforzado y el acero, desde la invención de dichos materiales y el mejoramiento de los procesos de producción a gran escala, se dejó de emplear la mampostería en la construcción. Además de que se tiene la creencia de que es mucho más costoso construir a base de mampostería que con materiales como en concreto y el acero, pero si se analiza bien, las construcciones realizadas a través de mampostería duran siglos y las estructuras a base de concreto y acero tienen un periodo de vida útil de aproximadamente 50 años.

La majestuosa catedral de Morelia sufrió daños en las naves laterales debido a un sismo, el cual ocurrió en el año de 1858, cuyo hipocentro o foco, estuvo localizado en la ciudad de Morelia, además causo severos daños y el colapso de varias casas y templos en Pátzcuaro. Regresando a los daños en la catedral de Morelia debido al anteriormente mencionado sismo, las grietas que sufrieron las naves laterales, en la actualidad no se pueden observar, ya que se realizaron reparaciones, pero del tipo estético y por lo tanto solo las ocultaron.

(Martínez et al., 2009), realizaron estudios para obtener el comportamiento estructural de las naves de la catedral de Morelia ante efectos sísmicos, en donde se involucró la componente horizontal de movimiento como el efecto de la componente vertical, con la finalidad de lograr establecer un primer estudio de análisis estructural, con la finalidad de representar el comportamiento estructural de la mampostería antigua, con la cual fue construida la emblemática catedral de Morelia, en donde sus 3 naves longitudinales fueron construidas con un estilo Barroco-Renacentista.

Los estudios de análisis estructural que se han llegado a realizar en la magnífica catedral de Morelia están enfocados a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de

la estructura de la anteriormente mencionada catedral, ante un movimiento del terreno. (Gaytan et al., 2010), realizaron una caracterización dinámica pero solamente de la fachada de la catedral y sus 2 torres, con la finalidad de evaluar su fragilidad sísmica del sistema fachada y las 2 torres, utilizando modelos de elementos finitos tridimensionales. En donde en este estudio se observó que se necesitaba evaluar la vulnerabilidad sísmica de las naves longitudinales de la catedral de Morelia. En donde realizaron una caracterización dinámica a través de vibración ambiental para lograr calibrar un modelo matemático del sistema fachada-torres, dicho modelo matemático se realizó a partir de planos de la catedral en el software AutoCAD.

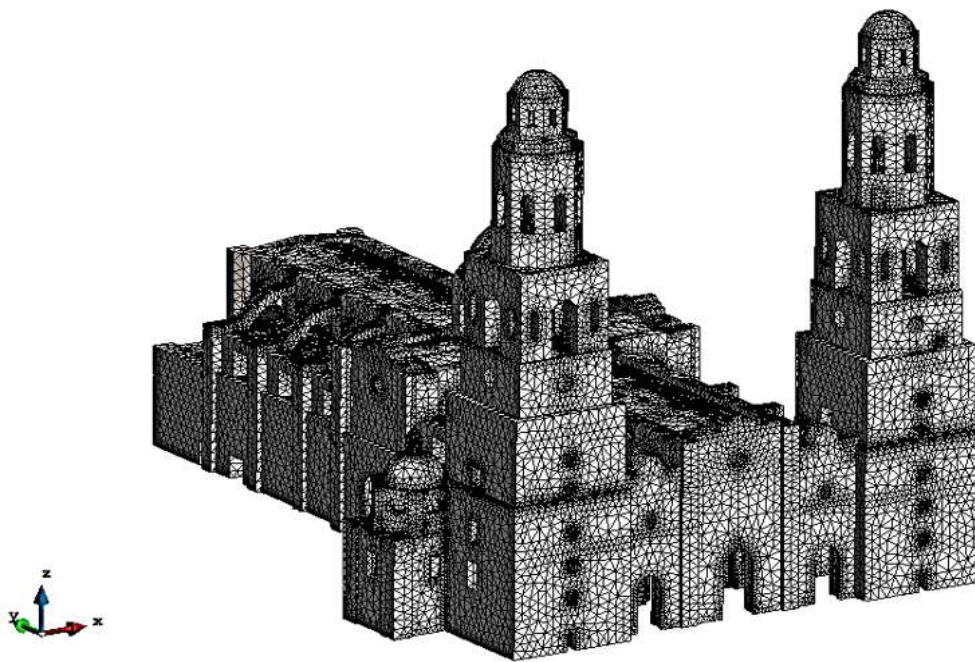


Figura 3.41. Modelo de la Catedral de Morelia en GID. (Martínez et al.; 2009)

Como es de apreciarse en la **Figura 3.41**. La majestuosa y magnífica catedral de Morelia, se encuentra representada a través de un modelo matemático por medio de los elementos finitos, en el cual, a partir de dicho modelo se evaluará la vulnerabilidad sísmica del sistema suelo-estructura en este presente trabajo de tesis. Añadiéndole al mencionado modelo matemático de la figura anterior, las

características geotécnicas del suelo en el que está sustentada la catedral de Morelia.

(Martínez et al., 2011), estudiaron la fragilidad sísmica de las naves longitudinales, pero en la dirección corta de dichas naves, en lo que emplearon modelos de Elementos Rígidos sobre modelos bidimensionales de los macroelementos, los cuales conforman los pórticos transversales y los del transepto.

3.5 TÉCNICAS DE DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS HISTÓRICOS.

Como es de saberse, el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), es muy riguroso y estricto en cuanto pruebas destructivas en edificios de carácter religioso, cultural, edificios pertenecientes al patrimonio de la humanidad y con un valor cultural muy importante para la sociedad, como es el caso de la emblemática catedral de Morelia, es decir, de ninguna manera se puede alterar las propiedades mecánicas o físicas de los materiales con que fueron construidos, por lo que, las pruebas del tipo destructiva quedan totalmente prohibidas.

Afortunadamente existen técnicas del tipo no destructivas, las cuales no alteran las propiedades físicas y químicas de los materiales con los que se construyeron dichos edificios de carácter histórico, los cuales poseen un importantísimo valor cultural ante la sociedad, como lo es la magnífica catedral de Morelia, por lo cual es importante determinar la calidad de materiales con los que se construyeron dichas construcciones, lo cual se realiza a través de técnicas directas e indirectas. Por lo tanto, se mencionará brevemente algunas técnicas, cabe mencionar que estas técnicas también se pueden aplicar en otro tipo de estructuras y de diferentes materiales.

➤ Técnica directa semi-destructiva a partir de extracción de núcleos.

Dicha técnica, la cual se puede apreciar en la **Figura 3.51**, consiste en extraer probetas de los elementos estructurales, lo cual se realiza mediante una maquina especial perforadora, la cual posee una punta de diamante, las probetas o también

conocidos como “Corazones” se llevan al laboratorio, donde se analizan y se obtiene su módulo de Young y su resistencia a fuerzas de compresión (Martínez, 2017).



Figura 3.51. Extracción de núcleos de los pilares de la Catedral Metropolitana.
(Martínez, 2017)

➤ **Técnica directa semi-destructiva a partir de videosonda o endoscopia.**

En este tipo de técnica semi-destructiva, la cual se puede apreciar en la **Figura 3.52**, consiste en emplear una micro-cámara, la cual puede rotar sobre su propio eje longitudinal, dicha micro-cámara se introduce en pequeñas perforaciones realizadas por equipo de perforación, por lo tanto, el usuario puede observar con claridad el material con el que fue construido dicho edificio histórico que se requiere analizar, además de mencionar que esta micro-cámara tiene un amplio rango de longitud, lo cual la hace más efectiva en el caso de edificios históricos, los cuales llegan a presentar muros de sillería de cantera de espesores considerables (Martínez, 2017).

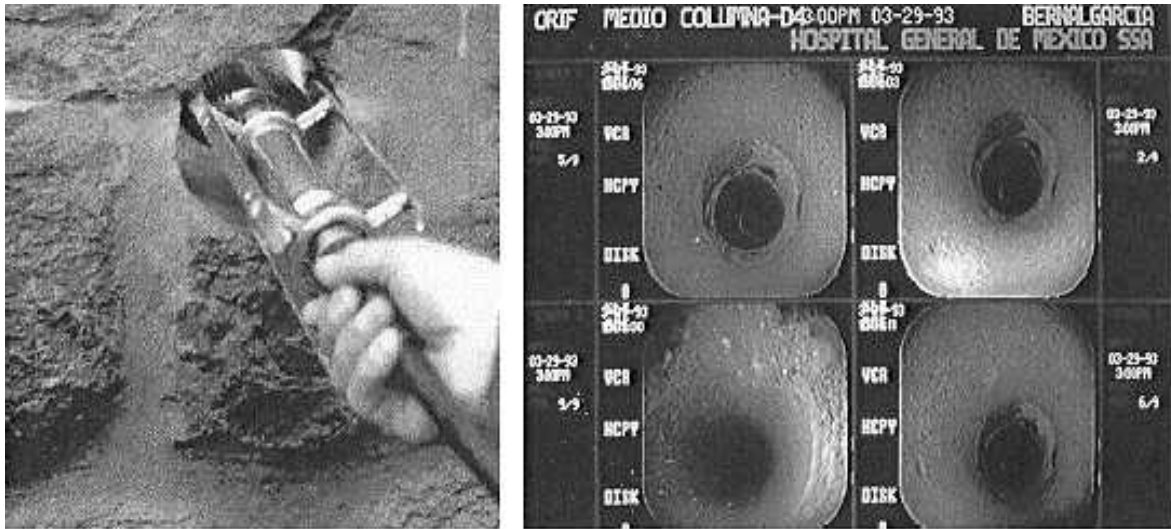


Figura 3.52. Introducción de la sonda (Izquierda) y vistas internas del material (Derecha). (Martínez, 2017).

➤ **Técnica directa semi-destructiva a partir del ensaye de gato plano.**

En este tipo de técnica, la cual se puede apreciar en la **Figura 3.53**, se basa en realizar un pequeño corte plano en la superficie del elemento, el cual puede ser un sillar de cantera, cabe recordar que los sillares con los que está construida la catedral de Morelia son de un espesor muy considerable, en la abertura colocas el gato plano y se mide la pérdida de esfuerzos, por lo que con esta técnica podemos conocer las propiedades mecánicas y la magnitud de los esfuerzos en el sillar que se desee analizar, es decir se puede obtener la curva esfuerzo-deformación, ya teniendo la curva esfuerzo-deformación podemos calcular el módulo de elasticidad o módulo de Young (Martínez, 2017).

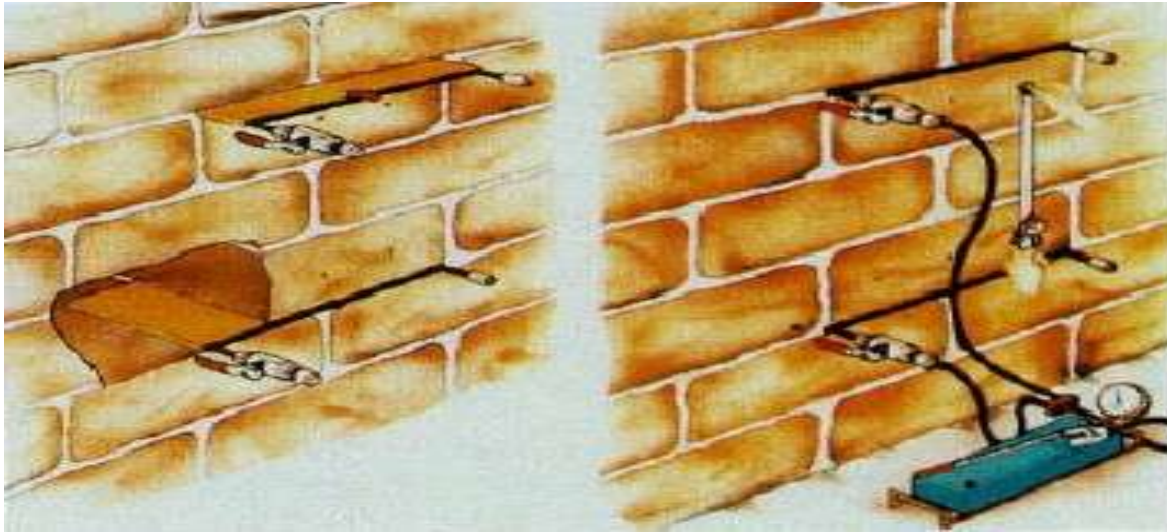


Figura 3.53. Esquema de prueba del método del gato plano (Martínez, 2017).

➤ **Técnica indirecta no-destructiva a partir de la termografía.**

En este tipo de técnica, la cual no es del tipo destructiva, la cual se puede apreciar en la **Figura 3.54**, dicha técnica se basa en la medición de la diferencia de emisión y conducción térmica de los materiales con los que se construyó la estructura en análisis con esta prueba no destructiva, esta técnica emplea instrumentación muy sensible a la radiación infrarroja, las radiaciones, que no son más que energía libre que se propaga a través del espacio, se transforman en señales eléctricas para después convertirlas en imágenes de varios colores, se sabe que la resolución de las imágenes obtenidas por este método tienden a disminuir debido a que la mampostería de los edificios históricos posee baja conductividad térmica. Por lo tanto, con esta técnica, se puede identificar en la estructura en análisis cualquier anomalía que no se pueda ver a simple vistas, como huecos en los muros de mampostería u objetos extraños que no se detectan a simple vistas o con otro tipo de técnicas (Martínez, 2017).

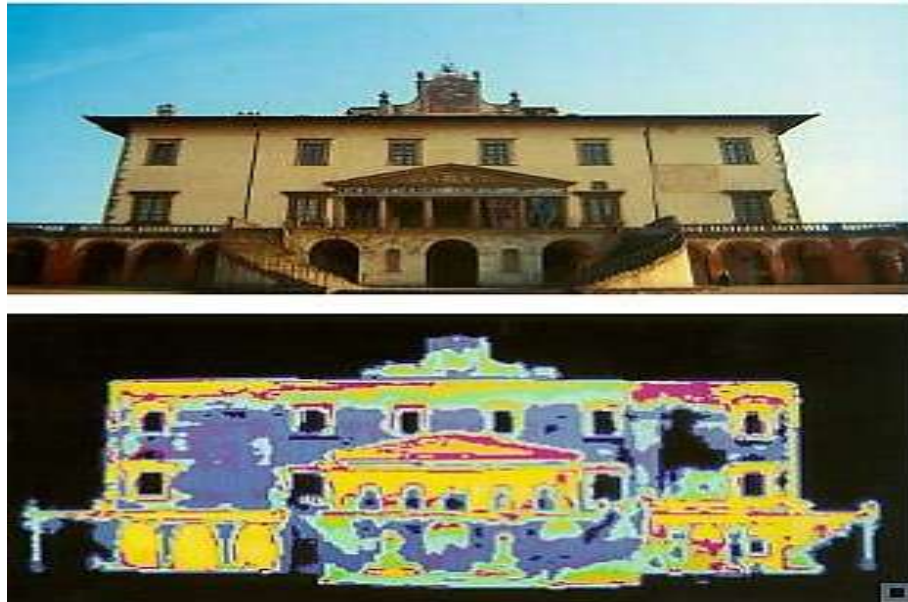


Figura 3.54. Termografía empleada en un edificio histórico (Martínez, 2017).

➤ **Técnica indirecta no-destructiva a partir de la prueba ultrasónica.**

Este tipo de técnica, la cual se puede apreciar en la **Figura 3.55**, dicha técnica se basa en la medición de ondas del tipo ultrasónico por un aparato denominado transductor electrodinámico y las cuales son recibidas por un sensor, el cual se localiza en una cierta distancia, lo cual, permite esta técnica estudiar y analizar elementos de sección de espesores significativos, con lo cual se puede localizar cavidades y defectos internos en los elementos que se desee analizar (Martínez, 2017).



Figura 3.55. Pruebas de ultrasonido en un edificio histórico (Martínez, 2017).

➤ **Técnica indirecta no-destructiva a partir del esclerómetro.**

Esta técnica del tipo no destructiva, también conocida como “técnica del martillo de rebote”, la cual consiste en la estimación sencilla de la resistencia del sillar de cantera en análisis, algunas de las desventajas es que, los resultados obtenidos son poco precisos, esto se debe a que el esclerómetro solo refleja las características de una capa de la piedra en análisis muy superficial, otra desventaja también es que el esclerómetro es muy sensible a la forma en que se realiza el disparo y a las irregularidades que se presentan en la mampostería que se está analizando. Dicha técnica nos sirve para darnos de manera sencilla y aproximada la resistencia del sillar de cantera en análisis, para después emplear una técnica más sofisticada (Martínez, 2017).

➤ **Técnica indirecta no-destructiva a partir del magnetómetro.**

Esta técnica del tipo no-destructiva, dicha técnica consiste en una sonda, la cual mide el de un muro de mampostería o una estructura de mampostería con muy buena precisión y además de manera aproximada sus dimensiones del elemento extraño (Martínez, 2017) campo magnético, lo cual detecta metales en una estructura de mampostería, además de tener la capacidad de detectar otro tipo de materiales dentro de una estructura de mampostería, lo cual significa que no es

importante el espesor del muro de cantera, esta técnica es muy sofisticada, ya que se puede localizar cualquier objeto dentro

➤ **Técnica dinámica no-destructiva mediante vibración ambiental.**

Esta técnica se basa en la medición del ruido o vibración ambiental, la cual es generada por el tráfico vehicular entre otros, dicha técnica emplea equipos denominados acelerómetros triaxiales, los cuales miden la variación de la aceleración del terreno en 3 direcciones ortogonales entre sí, sobre diferentes puntos localizados en la estructura en análisis, con esta técnica se puede obtener las frecuencias asociadas, modos de vibrar de la estructura en análisis y sus correspondientes formas de vibrar (Martínez, 2017).

Esta técnica es la que se empleara en este trabajo de tesis, por facilidad y simplicidad, además de que como se mencionó anteriormente, queda estrictamente prohibido pruebas del tipo destructivo en la majestuosa catedral de Morelia, sus plazas adyacentes, ya que en dichas plazas adyacentes no se puede afectar las baldosas de cantera, por tales motivos se empleara la técnica dinámica no destructiva denominada vibración ambiental, con la finalidad de obtener a través de acelerómetros triaxiales los periodos fundamentales de vibración del suelo en el que se encuentra asentada la catedral de Morelia y el suelo de las plazas adyacentes a la misma.

3.6 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL EMPLEADO EN TEMPLOS.

En la actualidad hay muy poca información sobre diagnósticos estructurales realizados en edificios históricos en el mundo, debido a que en las últimas décadas es donde se han presentado iniciativas para la conservación del patrimonio histórico, además de eventos sísmicos que han mostrado la vulnerabilidad sísmica de dicho patrimonio histórico, a tal grado, que en algunos países, sismos de gran magnitud han provocado el colapso total o parcial de edificios históricos, conventos e iglesias, lo cual ha provocado cuantiosas pérdidas materiales y lamentablemente vidas humanas, además de agregarle la pérdida de su valor histórico.

En los primeros siglos D.C, se empezaron a construir grandes catedrales principalmente en la antigua Europa, un ejemplo muy conocido es la majestuosa catedral de Chartres, cuya construcción comenzó alrededor del año 1194 D.C, la cual presenta un estilo del tipo arquitectónico gótico, es muy interesante mencionar esta catedral, ya que en su construcción, los antiguos constructores se dieron cuenta que el arco de medio punto no podría salvar grandes claros y espacios para ventanales, ya que el arco de medio punto al momento de ser cargado distribuye la carga en una dirección vertical y una dirección horizontal, lo cual se denomina coceo, la distribución de carga crítica es la componente horizontal, porque ocasiona un empuje sobre los muros, lo cual podría provocar inestabilidades estructurales y provocar el colapso total o parcial de la catedral.

Por lo que a los antiguos constructores responsables de llevar a cabo la construcción de la catedral de Chartres, los cuales más tarde serían llamados “Masones”, se les ocurrió una genialidad, si en vez de emplear arcos de medio punto, se emplea en la construcción de la catedral de Chartres una tecnología ingenieril nueva y no usada en semejante estructura de mampostería, es decir, el empleo de arco ojival, el cual distribuye las cargas generadas por las bóvedas de manera casi vertical, y por lo tanto, es posible emplear pilares más estilizados y de mayor altura, además de espacios de gran dimensión para grandes ventanales.

El dato curioso de la catedral de Chartres, es que no se sabe quién fue el diseñador principal, es todo un misterio, al igual que el color emblemático de los ventanales, es decir, el color azul de Chartres, cuya receta se la llevaron a la tumba los antiguos vidrieros, a los cuales les fue encomendado un color majestuoso que representara la pureza de la virgen María, en el cual dicho color fue el azul de Chartres, cabe recordar que la catedral de Chartres de estilo arquitectónico gótico fue construida en honor a la virgen María, ya que en dicha catedral se encontraba resguardado su lienzo.

Estructuralmente hablando, en el empleo del arco ojival en la catedral de Chartres, los antiguos constructores se dieron cuenta que la bóveda debería ser muy liviana, lo cual debido a los materiales empleados en esa época no se podía reducir tanto el peso de la bóveda.

Por lo que dichos constructores, en especial es diseñador, tenía miedo de que el peso de las bóvedas fuera de gran magnitud, lo cual causaría empuje sobre los muros de mampostería y los colapsaría, entonces es donde aparece en escena un elemento estructural por primera vez, digno del estilo arquitectónico gótico, el arbotante, el cual transferiría los empujes causados por el peso propio de las bóvedas hacia otros elementos estructurales, como pilares u otros muros de mampostería, por lo que el muro en el cual se asentaba las bóvedas sería ayudado a resistir los empujes de las bóvedas y no se presentarían colapsos en dichos muros.

La construcción de obras de fábrica, como la catedral de Chartres, fue a prueba y error, a través de reglas empíricas y experiencia de los antiguos constructores, sobre todo sus principios eran muy místicos, es decir, se basaban en reglas geométricas dadas por el trazo de figuras geométricas como el círculo, triángulo y cuadrado, las cuales se consideraban altamente armoniosas. Con el tiempo se fueron construyendo en todo el continente europeo catedrales majestuosas y de enormes dimensiones, otro magnífico ejemplo, es la catedral de Santa María de Fiore, la cual presenta una majestuosa cúpula de 45.5 metros de diámetro, que hasta hoy en la actualidad es un misterio como se logró construir semejante estructura, sin máquinas sofisticadas como las de hoy en día.

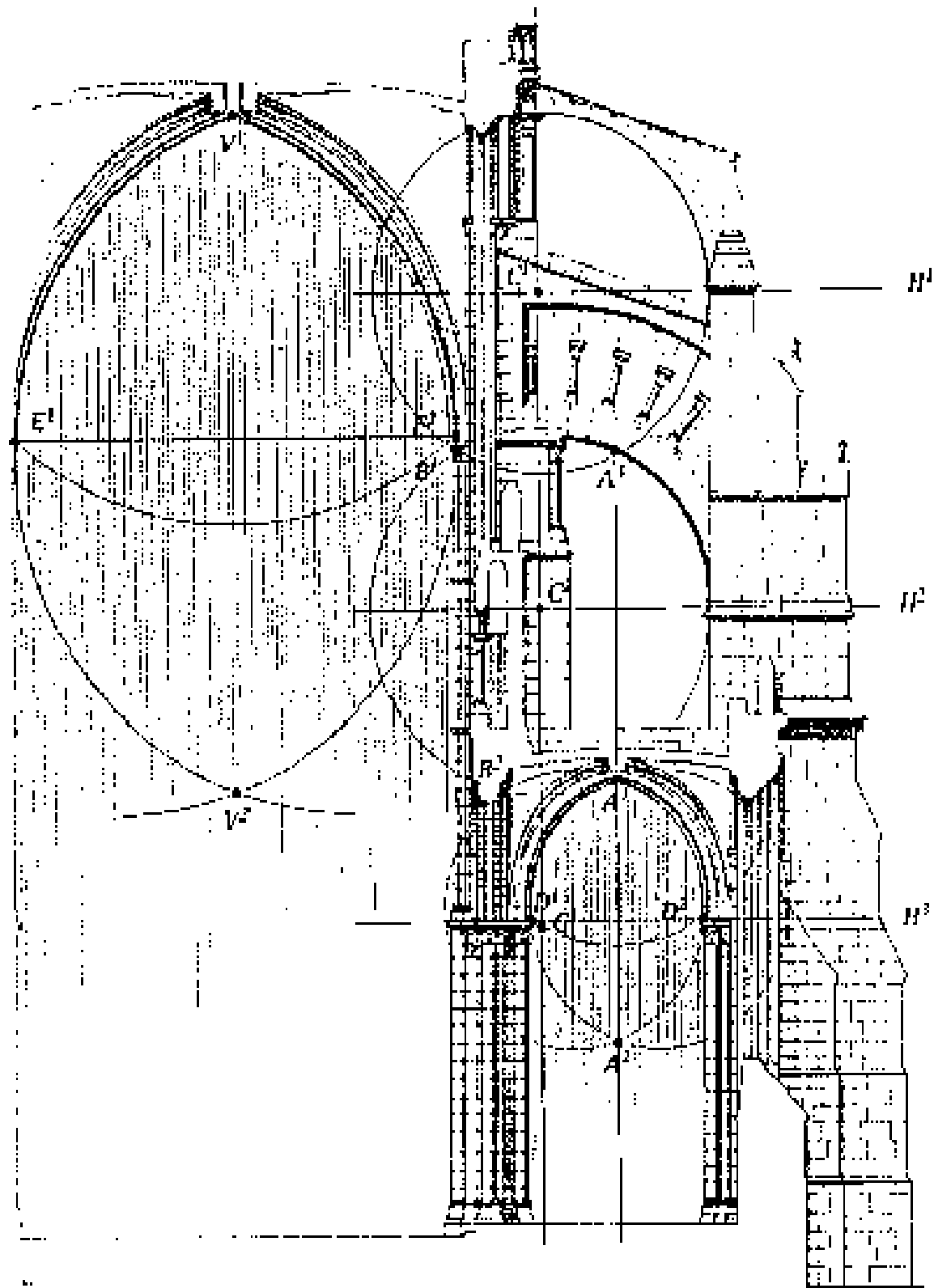


Figura 3.61. Geometría de los arbotantes en la catedral de Chartres (Martínez, 2017).

Conforme transcurrían los siglos, en todo el continente europeo se construyeron obras de fábrica de grandes dimensiones, con mayor altura de pilares, grandes cúpulas, enormes bóvedas, etc. Se mejoraron los procesos constructivos conforme se avanzaba en la construcción de las obras de fábrica, gracias a la genialidad de los antiguos constructores, a su astucia y perspicacia, hoy en día podemos admirar sus colosales y emblemáticas catedrales en varias partes del mundo, nos dejaron un legado impresionante, lleno de misterios ingenieriles y constructivos, de enigmáticos misterios que rodean a cada una de las catedrales que construyeron alrededor del mundo.

Los antiguos constructores, pese a su enorme genialidad y creatividad dudaban de realizar sus construcciones en regiones conocidas como altamente sísmicas, pero, aun así, las construyeron, ejemplos de dichas construcciones se pueden ver en nuestro país, y en otros países como Italia y España, en donde a pesar de los embates que han sufrido debido a los sismos siguen de pie.

Pero no todas las obras de fábrica, que construyeron con el paso de los años los antiguos constructores tuvieron la suerte de seguir en pie o sin daños severos ante los efectos inducidos en dichas estructuras debido a terremotos, es aquí, en donde nos damos cuenta que debemos preservar las antiguas construcciones realizadas por los antiguos constructores, debido a su majestuosidad, genialidad, estilos arquitectónicos, representación cultural de la región y su valor histórico para la humanidad.

Sergio Lagomarsino (1998), describe una nueva metodología para lograr evaluar el daño generado en las iglesias de Umbría y las Marcas debido a efectos sísmicos, dicha metodología se basa en 18 indicadores, en donde cada uno de los indicadores representa un posible mecanismo de colapso para un macroelemento, la iglesia se subdivide en macroelementos para la identificación de elementos arquitectónicos en los cuales el comportamiento estructural debido a un sismo es casi independiente del resto de la estructura, entonces resulta que para cada macroelemento, al

considerar su tipología y su conexión con el resto de la estructura de la iglesia, es posible identificar los modos de daño y los posibles mecanismos de colapso.

Sergio Lagomarsino (1998), durante las operaciones de inspección por parte de los peritos, se debe indicar los macroelementos reales, el nivel de daño y la vulnerabilidad de la iglesia para ese mecanismo de colapso, además de estar relacionados con la descripción de detalles específicos de la construcción en inspección, a partir de estos datos obtenidos, se define un índice de daño, en un rango de $[0 - 1]$, el cual es obtenido como una media normalizada de los grados de daño en cada mecanismo.

(Doglioni et al., 1994), la respuesta sísmica de las iglesias puede describirse de acuerdo con comportamientos recurrentes, trazables a los modos de daño y a los mecanismos de colapso de los diferentes macroelementos elegidos, los cuales demuestran que el comportamiento estructural de una iglesia es casi autónomo, ejemplos de macroelementos son la fachada, el campanario, el ábside y las capillas laterales, este enfoque a partir de macroelementos no es adecuado emplear para realizar un análisis estructural en edificios más complejos como lo son los palacios y conventos, pero permite una interpretación cualitativa muy efectiva para las iglesias.

Sergio Lagomarsino (1998), la evaluación del daño en términos de macroelementos y mecanismos de colapso permite una distinción clara entre los tipos de daños, como lo son los daños estructurales, los cuales representan una reducción de capacidad en la estructura ante los efectos provocados por un sismo, el daño económico, el cual genera un costo debido a las reparaciones del daño estructural generado por los efectos de un sismo, y por último el daño cultural, el cual es el costo de la restauración de los activos artísticos, por lo que el diagnóstico preliminar es el resultado de la respuesta sísmica de una iglesia, por lo que se requiere identificar la activación de los mecanismos de colapso sísmico.

Sergio Lagomarsino (1998), vale la pena señalar que el concepto de macroelemento está dirigido a una comprensión mucho más efectiva de la respuesta sísmica de la

estructura, el hito de la metodología es la singularización de los mecanismos de colapso.

(Martínez, 2017), el concepto de macroelemento nos permite analizar las partes más vulnerables de una iglesia, las cuales se encuentran caracterizadas por la activación de mecanismos de colapso parciales, por lo tanto, el comportamiento sísmico global se obtendrá como la suma de la contribución de cada macroelemento presente en la estructura analizada, los macroelementos son elementos arquitectónicos repetitivos caracterizados por tener una respuesta sísmica autónoma del resto de la iglesia.

Con la finalidad de poder comprender mejor el concepto de macroelemento, representaremos en las siguientes figuras, varios macroelementos, para entender de manera visual las partes más vulnerables que se presentan en una iglesia, las cuales son los siguientes:

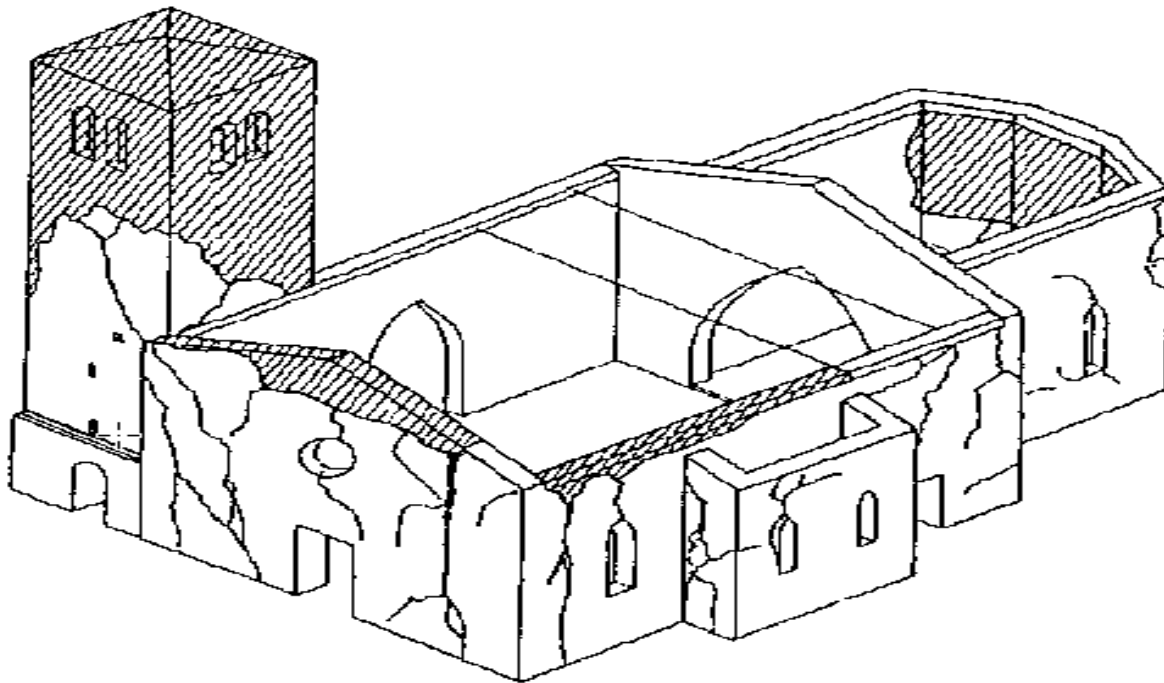


Figura 3.62. Mecanismo de daño general en una iglesia típica cualesquiera (Martínez, 2017).

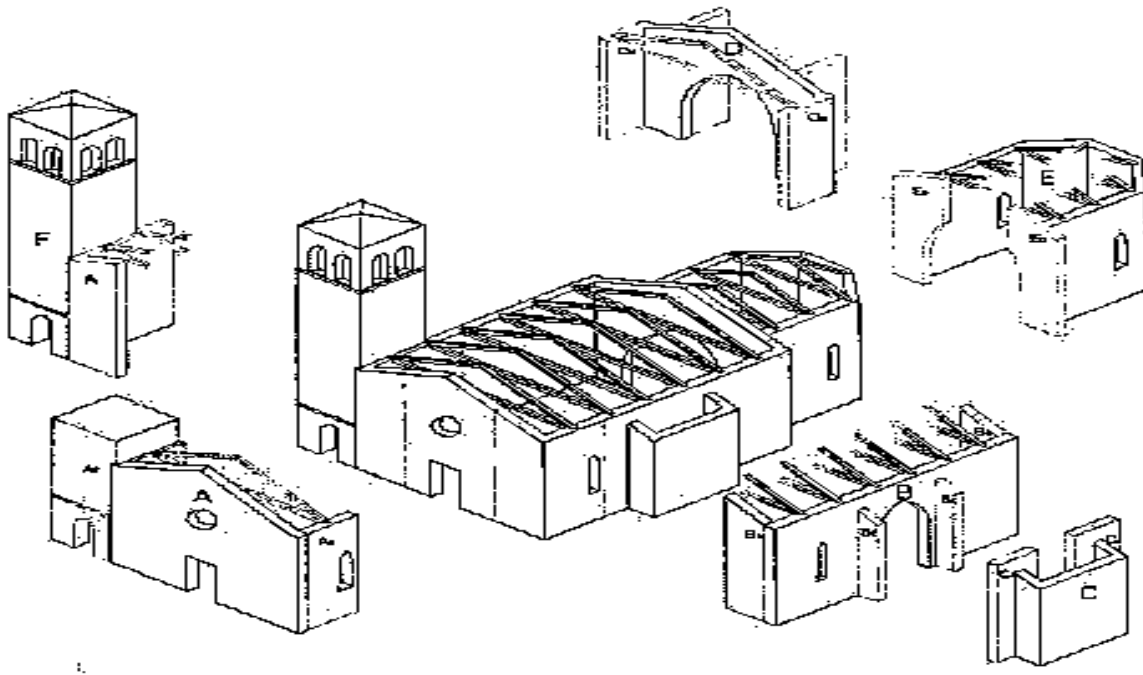


Figura 3.63. División de macroelementos de una iglesia típica cualesquiera (Martínez, 2017).

De la **Figura 3.63**. Se aprecia claramente la división de una iglesia en macroelementos, los cuales son los siguientes:

- a) La fachada.
- b) Muro lateral.
- c) Capilla lateral.
- d) Arco triunfal.
- e) Ábside.
- f) Torre campanario.

Como es de apreciarse, una iglesia se puede subdividir en elementos arquitectónicos denominados macroelementos para representar de manera más sencilla su respuesta sísmica como la suma de todas las subdivisiones denominadas macroelementos, los cuales son válidos solo en iglesias, en

estructuras mucho más complejas como lo son los palacios o conventos no es válido.

CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DEL CENTRO HISTÓRICO DE MORELIA.

4.1 INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA.

Es de suma importancia que el ingeniero estructural tenga conocimientos adecuados sobre el fenómeno de consolidación de suelos, dicho fenómeno se aplica a todos los suelos, pero como es de conocerse, el fenómeno de consolidación de suelos en suelos arcillosos parcial y totalmente saturados son los más estudiados y analizados debido a que se presentan con mayor ocurrencia dentro de la práctica de la ingeniería civil.

En los cuales su permeabilidad es muy baja, por lo que, al aplicarle un sistema de fuerzas a un estrato arcilloso parcial o totalmente saturado, el exceso de presión de poro de agua disminuye conforme transcurre el tiempo, por lo cual, el estrato de suelo obtiene mayor resistencia, ya que los esfuerzos efectivos se incrementan, lo cual implica, que se presentan deformaciones y desplazamientos, lo cual induce asentamientos diferenciales en una estructura asentada en el estrato arcilloso. Además de que este tipo de suelos es muy estudiado en zonas altamente sísmicas, debido a la amplificación de las ondas sísmicas o mejor conocido como efectos de sitio.

Por lo tanto, el ingeniero estructural, debe conocer las propiedades mecánicas de los diferentes estratos que constituyen el suelo, con la finalidad de conocer si es adecuada la zona en la que se desplantara la estructura, en tal caso de que no se cumplan los requisitos, se deben mejorar las propiedades mecánicas con los métodos más adecuados. Además de que es de suma importancia lograr predecir:

- El asentamiento total que sufrirá la estructura desplantada en el suelo.
- La velocidad y el tiempo en el cual se produce el asentamiento total.

Como se mencionó anteriormente, el fenómeno de consolidación se aplica a todos los suelos, en donde, el fenómeno de consolidación es un proceso que se genera en los suelos y consiste en la reducción de su volumen total del suelo provocado por la aplicación de una carga externa uniaxial de compresión sobre el estrato de suelo.

El fenómeno de consolidación de suelos, comenzó a tratarse de manera analítica a partir del año 1940, en los cuales se planteaban problemas muy sencillos, pero los cuales no eran representativos reales sobre el comportamiento de un estrato o conjunto de estratos sometidos a un conjunto de fuerzas externas uniaxiales de compresión, debido a las suposiciones e idealizaciones que se realizaban, con el objetivo de lograr resolver problemas relacionados a la ingeniería geotécnica. Ya fue hasta el año de 1970, cuando se comenzaron problemas relacionados de manera real con la ingeniería geotécnica.

Con el tiempo gracias a la aparición de los ordenadores se han podido resolver de manera satisfactoria problemas relacionados con el fenómeno de consolidación de suelos, los cuales pueden ser muy complejos, pero representan un problema real sobre la consolidación de los suelos sujetos a cargas aplicadas externamente.

La mecánica de suelos se encarga de estudiar las propiedades físicas y mecánicas de los estratos de suelos, los cuales se encuentran sometidos a un conjunto de fuerzas externas, la mecánica de suelos es una ciencia que se comenzó a desarrollar a comienzos del siglo XX, su comienzo fue a través del ingeniero Karl Von Terzagui, el cual es reconocido en la actualidad como el padre de la mecánica de suelos y de la ingeniería geotécnica.

Terzagui desde el comienzo de su carrera se dedicó a encontrar un método analítico, con la finalidad de resolver diversos problemas relacionados con la mecánica de suelos y cimentaciones, el gran empeño que puso Terzagui en buscar

un método racional hizo que en el año de 1923 publicara la ecuación diferencial parcial que describe el fenómeno de consolidación unidimensional en un suelo arcilloso completamente saturado y en el año de 1925 publicara su trabajo denominado: “Principios fundamentales de mecánica del terreno”, en el cual, este trabajo del Dr. Karl Von Terzaghi es el punto de partida de la mecánica de suelos en la actualidad en todo el mundo.

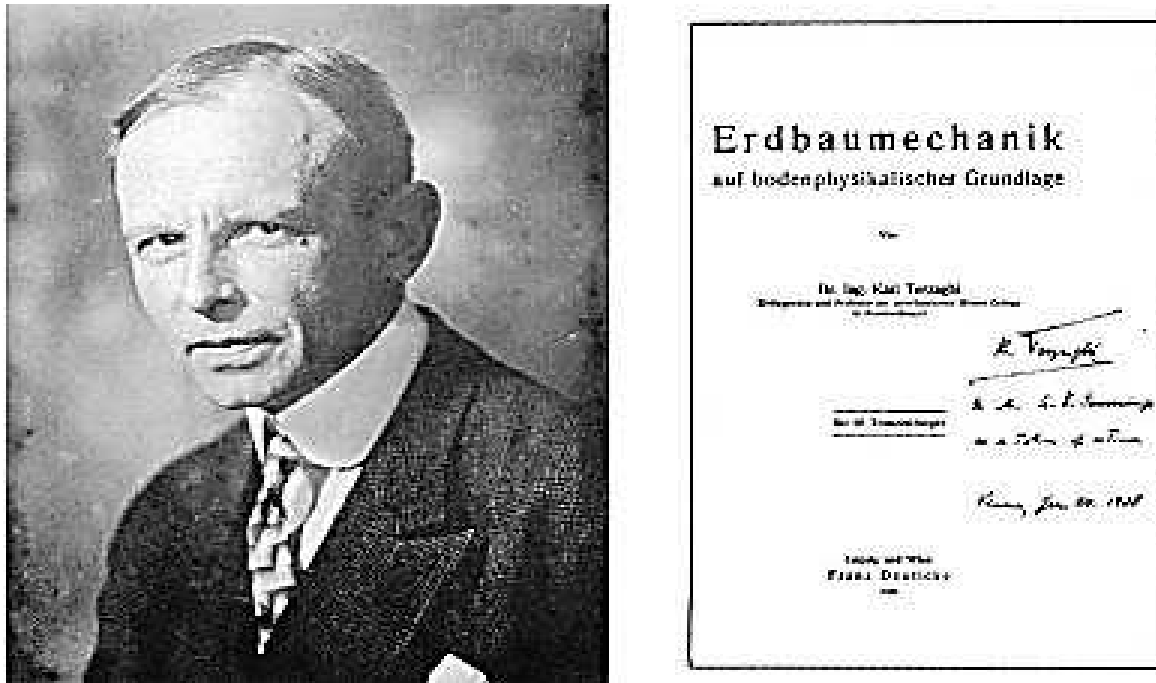


Figura 4.11. Edición autografiada por Karl Von Terzaghi. (Terzagui y la mecánica de suelos).

Por lo que, en el año de 1925, el Dr. Karl Von Terzagui propuso de manera analítica la primera teoría para lograr estimar la velocidad de consolidación en un estrato de suelo arcilloso completamente saturado, pero solamente en sentido vertical, es decir, en una sola dirección.

Con este trabajo, Terzagui demostró que el fenómeno de subsidencia es muy importante conforme transcurre el tiempo, ya que el exceso de presión de poro de agua se disipa, por lo que, los esfuerzos efectivos aumentan, lo cual indica que, el suelo tiene un aumento de resistencia, ya que aumentaron los esfuerzos totales, pero se generan deformaciones en el suelo, lo que a su vez genera desplazamientos

diferenciales en la estructura e induce elementos mecánicos no previstos en el diseño estructural de la misma, lo cual puede llegar a generar problemas de inestabilidad en la estructura.

El Dr. Karl Von Terzagui analizo y demostró su teoría sobre el fenómeno de consolidación de suelos en su sencillo laboratorio, en donde demostró que la disipación del exceso de presión de poro de agua se disipa de manera lenta y gradual, en un estrato de suelo arcilloso completamente saturado, sometido a una fuerza externa de compresión.

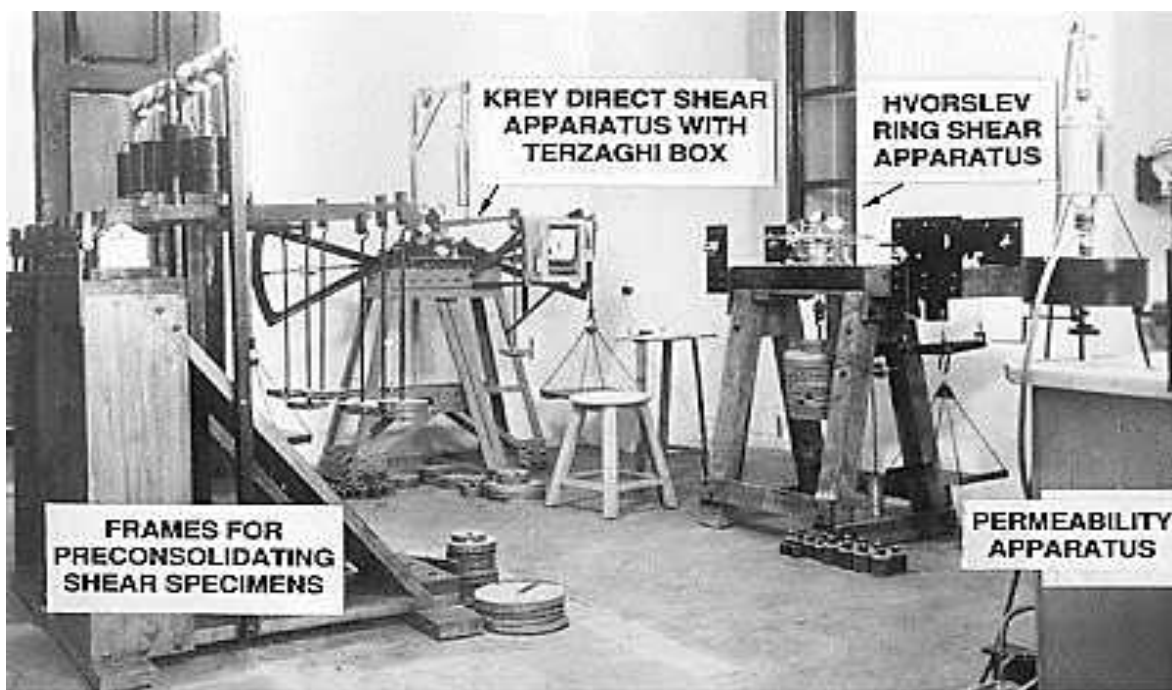


Figura 4.12. Laboratorio del Dr. Karl Von Terzaghi, cortesía de Vienna Technical University, 1935, (Terzagui y la mecánica de suelos).

El mecanismo de consolidación de Terzagui supone que, al momento de actuar una carga externa sobre un estrato de suelo arcilloso completamente saturado, en donde, el estrato de suelo está representado como un sistema bifásico, la fuerza externa que actúa será soportada por la fase sólida (partículas de suelo), es decir por los esfuerzos efectivos y en la fase líquida, por el exceso de presión de poro de agua.

Los esfuerzos efectivos solo tienen efecto sobre la fase solida del estrato, es decir, solo pueden ser transmitidos de manera directa de partícula de suelo a partícula de suelo, lo cual ocurre debido a que, durante la deformación del estrato de suelo sometido a una carga externa uniaxial, las partículas de suelo comienzan a desplazarse y deslizarse entre ellas mismas. La expresión matemática que relaciona los esfuerzos totales, esfuerzos efectivos y la disipación de exceso de presión de poro de agua está dada de la manera siguiente:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (4.11)$$

Por lo que podemos decir, que la mecánica de suelos y la ingeniería geotécnica se vuelven muy complejas, debido a que el suelo en la realidad no es homogéneo, al contrario, es heterogéneo. Por lo cual escribimos una memorable frase del Dr. Karl Von Terzagui, la cual dice:

"Desafortunadamente, los suelos son fabricados por la naturaleza y no por el hombre, y los productos de la naturaleza son siempre complejos ... Tan pronto como se pasa del acero y el concreto al suelo, la omnipotencia de la teoría deja de existir. El suelo natural nunca es uniforme. Sus propiedades cambian de punto a punto, mientras que nuestro conocimiento de sus propiedades se limita a los pocos sitios en que las muestras han sido recogidas. En la mecánica de suelos la exactitud de los resultados calculados nunca supera a la de una estimación aproximada, y la función principal de la teoría consiste en que nos enseña qué y cómo observar en el campo".

4.2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DE MORELIA.

Como es de saberse, el fenómeno de consolidación se aplica a todos los suelos, lo cual resulta más desfavorable en casos de suelos blandos, debido a que los asentamientos que se generan en el volumen del estrato de suelo debido a la aplicación de cargas externas generan asentamientos muy considerables conforme transcurre el tiempo, lo cual provoca asentamientos diferenciales en las estructuras asentadas en estos tipos de suelos, afortunadamente en nuestro caso, el suelo del centro histórico de nuestra emblemática ciudad de Morelia es del tipo duro.

El centro histórico de la ciudad de Morelia tiene un área de aproximadamente 271 kilómetros cuadrados, el cual se encuentra dividido en 219 manzanas y además consta con 15 plazas.

Debido a que en la actualidad no se cuenta con un estudio geotécnico del subsuelo adyacente a la catedral de Morelia, se representaran las características geotécnicas del subsuelo de las zonas más cercanas a la zona en la que se encuentra asentada la majestuosa catedral de Morelia.

Se han realizado estudios geotécnicos en la actualidad en algunas zonas de la ciudad de Morelia, como sondeos del tipo alterado y pozos a cielo abierto, pero los cuales no son posibles de conocer por diversas razones, por tal motivo, representaremos las características geotécnicas del subsuelo de las zonas aledañas a la catedral de Morelia, a través de un estudio geotécnico que realizó ya hace bastantes años la UMSNH.

En donde, la Facultad de Ingeniería Civil, se dio a la tarea de publicar una serie denominada “CUADERNOS TÉCNICOS”, con la finalidad de que, tanto alumnos, profesores y profesionistas tuvieran acceso a información que no se encontraría con facilidad, pero que son muy importantes y necesarios conocerlos.

Por lo tanto, para conocer las características geotécnicas del subsuelo que nos interesa, nos guiaremos a través del cuaderno técnico número 1, denominado “EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA”. El cual como se mencionó anteriormente es una publicación por parte de la facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH.

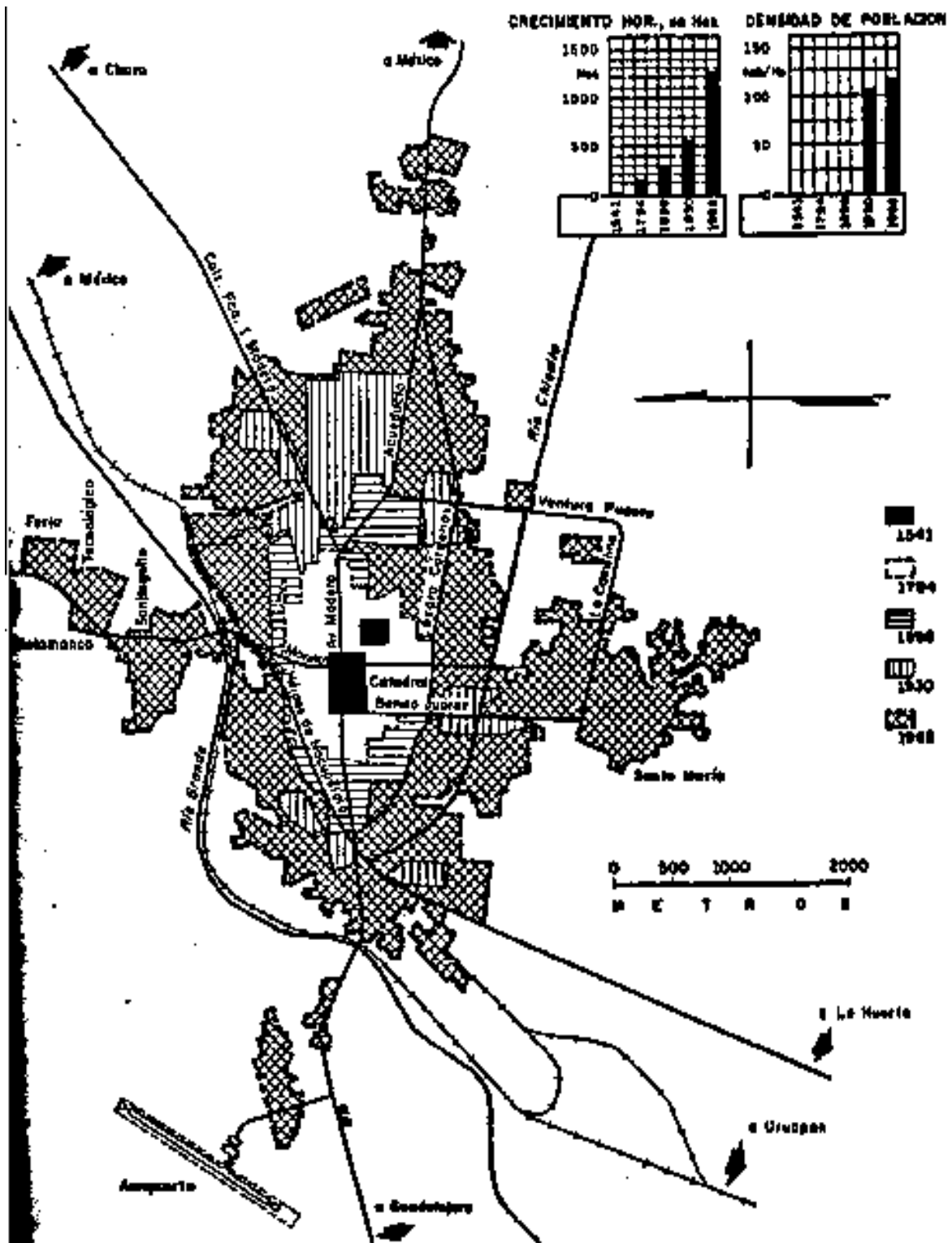


Figura 4.21. Representación del crecimiento poblacional de la ciudad de Morelia.
(Cuaderno Técnico Número 1, “EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA”,
UMSNH).

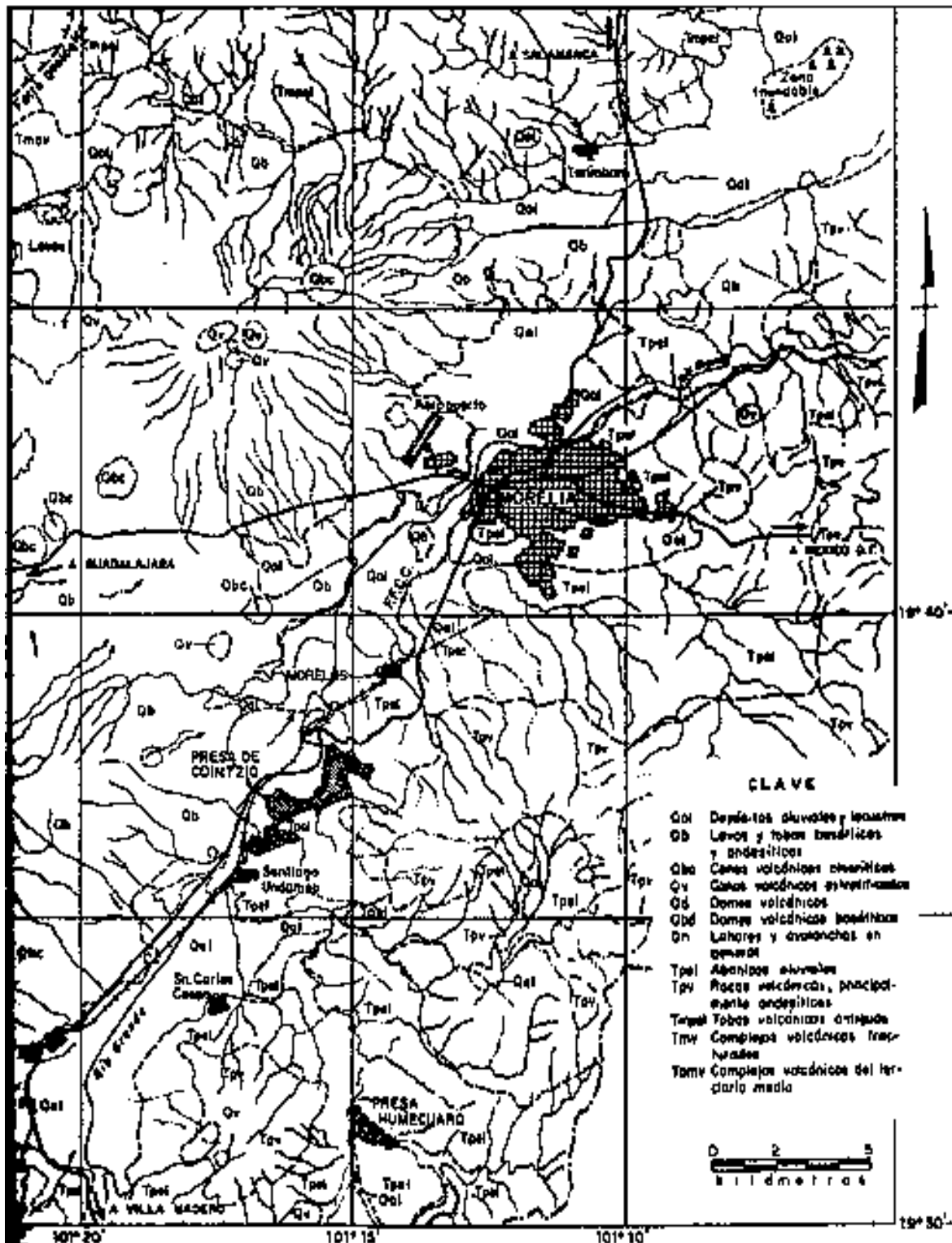


Figura 4.22. Geología superficial de la ciudad de Morelia y alrededores.
(Cuaderno Técnico Número 1, "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA", UMSNH).

En dicho cuaderno técnico presenta tanto información obtenida a partir de otros estudios geotécnicos realizados anteriormente en la ciudad de Morelia, los cuales son sondeos de penetración estandar (**S7-S13**), realizados a una profundidad de entre 10 y 30 metros, así como la información obtenida por personal altamente especializado de la UMSNH para realizar 7 pozos a cielo abierto (**PCA6-PCA12**) en diferentes zonas de la ciudad de Morelia.

Dicho estudio geotécnico del subsuelo de la ciudad de Morelia, contiene los siguientes datos de suma importancia:

- Pruebas índices efectuadas en las muestras obtenidas en los sondeos de penetración estandar.
- Registro de penetración de las muestras cubicas inalteradas obtenidas de los pozos a cielo abierto.
- Propiedades de resistencia al esfuerzo cortante, las cuales se obtuvieron a través de pruebas de compresión simple, compresión triaxial rápida y de compresión triaxial consolidada rápida.

Las muestras que se representan en este cuaderno técnico, tanto los sondeos alterados (**S7-S13**), así como los pozos a cielo abierto (**PCA6-PCA12**), se analizaron en un laboratorio especializado, además a todas las muestras obtenidas se les realizaron las pruebas índices correspondientes, que son empleadas para la clasificación de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En las muestras de forma cubica se les realizo pruebas para calcular su esfuerzo a cortante, dichas pruebas fueron:

- Pruebas de compresión triaxial rápida.
- Determinación de las características de compresibilidad a través de pruebas de consolidación unidimensional.

Dado a la antigüedad del anteriormente mencionado cuaderno técnico, se representarán varias zonas alrededor de la catedral de Morelia en las que se realizaron pruebas para la determinación de las características geotécnicas del subsuelo, con la finalidad de realizar una mejor aproximación de las características geotécnicas que definen el subsuelo de la catedral de Morelia.

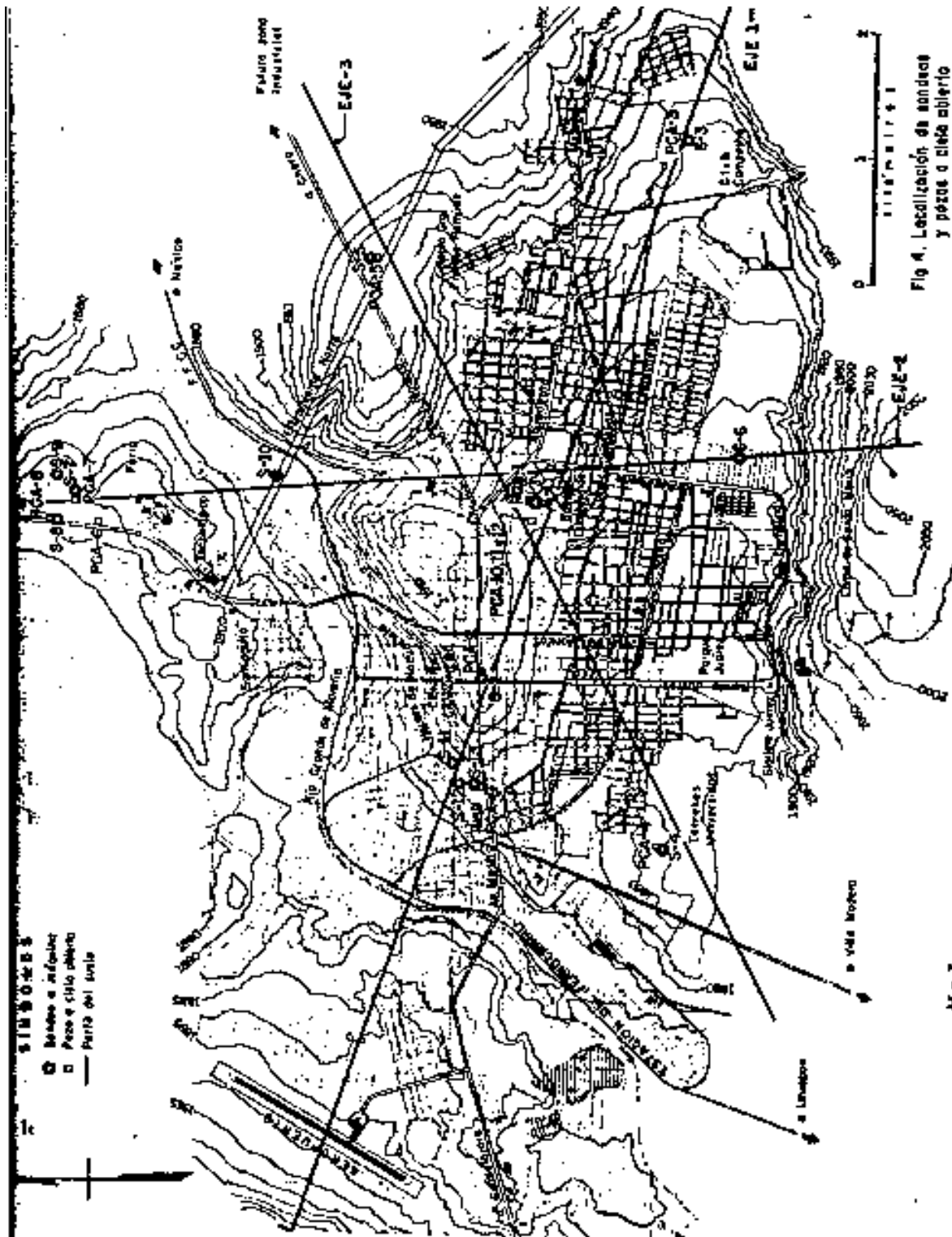


Figura 4.23. Localización de los sondeos en la ciudad de Morelia y alrededores. (Cuaderno Técnico Número 1, "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA", UMSNH).

Como es de apreciarse en la **Figura 4.22**, alrededor de la ciudad de Morelia, su geología queda definida en la mayor parte por:

- Abanicos aluviales (Tpel).
- Depósitos aluviales y lacustres (Qal).
- Lavas y tobas basálticas y andesíticas (Qb)

La ciudad de Morelia se encuentra localizada en un Valle, el cual está delimitado por el rio grande de Morelia, el cual forma parte de la cuenca rio Lerma, en la zona en la que se encuentra la ciudad de Morelia se pueden encontrar rocas clásticas y volcánicas, en donde las rocas volcánicas son lavas basálticas y andesíticas. Las rocas clásticas están constituidas por los abanicos aluviales y depósitos lacustres y aluviales.

Manuel Álvarez Jr. Define la fisiografía del valle en la que se encuentra localizada la ciudad de Morelia, como una zona caracterizada en donde predominan derrames basálticos, numerosos volcanes y lagos, cuya morfología y orientación sugieren la idea de estar ubicados en placas tectónicas, las riolitas y andesitas, las cuales están generalmente con basalto, formar la masa de las montañas, los valles anteriormente habían sido cuencas lacustres, las cuales se han llenado de material fluvial y lacustre derivado de las montañas adyacentes y depósitos de cenizas debido a la erupción de los volcanes.

Como es de apreciarse, se representa en la **Figura 4.23**. El plano de localización de los sondeos alterados (**S7-S13**), así como los pozos a cielo abierto (**PCA6-PCA12**), de la ciudad de Morelia y sus alrededores, cabe mencionar que los pozos a cielo abierto **PCA-1, PCA-2, PCA-3, PCA-4, PCA-5 y PCA-9**, no se representa las características geotécnicas de la estratigrafía correspondiente a dichos sondeos, ya que las características geotécnicas están representadas por los sondeos de penetración estándar localizados junto a los pozos a cielo abierto anteriormente mencionados. Además, se puede observar que el plano de localización de sondeos de la ciudad de Morelia y sus alrededores se encuentra dividido por 3 ejes, los cuales están representados a través de líneas negras densas.

Como es de observarse en la **Figura 4.23**. El eje de mayor utilidad para representar las características geotécnicas del subsuelo del centro histórico de la ciudad de Morelia, es el eje número 1, el cual cruza todo el centro histórico de Morelia, en el eje mencionado se encuentran localizados los sondeos **S-1, S-2, S-11, S-12 S-13**. Para una mejor descripción y entendimiento del eje número 1, se representa en la **Figura 4.24**. Su corte transversal, además de que nos indica en donde se encuentran localizados los sondeos de penetración estándar y los pozos a cielo abierto.

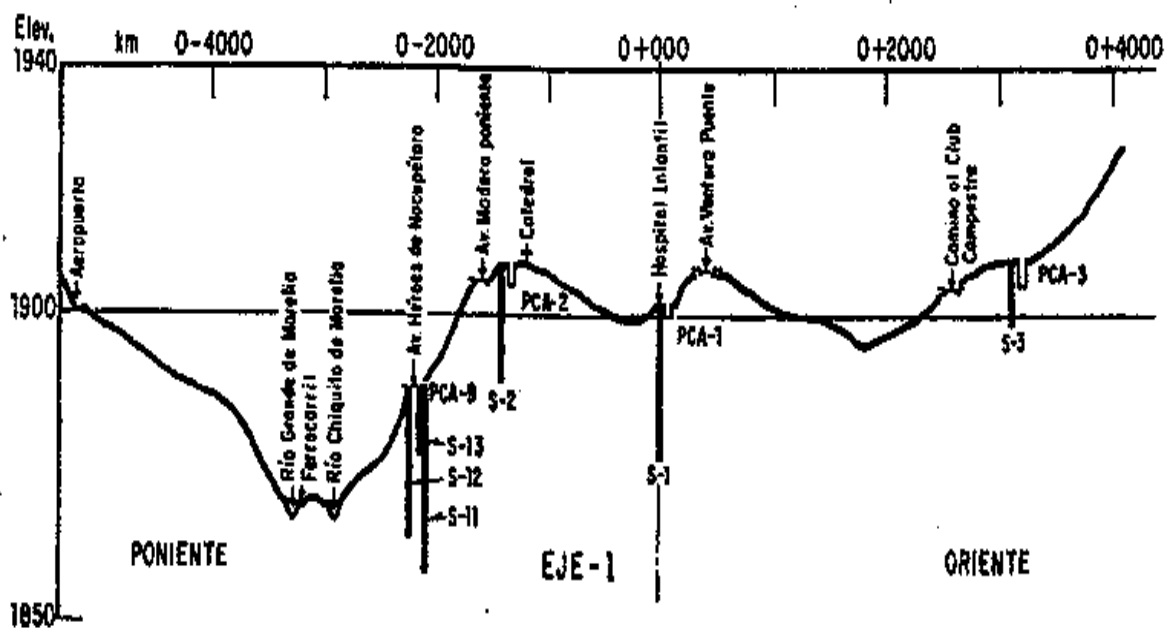


Figura 4.24. Corte transversal del eje número 1. (Cuaderno Técnico Número 1, "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA", UMSNH).

El sondeo de penetración estándar **S-1**, se encuentra localizado a un costado del hospital infantil, en el cual se tiene arcilla a una profundidad de 1 metro, con una resistencia a la penetración de entre 10 y 15 golpes, a partir de la profundidad mencionada se tienen depósitos de limos, arcillas, arenas y una combinación de todos estos depósitos, hasta una profundidad máxima de 24 metros, con una resistencia a la penetración variable, de entre 20 a 40 golpes, aproximadamente a los 18 metros de profundidad se tienen estratos muy compactos. Dicho sondeo número 1 se muestra en la **Figura 4.25**.

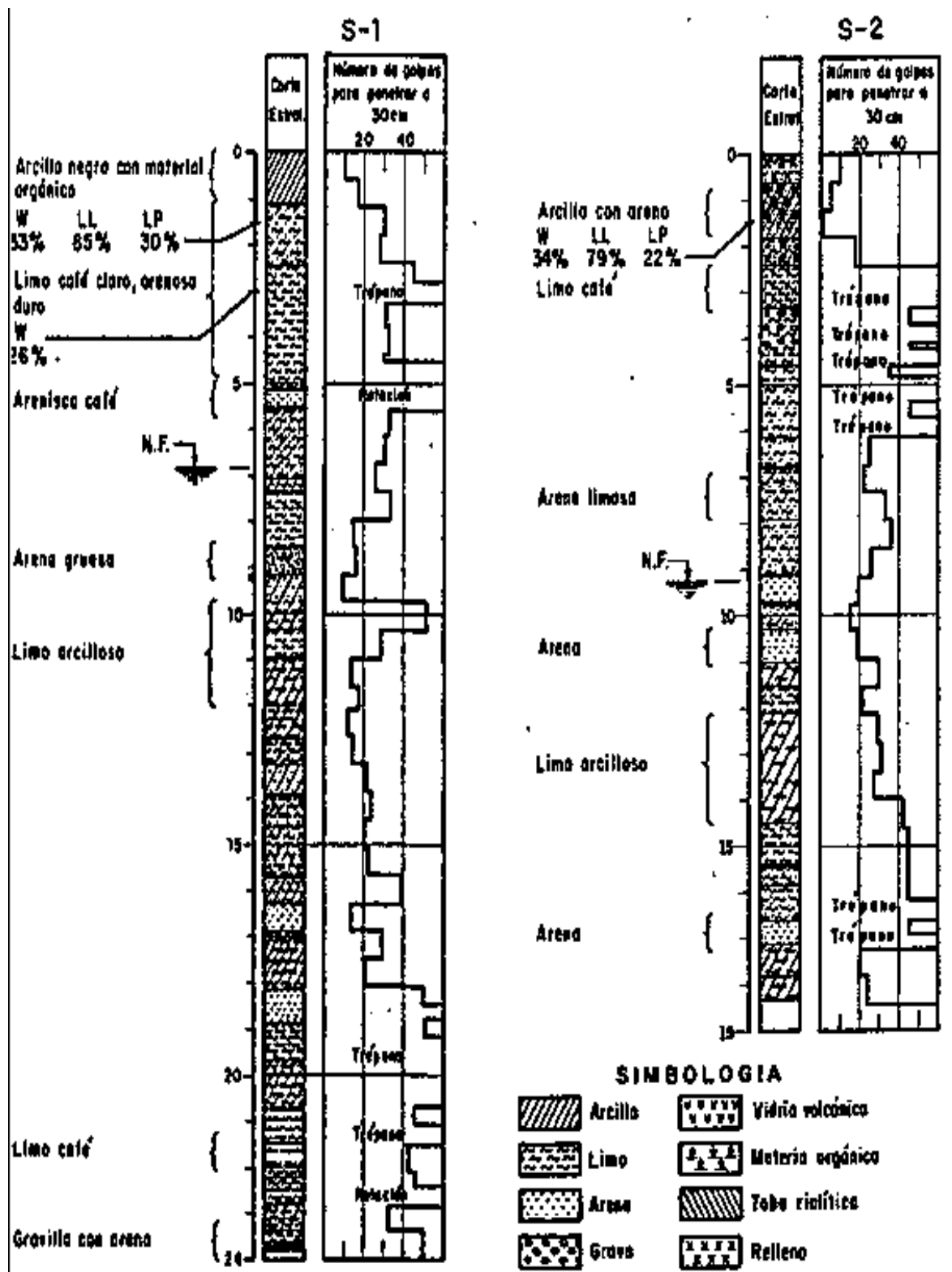


Figura 4.25. Perfiles de suelo S-1 y S-2. (Cuaderno Técnico Número 1, "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA", UMSNH).

El sondeo de penetración estándar número 2, mostrado en la **Figura 4.25**. Se encuentra localizado en la intersección de las calles Nigromante y Galeana y la avenida Francisco Madero Poniente (enfrente del Centro Cultural Universitario se realizó en sondeo de penetración estándar S-2), el cual presenta un relleno artificial en estado suelto de 2 metros de espesor, enseguida un estrato muy compacto de 4 metros de espesor aproximadamente, el cual se encuentra constituido por gravillas y limos, la profundidad máxima del sondeo de penetración estándar es de 18.5 metros, de los 6 metros de profundidad hasta la profundidad máxima del sondeo se encontró formaciones erráticas constituidas con los materiales anteriormente mencionados, cuya resistencia a la penetración fue en un rango de 20 a 40 golpes, que conforme aumentaba de manera gradual la profundidad, la resistencia a la penetración aumentaba de manera significativa.

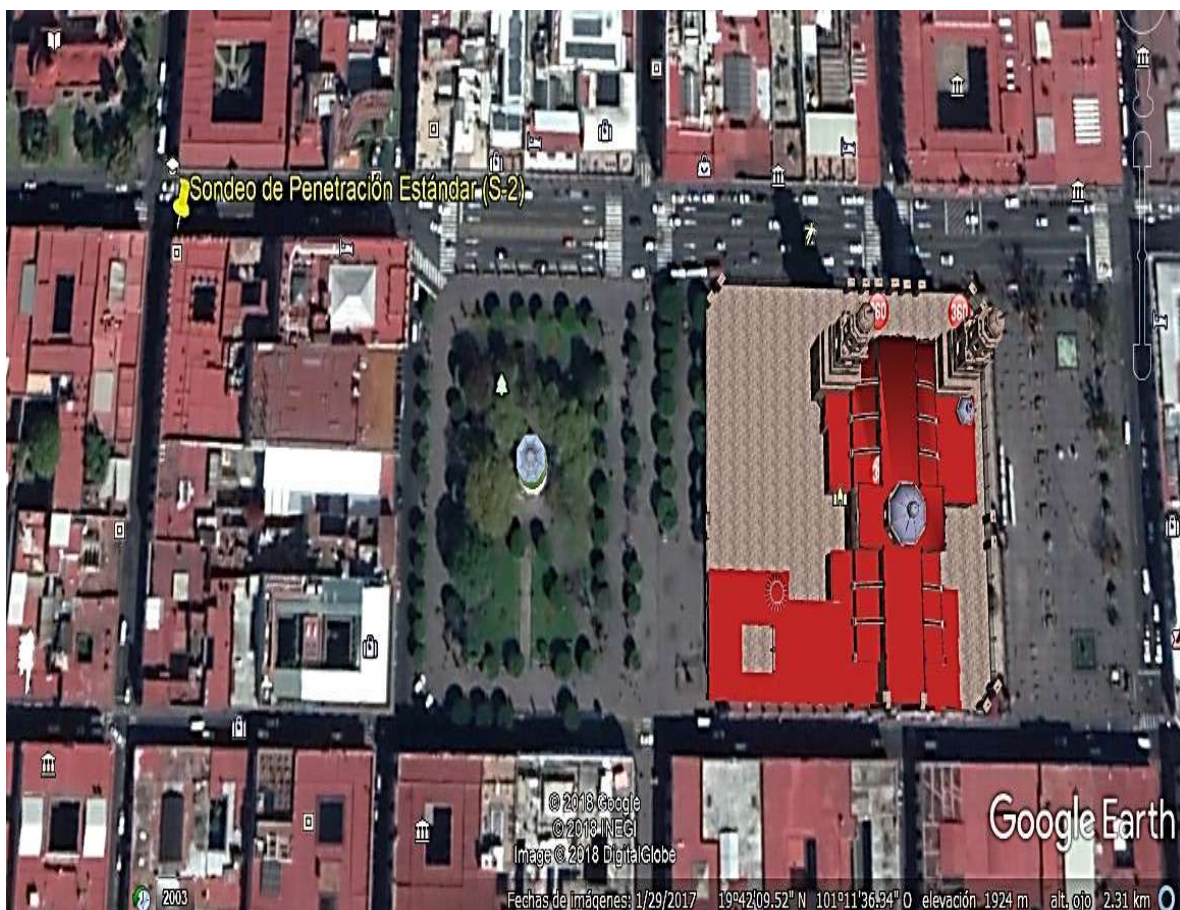


Figura 4.26. Localización del sondeo de penetración estándar S-2.

Los sondeos de penetración estándar **S-11**, **S-12** **S-13**. Se encuentran localizados en la zona de las instalaciones del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), los cuales se pueden observar en la **Figura 4.24**.

En donde se representa el corte transversal del eje número 1, en los sondeos de penetración estándar anteriormente mencionados se encontró estratos de arcilla superficial, es decir, con un espesor variable de entre 1 y 2 metros, los cuales poseen una baja resistencia a la penetración de 5 a 10 golpes.

En el sondeo de penetración estándar **S-11**, se localizó a una profundidad de 12.5 metros estratos de roca, por lo que se tuvo que muestrear con barril rotatorio y broca de diamante, según el estudio geotécnico realizado y publicado a través del cuaderno técnico número 1, por la UMSNH, la roca se identificó como una toba riolítica con un espesor del estrato de aproximadamente 16 metros.

En el sondeo de penetración estándar **S-12**, el cual se llevó a una profundidad de 20 metros, y se encuentra localizado a una distancia de aproximadamente 70 metros del sondeo de penetración estándar **S-11**, no se encontró o detectó la roca identificada como una toba riolítica.

Los perfiles del subsuelo obtenidos a través de los sondeos de penetración estándar **S-11**, **S-12** **S-13**, se representan en la **Figura 4.27**.

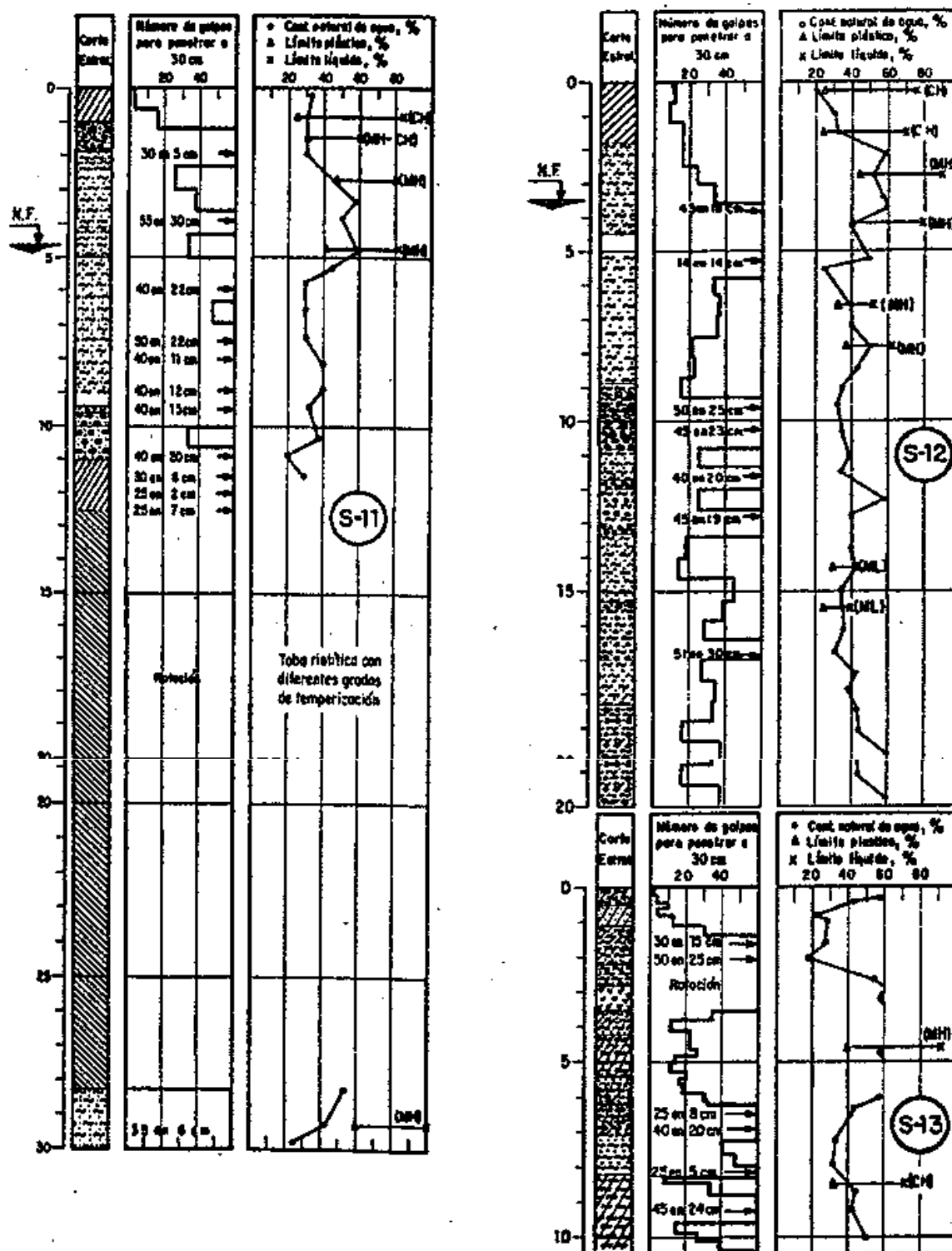


Figura 4.27. Perfiles de suelo S-11, S-12 y S-13. (Cuaderno Técnico Número 1, "EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA", UMSNH).

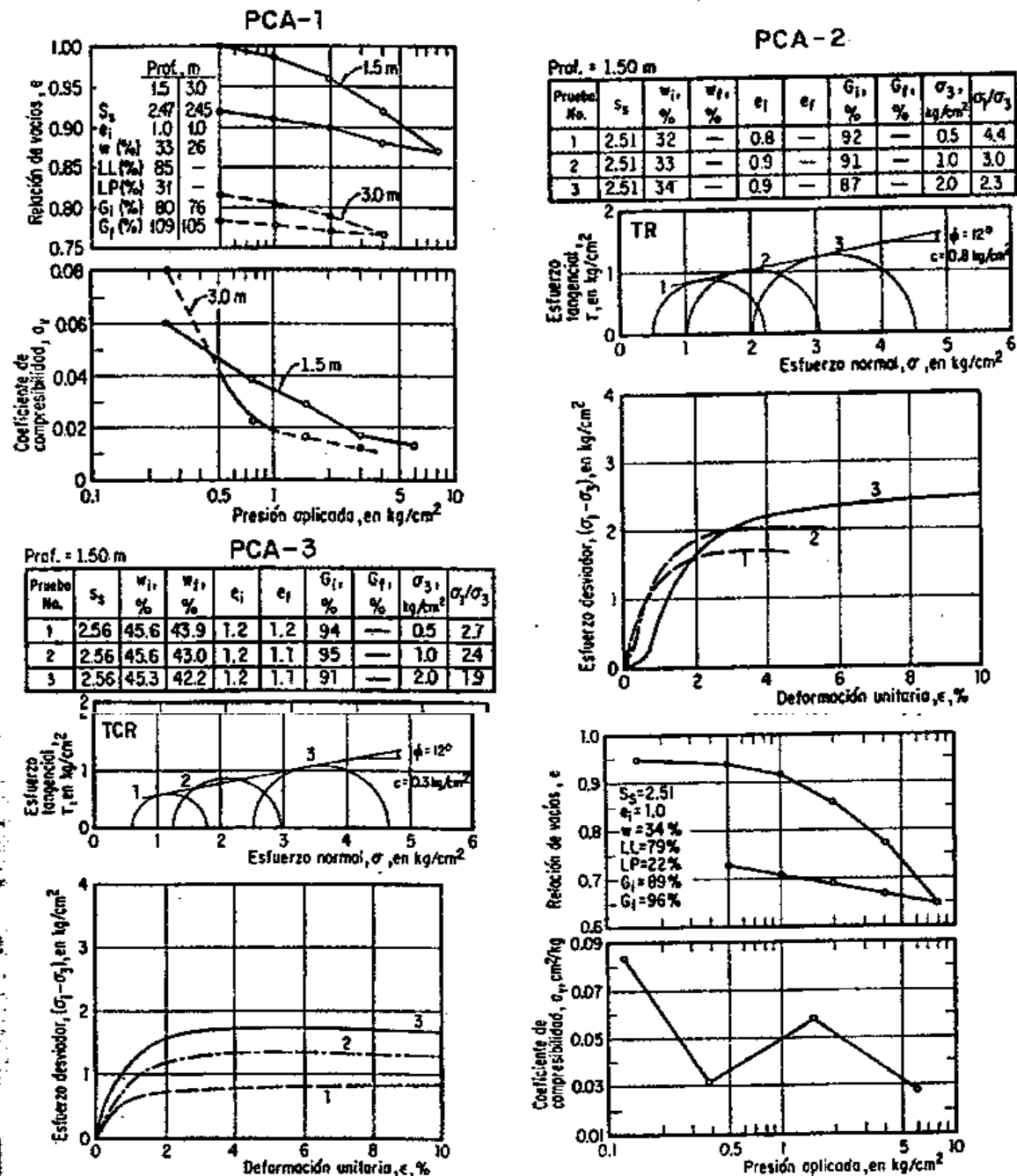


Figura 4.28. Pruebas triaxiales y las pruebas de consolidación para: S-11, S-12 y S-13. (Cuaderno Técnico Número 1, “EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA”, UMSNH).

En la **Figura 4.28**, se representan los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales y las pruebas de consolidación para los pozos a cielo abierto **PCA-1**, **PCA-2** y **PCA-**

3, los cuales son iguales a los sondeos por penetración estándar **S-1**, **S-2** y **S-3**, como se mencionó anteriormente.

El subsuelo de la ciudad de Morelia tiene una gran variabilidad respecto a la capacidad de carga para las diferentes zonas estudiadas a través de los 3 ejes del plano de localización de los sondeos tanto de penetración estándar y pozos a cielo abierto. Además, se observó que los sondeos de penetración estándar **S-1** y **S-3** se encuentran muy alejados de la zona de la catedral de Morelia, por lo emplearemos solamente para el análisis estructural del sistema suelo-estructura de la catedral de Morelia el sondeo de penetración estándar **S-2**, el cual se encuentra localizado en la intersección de las calles Nigromante y Galeana y la avenida Francisco Madero Poniente (enfrente del Centro Cultural Universitario se realizó un sondeo de penetración estándar S-2)

En el estudio geotécnico del subsuelo de la ciudad de Morelia, publicado por la UMSNH, denominado como: “CUADERNOS TÉCNICOS”, se realiza un promedio de las diferentes capacidades de carga, lo cual indica una gran variabilidad de la capacidad de carga del subsuelo de la ciudad estudiado, dichas capacidades de carga se calcularon a través de la teoría de Meyerhof y los asentamientos a través de la teoría de consolidación unidimensional de Terzagui, para zapatas en forma geométrica cuadrada de 1 metro y las cuales son continuas, dichas zapatas cuadradas se encuentran desplantadas sobre suelos cohesivos y friccionantes, con un factor de seguridad de 3, los resultados obtenidos a través de las teorías anteriormente mencionadas son:

→ **Para zonas altas:** Df (desplante) = 1.5 m, q (capacidad de carga) = $20 \frac{t}{m^2}$,
 Δ (desplazamiento) = 3 cm.

→ **Para zonas bajas:** Df (desplante) = 1.5 m, q (capacidad de carga) = $8 \frac{t}{m^2}$,
 Δ (desplazamiento) = 5 cm.

La toba riolítica superficial en algunas zonas obtuvo: q (capacidad de carga) = $100 \frac{t}{m^2}$.

4.3 INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DINÁMICO DE SUELOS.

Como es de conocerse, la ciudad de Morelia se encuentra localizada en una zona altamente sísmica de la república mexicana, para efectos de análisis del subsuelo en el que se encuentra asentada la emblemática catedral de Morelia, es de suma importancia conocer los principios básicos que rigen el comportamiento de un estrato o un conjunto de estratos de suelo, cuando dichos estratos son sometidos a una acción sísmica.

Como sabemos, la teoría mejor conocida para describir el fenómeno de consolidación de un suelo, es la teoría de Terzagui, dicha teoría se aplica para suelos arcillosos completamente saturados, con la cual se puede describir la disipación del exceso de presión de poro de agua en 1 dimensión totalmente vertical, ante una carga actuante vertical y a través de fórmulas se puede calcular los asentamientos diferenciales producido, al igual que la variación de la disipación del exceso de presión de poro de agua y los asentamientos conforme aumenta la profundidad del estrato.

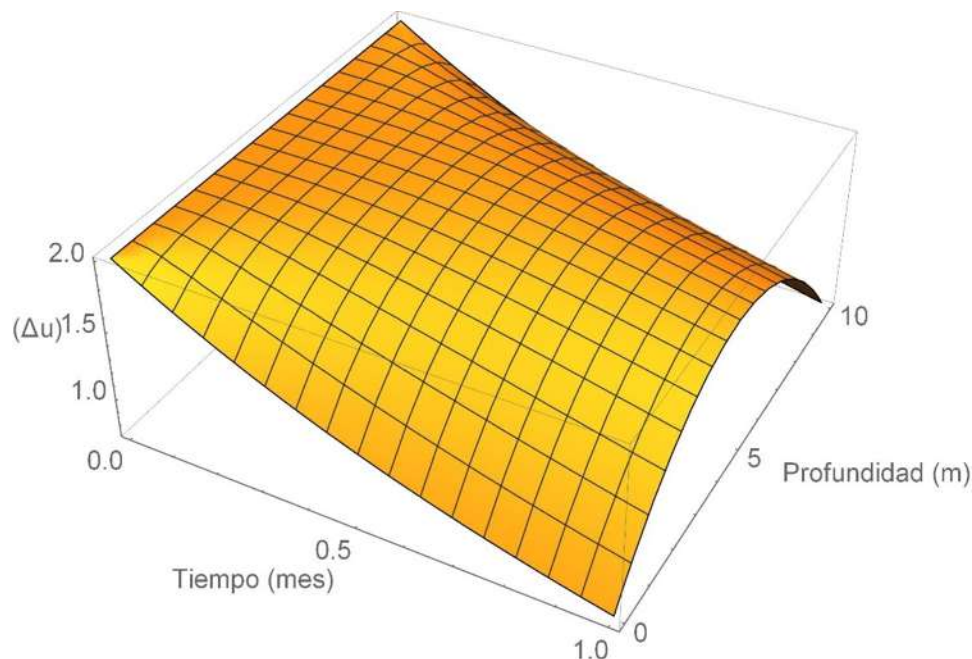


Figura 4.31. Disipación del exceso de presión de poro en un suelo arcilloso totalmente saturado para $t = 1$ mes y $z = 10$ metros (Eduardo Reyes Negrete).

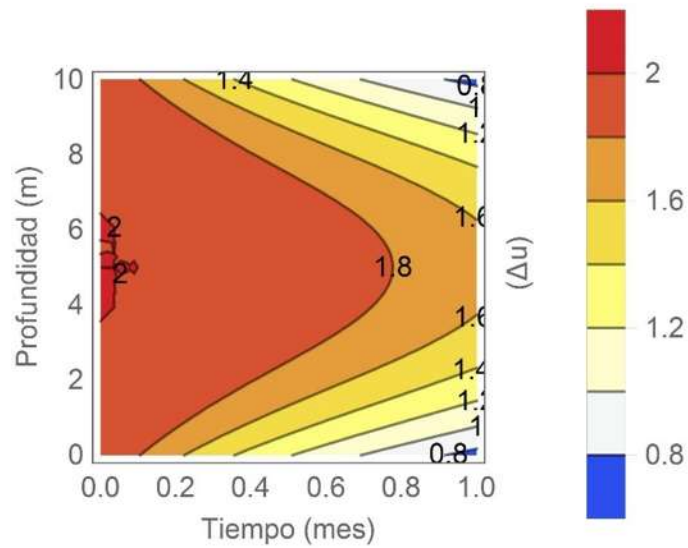


Figura 4.32. Disipación del exceso de presión de poro en un suelo arcilloso totalmente saturado para $t = 1$ mes y $z = 10$ metros (Eduardo Reyes Negrete).

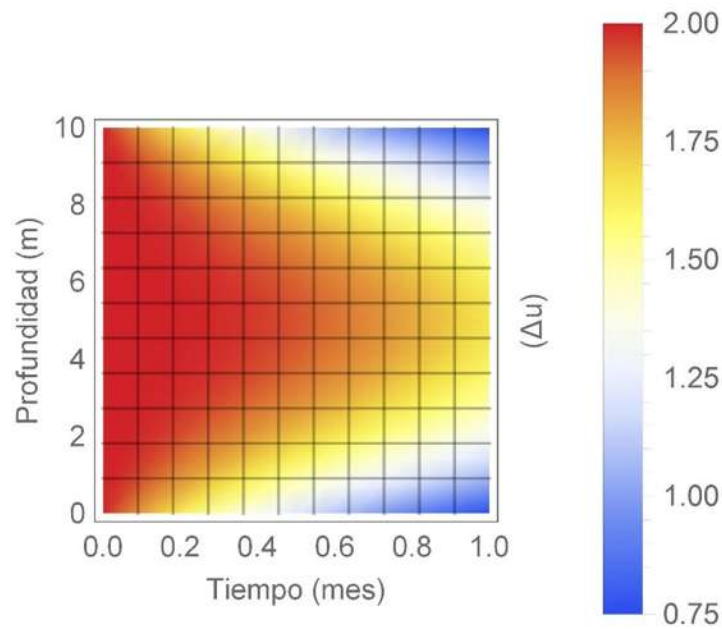


Figura 4.33. Disipación del exceso de presión de poro en un suelo arcilloso totalmente saturado para $t = 1$ mes y $z = 10$ metros (Eduardo Reyes Negrete).

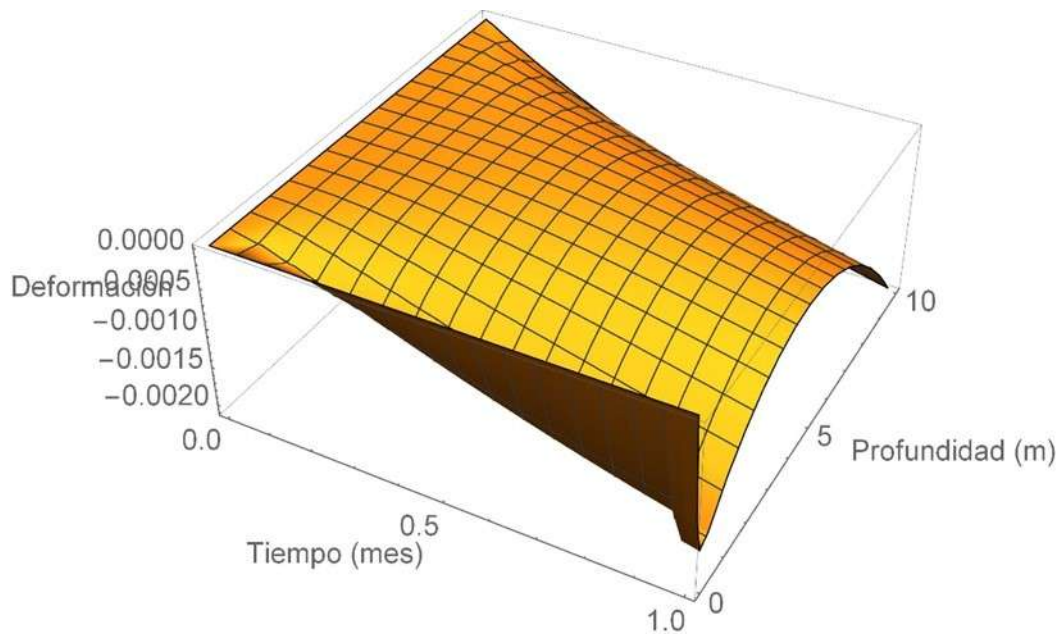


Figura 4.34. Deformaciones generadas por la disipación del exceso de presión de poro de agua en un suelo arcilloso totalmente saturado para $t=1$ mes y $z=10$ metros (Eduardo Reyes Negrete).

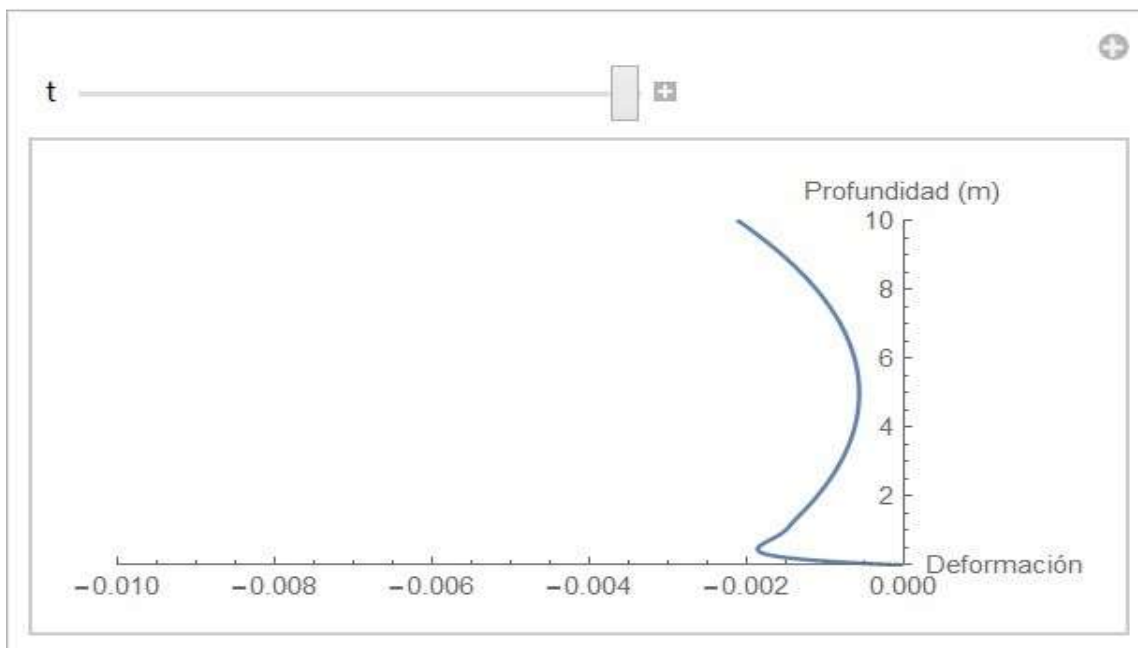


Figura 4.35. Deformaciones generadas por la disipación del exceso de presión de poro de agua en un suelo arcilloso totalmente saturado para $t=1$ mes y $z=10$ metros (Eduardo Reyes Negrete).

Como es de observarse en las figuras anteriores, que el exceso de presión de poro de agua se disipa de manera gradual ante la carga actuante, lo cual provoco un asentamiento o reducción de volumen del estrato arcilloso completamente saturado, lo que indica que a medida que disminuye la disipación de la presión de poro de agua, los esfuerzos efectivos aumentan, entonces se dice que el suelo está ganando resistencia.

Pero en este trabajo acerca de calcular la vulnerabilidad sísmica del sistema suelo-estructura de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, es necesario conocer el comportamiento de un conjunto de estratos de suelo sometidos a los efectos de un sismo, en donde dichos estratos de suelo sirven de soporte de una estructura, como es el caso de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, con la finalidad de representar su comportamiento y relaciones matemáticas entre el esfuerzo aplicado y la deformación generada en forma de modelos constitutivos geotécnicos que posee integrados en su librería en software de empleo en este presente trabajo, dicho software es Abaqus.

De dinámica estructural sabemos que las cargas que actúan en una estructura inducidas por un sismo varían con el tiempo, lo cual implica que la respuesta estructural varia con el tiempo, es decir, las deformaciones que presenta la estructura generan fuerzas ficticias denominadas aceleraciones, dichas fuerzas ficticias se relacionan o se calculan con el principio dinámico de D'Alembert, dichas fuerzas de inercia son las que se oponen al movimiento de la estructura y dependen la flexibilidad del sistema y de su masa.

La estructura con un comportamiento elástico lineal oscilara sobre su punto de posición de equilibrio estático original, dicha oscilación de la estructura disminuirá conforme transcurre el tiempo debido al amortiguamiento que posee, en un rango inelástico, la estructura oscilara sobre una nueva posición deformada de la estructura, en donde, la estructura se idealiza de manera matemática como un oscilador de un solo grado de libertad.

Con la finalidad de entender en lo mejor posible la actividad sísmica en el mundo, es necesario conocer la deriva continental, como es de saberse, la teoría de la deriva continental fue propuesta por el meteorólogo de origen alemán Alfred Weneger, alrededor de año 1915, el cual dice que la existen movimientos de continentes a gran escala, en los cuales se han identificado 3 tipos de fallas, las cuales son las siguientes:

- Límite convergente.
- Límite divergente.
- Límites formados por fallas transformantes.

En el caso de los límites convergentes existen 3 formas, las cuales son las siguientes:

- Subducción de una placa oceánica sobre otra placa oceánica.
- De una placa oceánica sobre una placa continental.
- Una placa continental sobre otra placa continental.

Cuando se produce un sismo, se generan varios tipos de ondas sísmicas que se propagan por todo el suelo, en todas las direcciones, desde su punto focal, hasta la energía de las ondas sísmicas disminuya y por lo tanto la propagación de dichas ondas sísmicas termina, dichas ondas sísmicas son las siguientes:

- Ondas primarias.
- Ondas secundarias.

Dichas ondas sísmicas se propagan en todas direcciones desde el foco o hipocentro, cuya proyección hacia la superficie se le suele denominar epicentro, las ondas primarias son ondas sísmicas de dilatación de las partículas del material, es decir, de compresión, cada partícula de suelo se mueve en dirección paralela a la dirección de propagación de la onda, lo que causa deformaciones volumétricas.

Las ondas sísmicas secundarias no poseen la capacidad de transmitirse en los líquidos, ya que los líquidos no poseen la capacidad de transmitir los esfuerzos cortantes, pero una componente tangencial en un fluido en reposo ocasiona que se presente el movimiento en dicho fluido.

Las ondas sísmicas de love se transmiten muy similar a las ondas sísmicas secundarias, pero con movimientos o desplazamientos horizontales y las ondas sísmicas de Rayleigh mueven el terreno de manera vertical y horizontal, por lo que las partículas de suelo se mueven de manera elíptica, este tipo de ondas sísmicas son más lentas que las ondas sísmicas love, las ondas sísmicas superficiales Rayleigh poseen la capacidad de propagarse en los líquidos.

Por lo tanto, en un análisis dinámico del suelo, en donde el suelo se encuentra sometido a los efectos de un sismo, nos interesa conocer modelos constitutivos que describan el comportamiento o la relación matemática de esfuerzo-deformación-cíclica, en donde, la forma más fácil o simple de representar el comportamiento de un conjunto de varios estratos de suelo es a través de un modelo equivalente, es decir, pasar de un sistema de varios grados de libertad a un solo sistema con un solo grado de libertad.

Cuando un estrato de suelo se somete a la acción dinámica de un sismo, dicho estrato de suelo experimenta deformaciones cíclicas, por tal motivo de forman ciclos histéreticos, en donde, el área de cada ciclo histerético es equivalente a la energía de disipación del estrato de suelo, además de que a través de dicho ciclo histerético se puede observar si el estrato de suelo tiene una degradación de su rigidez.

Otro tipo de modelos constitutivos, son los modelos cíclicos constitutivos no lineales, los cuales representan la resistencia del estrato de suelo al esfuerzo cortante cuando dicho estrato de suelo está sometido a una excitación dinámica inducida por un sismo, como se mencionó anteriormente, la disipación del exceso de presión de poro de agua en un suelo arcilloso completamente saturado, disminuye conforme aumentan de manera gradual los esfuerzos efectivos, lo cual implica que la resistencia del suelo se está incrementando.

Pero en este tipo de suelos arcillosos completamente saturados, al estrato de suelo le cuesta gran trabajo disipar el exceso de presión de poro de agua, ya que la arcilla es casi impermeable, entonces cuando a dicho estrato de suelo lleguen las ondas sísmicas, dichas ondas sísmicas ocasionarían deformaciones cíclicas, lo cual ocasiona una variación en la disipación del exceso de presión de poro de agua, que implica a la vez una variación de los esfuerzos efectivos y de los esfuerzos totales durante el rango de tiempo en que ocurre el sismo, lo cual implica que al estrato de suelo se le complique más el tratar de disipar el exceso de presión de poro de agua ante el efecto de las ondas sísmicas.

Cuando en un estrato de suelo, el exceso de presión de poro de agua no disminuye, sino que aumenta, entonces los esfuerzos efectivos disminuyen al igual que los esfuerzos principales, lo cual implica que la rigidez del estrato de suelo y el esfuerzo cortante disminuyen, pero si conforme transcurre el tiempo sigue incrementándose el exceso de presión de poro de agua, el estrato de suelo sufrirá un fenómeno muy conocido denominado “Licuefacción de suelos”.

Para analizar el conjunto de estratos de suelo, en donde se encuentra asentada la majestuosa catedral de Morelia, a través del análisis dinámico en la historia del tiempo, emplearemos 2 modelos constitutivos no lineales, los cuales son:

- Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.
- Modelo constitutivo para materiales cuasi-frágiles.

Se emplearán dichos modelos, ya que el software Abaqus lo tiene incluidos, dicho software como se ha venido mencionando anteriormente, es donde se analizará el sistema suelo-estructura de la magnífica catedral de Morelia, con la finalidad de obtener el periodo fundamental de vibración del suelo y compararlo con el periodo fundamental de la catedral de Morelia y los periodos fundamentales de vibración obtenidos por la técnica de vibración ambiental, dichos modelos constitutivos se describen en el capítulo 6.

4.4 ESTUDIOS REALIZADOS EN EL SUBSUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

En la majestuosa catedral de Morelia se han realizado estudios del subsuelo, a partir de métodos basados en tomografías de resistividad eléctrica en 3D, todo esto debido a que desde hace ya bastante tiempo, se generó el mito de que debajo de la catedral de Morelia se encuentran estructuras antropogénicas, es decir túneles, los cuales corren por debajo de la catedral de Morelia y llegan a distintos puntos localizados en otros templos o edificios históricos del centro histórico de la ciudad de Morelia.

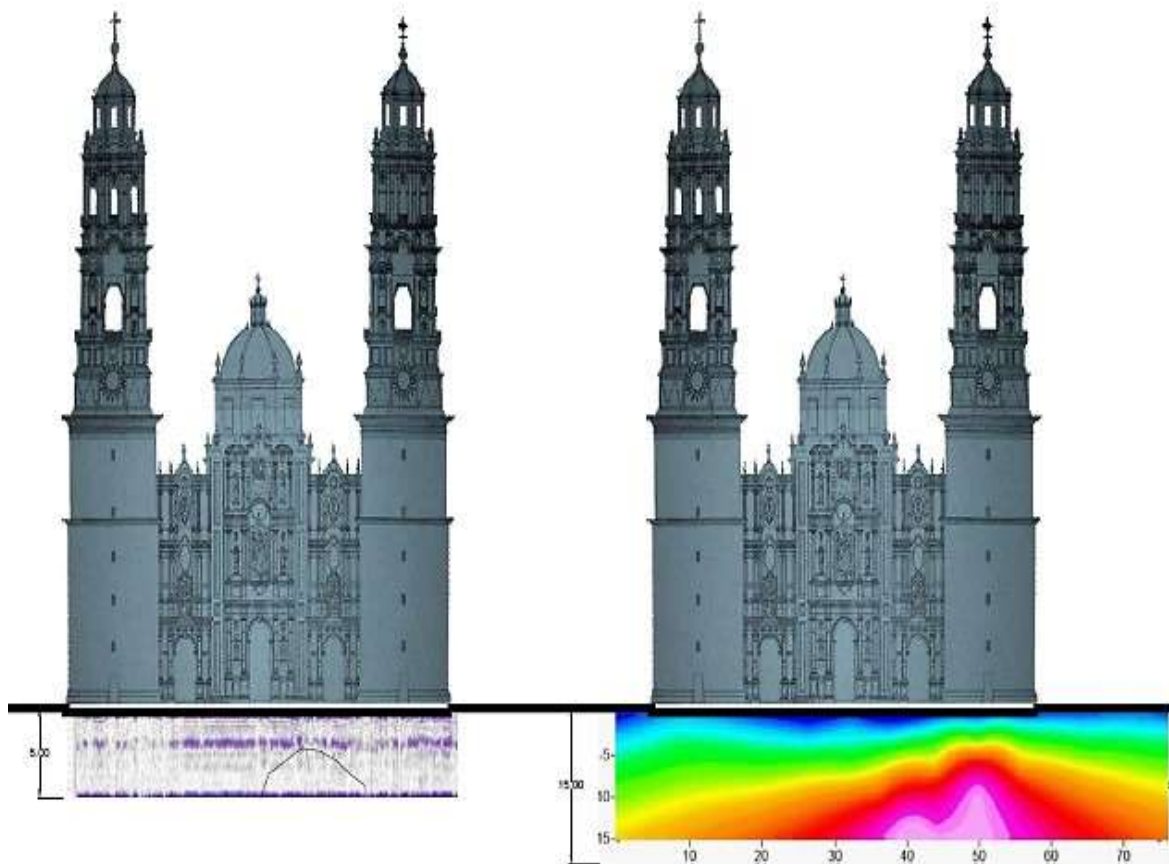


Figura 4.41. Localización del túnel en subsuelo de la catedral de Morelia. Imagen tomada de: Informe de la exploración subterránea de Uruapan, Tzintzuntzan, Morelia, Michoacán, México.

En la **Figura 4.41**. Se puede apreciar la forma de la estructura antropogénica que se encuentra debajo de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, según el estudio mencionado anteriormente. Cabe mencionar que se mal interpreta los estudios de tomografías basados en resistividad eléctrica en 3 dimensiones, ya que es muy fácil confundirse, si la persona que realiza dicho análisis no tiene una completa interpretación de los datos y resultados obtenidos mediante dichos estudios.

Por lo que se realizaron estudios en base a tomografías de resistividad eléctrica para confirmar la existencia de dichos túneles, uno de estos estudios, el cual sus resultados se pueden apreciar en la **Figura 4.41**, menciona que en sus resultados descartan que las anomalías sean espacios vacíos, pero la geometría indica que son estructuras antropogénicas, las cuales están tanto rellenas y colapsadas (Informe de la exploración subterránea de Uruapan, Tzintzuntzan, Morelia, Michoacán, México).

Además, se puede apreciar en la **Figura 4.41**, que, desde el punto de vista de la ingeniería estructural, la presencia de una oquedad de tal tamaño no es posible, ya que hay el subsuelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia no tiene la capacidad de soportar semejante peso de toda su estructura, y en la actualidad ya se presentarían asentamientos diferenciales en varias partes de dicha catedral, es interesante mencionar que en los años en que fue construida la catedral de Morelia (1660–1744), es prácticamente imposible realizar dicha estructura antropogénica, debido a que no se contaban con las herramientas de hoy en día y los métodos de análisis estructural.

Es muy común que se confundan los sistemas de drenaje presentes en la emblemática y majestuosa catedral de Morelia con túneles, ya que dichos sistemas de drenaje no son como los de la actualidad, es decir, tuberías de concreto o de acero, sino que presentan una geometría muy parecida a un túnel de hoy en día, también reciben el nombre de cloacas. Lo cual, debido a su parecido geométrico y los falsos rumores, se ha venido generando el mito de que debajo de la catedral de

Morelia existen túneles que llevan a otros puntos del centro histórico de la ciudad de Morelia.

En el año 2017, se publicó que se había encontrado y localizado la cripta original de los obispos bajo el antiguo coro de la catedral de Morelia, además de localizar sus accesos. Además de mencionar la posible cimentación que presenta la catedral de Morelia, cabe mencionar que no se sabe con exactitud la profundidad de la cimentación de la emblemática catedral de Morelia, pero debido a la forma de construirlos en la época en que se construyó la catedral de Morelia, se intuye que es un piedraplen de piedra, como es la cantera.

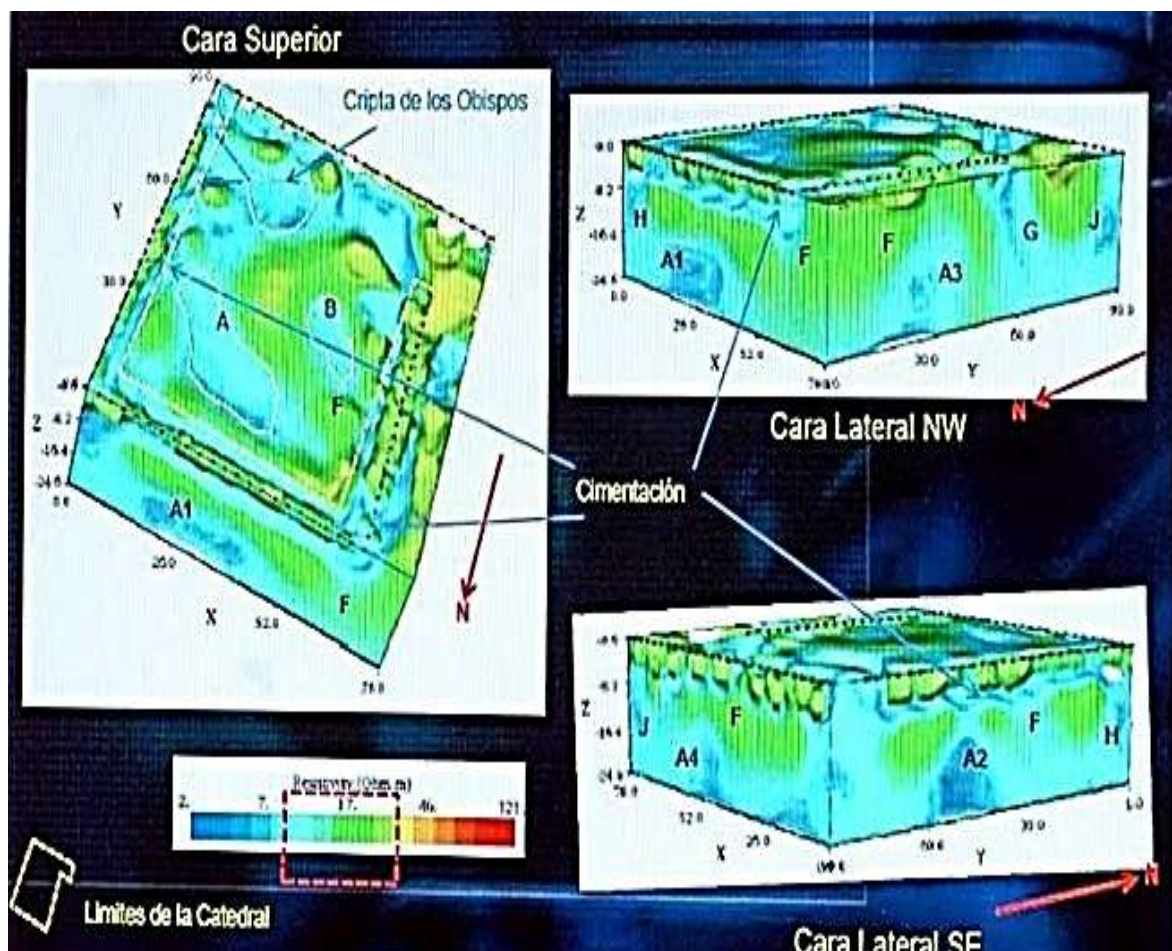


Figura 4.42. Localización de la cripta de los obispos debajo de la catedral de Morelia. Imagen tomada de: <http://lapaginanoticias.com.mx/encuentran-cripta-original-bajo-antiguo-coro-de-la-catedral-de-morelia-estudio-de-la-unam/>.

Es todo un mito más perteneciente a la emblemática catedral de Morelia, la profundidad de desplante de su cimentación, por lo que lo más recomendado es inferirla como el 10 % de la altura de la catedral de Morelia, ya que este porcentaje se consideraba una regla de construcción en aquella época.

Recientemente se publicó un artículo basado en tomografía de resistividad eléctrica en 3 dimensiones, en el cual se menciona la presencia de estructuras en la profundidad del subsuelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia.

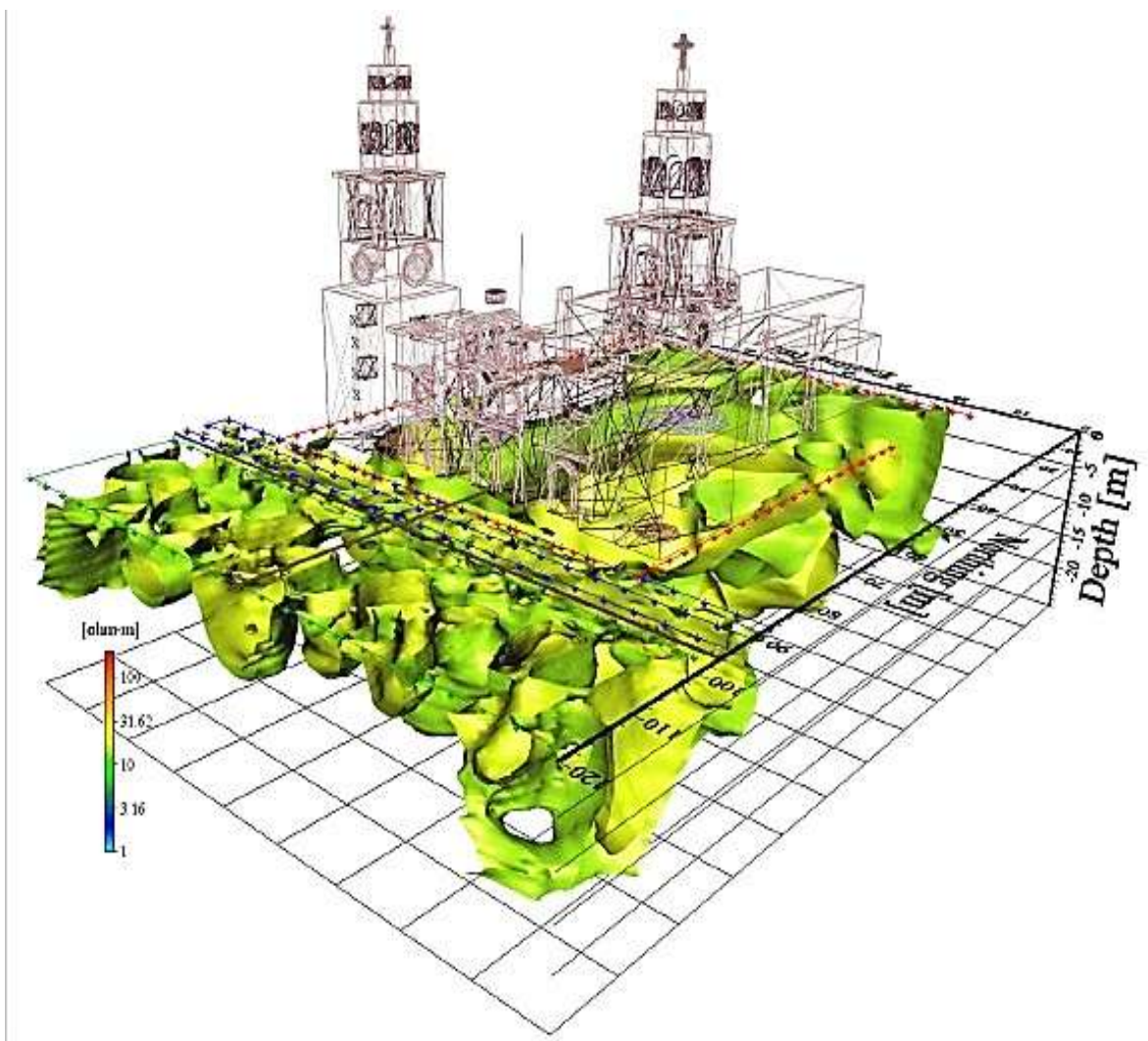


Figura 4.43. Anomalia en colores falsos mostrando superficies de isorresistividad de la TRE-3D, en una vista NW de la Catedral de Morelia. Imagen tomada de: Cifuentes-Nava G.

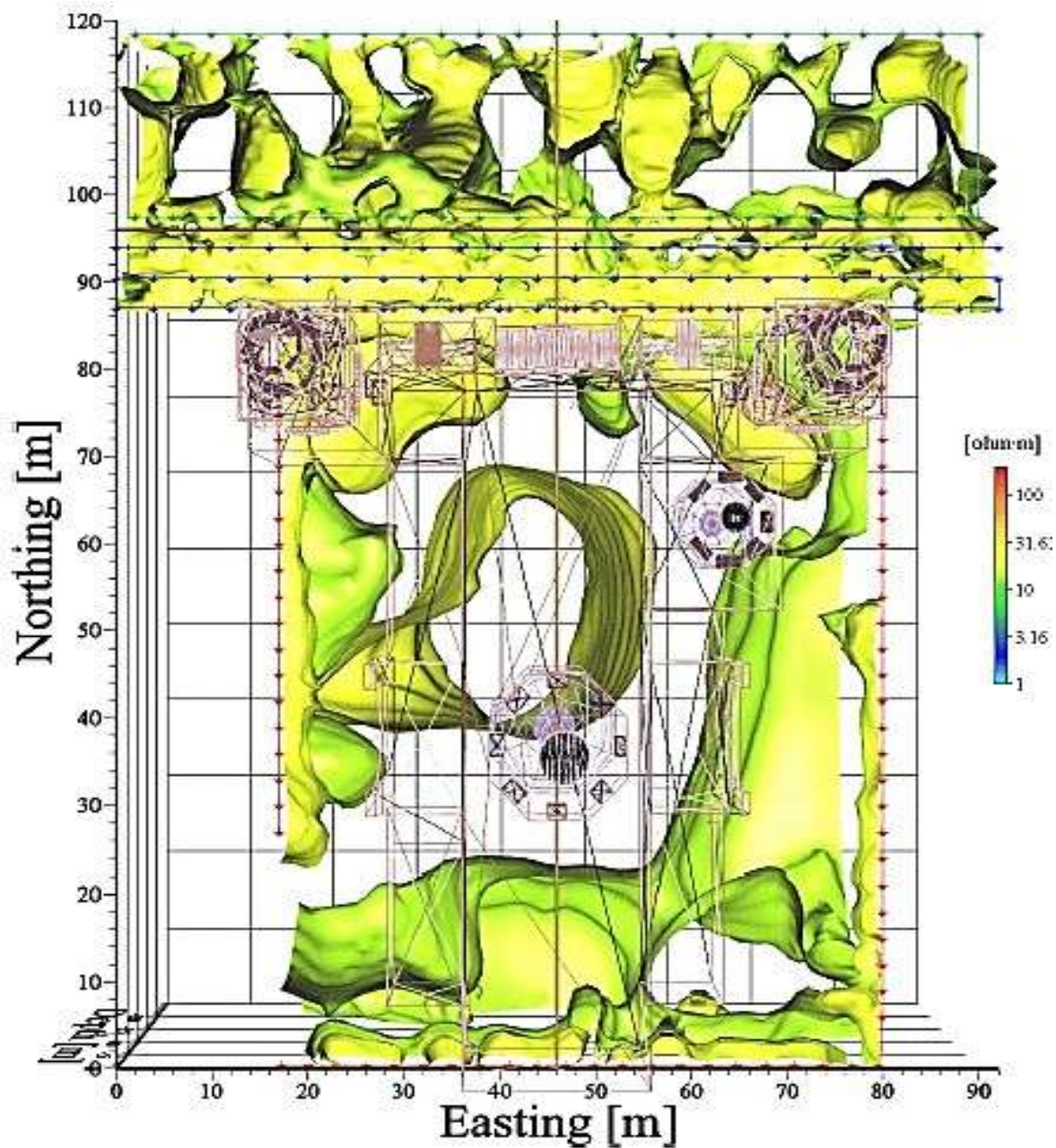


Figura 4.44. Vista superior de las superficies de isorresistividad de TRE-3D, Imagen tomada de: Cifuentes-Nava G.

En la **Figura 4.44**, se puede apreciar estructuras tubulares del norte en la avenida Madero y el atrio, así como la estructura tubular oeste, la forma de olla central y la cuadrada en el ábside del subsuelo (Cifuentes-Nava G).

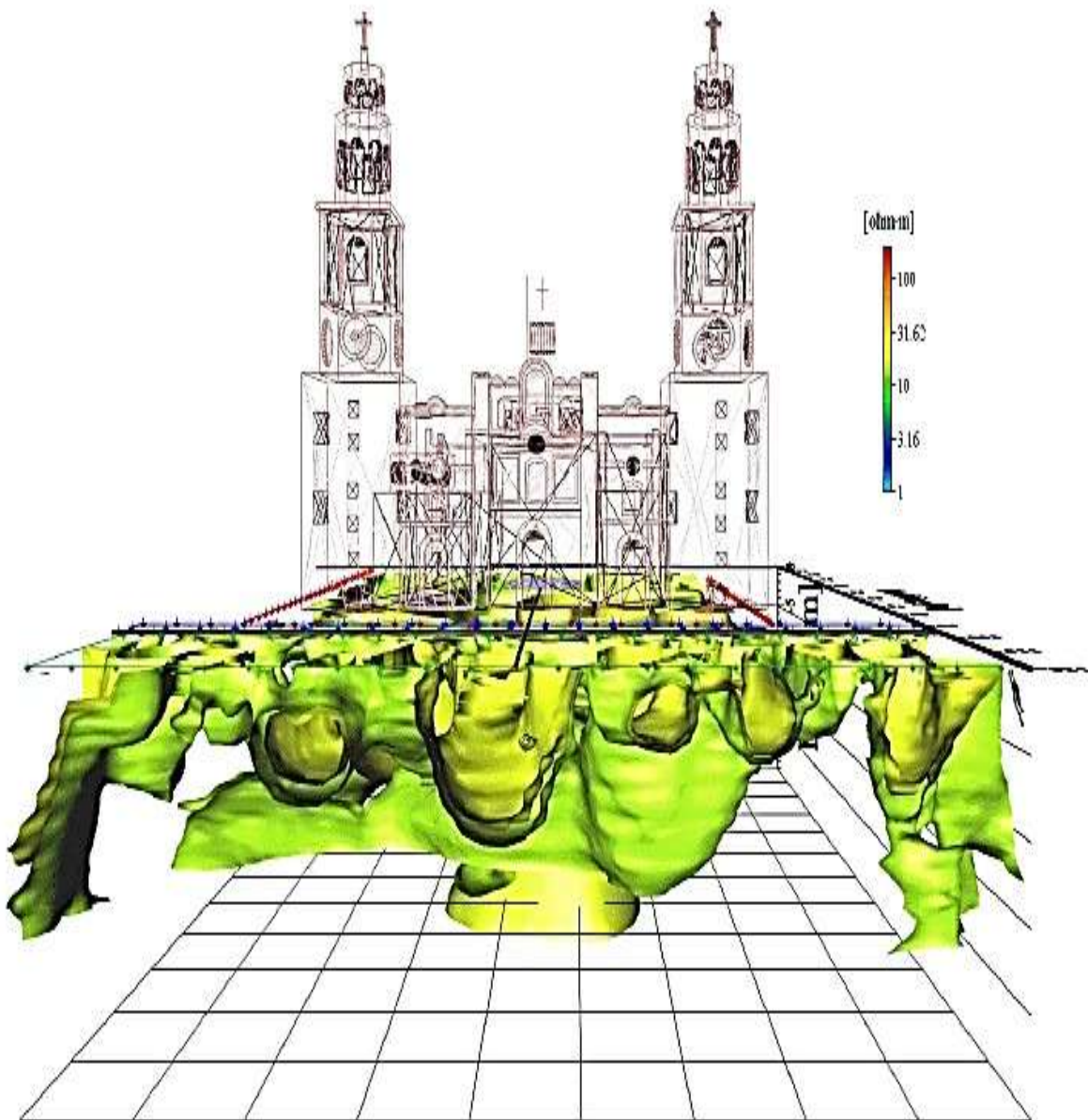


Figura 4.45. Vista frontal del lado norte, donde las superficies de isoresistividad definen al menos 3 estructuras tubulares con continuidad. Imagen tomada de: Cifuentes-Nava G.

Como se puede analizar, el mito persiste, además de ser muy interesante conocer el comportamiento de la majestuosa catedral de Morelia ante la presencia de dichas estructuras antropogénicas subterráneas en el subsuelo de dicha catedral y al recordar la alta sismicidad de la región.

CAPÍTULO 5. NANO-ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

5.1 SISMICIDAD DE LA REPÚBLICA MEXICANA.

Es de suma importancia tener un mayor conocimiento sobre la estructura interna de nuestro planeta, con el objetivo de conocer con una mayor precisión su funcionamiento y comportamiento, con la finalidad de conocer el origen del movimiento de las placas tectónicas, lo cual genera los temblores en todo el planeta, los cuales pueden ser de una baja magnitud de momento sísmico, así como de una magnitud de momento sísmico considerable.

Los sismos se generan debido al calor interno de la tierra, el cual escapa a través de la circulación de material en el manto sólido de la Tierra, a este proceso se le conoce como proceso de convección, cuando ocurre un terremoto se generan diferentes tipos de ondas sísmicas, las cuales son:

- Ondas primarias.
- Ondas secundarias.

Estas ondas sísmicas se propagan en todas las direcciones desde el foco o hipocentro, cuya proyección del foco hacia la superficie se denomina epicentro, las ondas sísmicas son ondas sísmicas de dilatación de las partículas del material, es decir, de compresión, el movimiento de cada partícula de suelo se mueve en dirección paralela a la dirección de la propagación de la onda sísmica, lo cual genera que se presenten deformaciones volumétricas.

Las ondas sísmicas secundarias no se transmiten en los líquidos, debido a que los líquidos no poseen la capacidad de lograr transmitir los esfuerzos cortantes, además es de muy interesante mencionar que cuando las ondas sísmicas secundarias viajan

al interior de la tierra, llegan a un límite en la que su velocidad es nula, lo cual sucede cuando dichas ondas sísmicas llegan al núcleo externo, el cual como se sabe es líquido, dicho límite es ampliamente conocido como discontinuidad de Gutenberg, en el caso de las ondas sísmicas primarias solamente se presenta una caída en la magnitud de su velocidad, pero después se vuelve a incrementar su velocidad debido a que llega al núcleo interno, el cual es completamente sólido.

Las velocidades de las ondas sísmicas aumentan conforme aumenta la profundidad, dichas ondas sísmicas se refractan en una discontinuidad denominada como discontinuidad de MOHOROVICIC. Las anteriormente mencionadas ondas refractadas hacia la superficie de la tierra se conocen como ondas sísmicas superficiales, las cuales son las siguientes:

→ Ondas sísmicas de **LOVE**

→ Ondas sísmicas de **RAYLEIGH**.

Las ondas sísmicas refractadas de Love se transmiten de manera similar a la de las ondas sísmicas secundarias, pero sus movimientos y desplazamientos son horizontales, las ondas sísmicas de Rayleigh desplazan el terreno de manera vertical y horizontal, en donde, las partículas de suelo se mueven con una forma geométrica muy similar a una elipse, la onda sísmica de Rayleigh son más lentas que las ondas sísmicas Love, además es muy interesante mencionar que las ondas sísmicas de Rayleigh poseen la capacidad de propagarse a través de los líquidos. Las ondas sísmicas primarias tienen una mayor velocidad que las ondas sísmicas secundarias, aproximadamente de 1.73 veces la velocidad de las ondas sísmicas secundarias.

La teoría de la deriva continental propuesta por el meteorólogo alemán Alfred Weneger en el año de 1915 explica que los continentes se están moviendo a gran escala, lo demostró a través de representar la similitud de las rocas, estructuras geológicas y algunos fósiles encontrados en lados opuestos del océano atlántico, en dicha teoría se postula la existencia de un supercontinente denominado Rodinea, el cual existió hace aproximadamente 745 millones de años, el cual comenzó a

separarse en varias partes a través del tiempo, conforme transcurría el tiempo, estas partes se volvieron a juntar formando un supercontinente denominado Pangea, el cual se formó hace aproximadamente 340 millones de años.

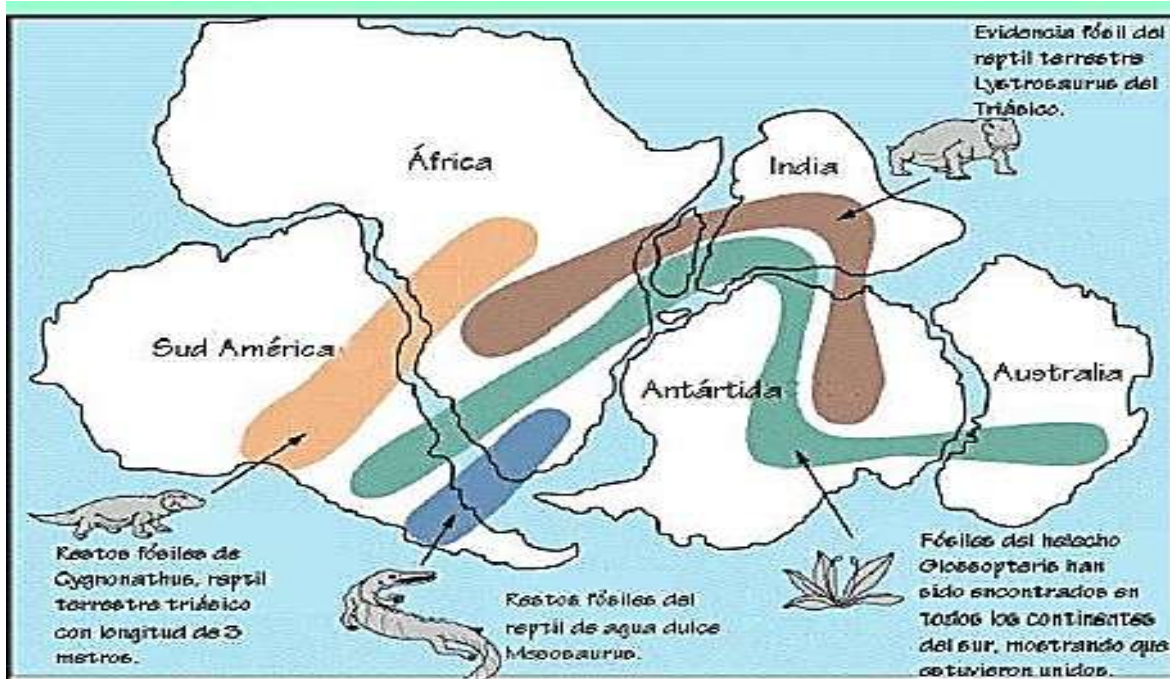


Figura 5.11. Supercontinente Pangea formado debido a la deriva continental.

Imagen tomada de: Apuntes de Ingeniería Sísmica, José Manuel Jara Guerrero, 2018.

La teoría de la deriva continental quedó en el olvido durante varias décadas, hasta que en la década de los 60, en el sismo de Valdivia, Chile, la red mundial de sismógrafos definió con suma precisión las ubicaciones de los sismos y además comprobó las deformaciones que se concentraron en las zonas estrechas entre las placas tectónicas (fenómeno de subducción entre la placa tectónica de Nazca y Sudamericana).

En este momento tan importante, los científicos de todo el mundo se dieron cuenta de que existía el fenómeno de convección en el manto de la tierra, dicho fenómeno es el encargado de empujar y jalar los continentes, con lo cual se crea nueva corteza terrestre debido al proceso de dispersión del suelo oceánico, la evidencia más importante se dio cuando después de terminada la segunda guerra mundial se

aprobó un proyecto en el cual consistía en explorar el suelo oceánico, debido a este mapeo se descubrió la cordillera Meso-Atlántica en el suelo marino, la cual es una profunda depresión en medio del océano atlántico aproximadamente.

La teoría de la deriva continental describe el movimiento de las placas y de las fuerzas que interactúan para generar el movimiento de las placas, además explica la distribución de rasgos geológicos como son las montañas, volcanes, la forma del suelo marino, sismos, etc. Los cuales son resultado de los movimientos entre las placas tectónicas, como se mencionó anteriormente la litosfera está rota en aproximadamente 12 placas, las cuales son rígidas, en donde cada placa tectónica se mueve flotando sobre la astenosfera, la cual también se encuentra en movimiento y dicha astenosfera tiene un comportamiento plástico.

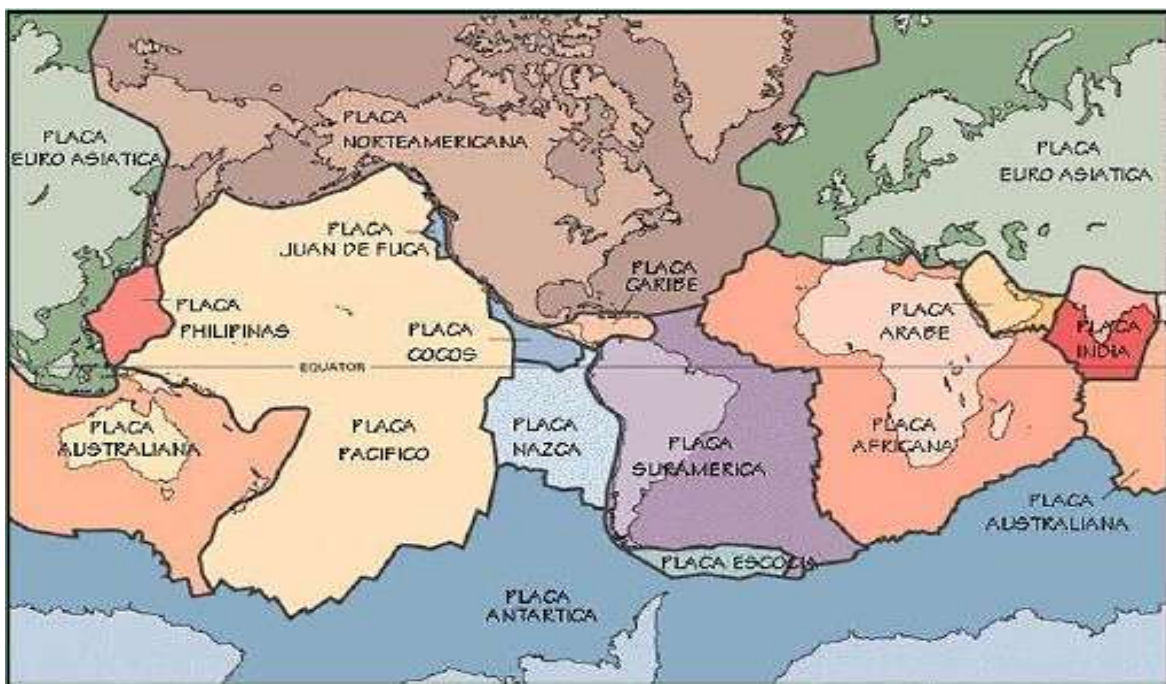


Figura 5.12. Placas tectónicas que conforman la litosfera. Imagen tomada de:
Apuntes de Ingeniería Sísmica, José Manuel Jara Guerrero, 2018.

En la actualidad se han identificado 3 tipos de límites entre las placas tectónicas, los cuales son:

→ Límite convergente.

- Límite divergente.
- Límites formados por fallas transformantes.

En el caso de los límites convergentes existen 3 formas, las cuales son las siguientes:

- Subducción de una placa oceánica sobre otra placa oceánica.
- De una placa oceánica sobre una placa continental.
- Una placa continental sobre otra placa continental.

Nuestro planeta se encuentra en movimiento constante todo el tiempo, se encuentra vibrando, pero muchas de estas vibraciones no las percibimos porque son muy débiles, solamente con equipo especializado se pueden detectar, los movimientos del terreno inducidos por sismos son bastante complejos y muy difíciles de analizar de manera matemática, por lo cual se realizan simplificaciones, es decir, desde el punto de vista de la ingeniería estructural estos movimientos inducidos por sismos se pueden describir a través de 3 componentes ortogonales o perpendiculares entre sí, 2 componentes ortogonales horizontales y una componente vertical. Para fines de la ingeniería estructural se consideran 3 características del movimiento del terreno inducido por un sismo, las cuales son:

- La amplitud.
- La frecuencia.
- La duración del movimiento.

Como es de saberse, México se encuentra localizado en una región altamente sísmica, dicha región se encuentra localizada dentro del área del Cinturón Circumpacífico, en donde se considera que existe la mayor actividad sísmica del mundo, dicha actividad sísmica en la república mexicana es debido al fenómeno de subducción de las placas tectónicas oceánicas de Cocos y la de Rivera, las cuales subducen por debajo de la placa tectónica continental de Norteamérica y la del Caribe.

Es interesante mencionar que la ciudad de México no se encuentra localizada cerca de las distancias epicentrales del origen de los sismos costeros, pero en dicha ciudad en donde han ocurrido los mayores daños debido a los sismos con epicentros costeros, lo cual es debido a efectos de sitios, es decir, debido a la estratigrafía del suelo que posee la ciudad de México y a sus características geotécnicas, se generan amplificaciones de las ondas sísmicas, lo cual induce mayores daños a las estructuras en la ciudad de México.



Figura 5.13. Regionalización sísmica de la República Mexicana. Imagen tomada de: Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, CFE.

Como se puede observar en la **Figura 5.13**, la república mexicana se encuentra dividida en 4 zonas sísmicas, las cuales son las siguientes:

→ **Zona A:** No se esperan aceleraciones del terreno mayores al 10% de la aceleración de la gravedad debido a efectos por sismos.

- **Zona B y C:** No se esperan aceleraciones del terreno mayores al 70% de la aceleración de la gravedad debido a efectos por sismos, son zonas que son afectadas por altas aceleraciones del terreno.
- **Zona D:** Se esperan aceleraciones del terreno mayores al 70% de la aceleración de la gravedad debido a efectos por sismos y hay registros de sismos de gran magnitud, en esta zona, la ocurrencia de los sismos es de manera frecuente.

Además, en la **Figura 5.13**. Se observa que los Estados con mayor sismicidad son:

- Jalisco.
- Colima.
- Michoacán.
- Guerrero.
- Oaxaca.
- Chiapas.

Además, existen regiones de mayor actividad sísmica denominadas como: Brechas sísmicas, las cuales son las siguientes:

- **Brecha sísmica de Jalisco.** En la cual se acumula energía del tipo elástico desde hace aproximadamente 70 años.
- **Brecha sísmica de Guerrero.** En la cual se acumula energía del tipo elástico desde hace aproximadamente 100 años.
- **Brecha sísmica de Chiapas.** En la cual se acumula energía del tipo elástico desde hace aproximadamente 300 años.

Como se mencionó anteriormente, la ciudad de México no se encuentra localizada cerca de las distancias epicentrales del origen de los sismos costeros, pero en dicha ciudad en donde han ocurrido los mayores daños debido a los sismos con epicentros costeros, lo cual es debido a efectos de sitios, es decir, debido a la estratigrafía del suelo que posee la ciudad de México y a sus características geotécnicas, se generan amplificaciones de las ondas sísmicas, por lo cual se realizó una zonificación del Valle de México, la cual se representa en la **Figura 5.14**.

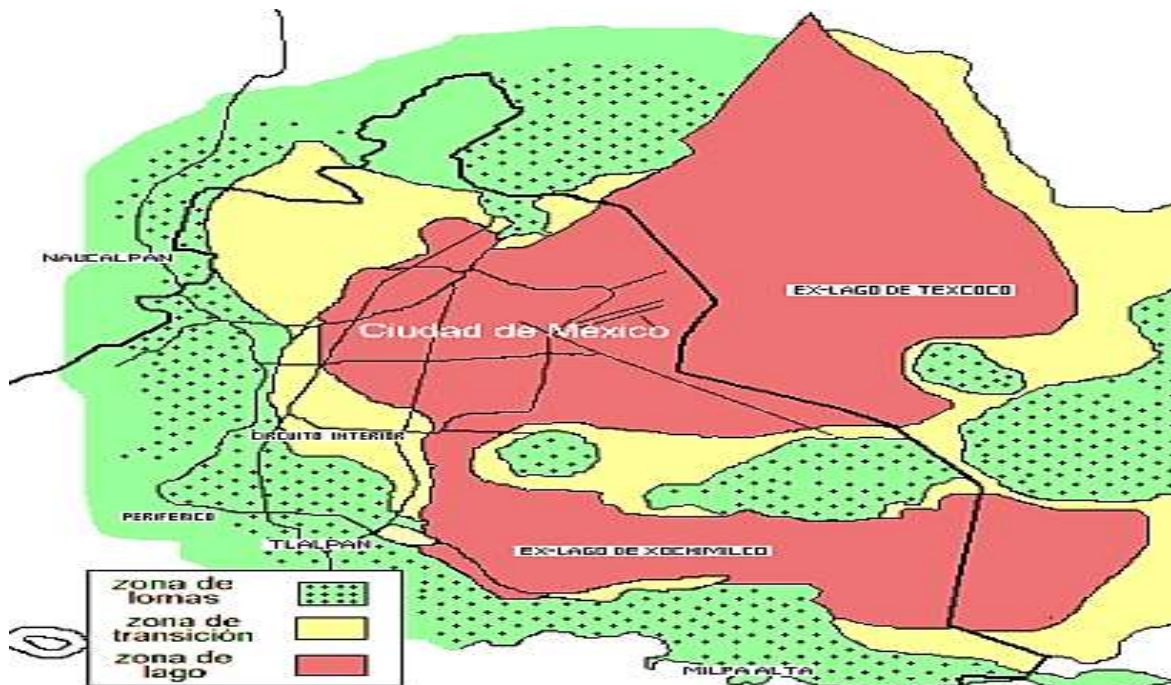


Figura 5.14. Zonificación sísmica del Valle de México. Imagen tomada de:

http://www2.ssn.unam.mx/website/jsp/region_sismica_mx.jsp.

En la **Figura 5.14**. Se aprecia que el Valle de México se encuentra dividido en 3 zonas, las cuales son las siguientes:

- **Zona I:** Lomerío, es decir, la parte alta de la cuenca, el suelo está caracterizado por su baja compresibilidad y alta resistencia.
- **Zona II:** Transición, es decir, posee características intermedias entre la zona I y la zona III.
- **Zona III:** Depósitos lacustres, es decir, presencia de suelos blandos, con una alta compresibilidad y baja resistencia, además de un alto contenido de agua, por lo cual se presentan amplificaciones de las ondas sísmicas debido a efectos de sitio.

En la república mexicana han ocurrido temblores muy fuertes, los cuales causaron mucha destrucción y desafortunadamente pérdidas humanas, uno de ellos es el

sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985, con una magnitud de 8.1. Al día siguiente, es decir, el 20 de septiembre de 1985, se generó otro sismo, cuya magnitud fue de 7.6.

De manera más reciente, el 7 de septiembre del 2017, se generó un sismo en las costas del Golfo de Tehuantepec, con epicentro localizado a 133 kilómetros al suroeste de Pijijiapan, en el Estado de Chiapas, con un foco o hipocentro a una profundidad de 58 kilómetros, días más tarde, el 19 de septiembre del 2017 se generó un sismo, con epicentro localizado a 12 kilómetros al sureste de Axochiapan, Morelos, con un foco o hipocentro a una profundidad de 57 kilómetros, en este sismo la ciudad de México sufrió graves daños en algunas estructuras debido a la amplificación de la onda sísmica por efectos de sitio, la ciudad de México se localizaba a 120 kilómetros del epicentro del sismo.

En la **Figura 5.15**. Se representan los 3 sismos de fallamiento normal, los cuales se consideran muy destructivos, además se aprecia la localización de sus hipocentros de cada uno de los sismos, el sismo de fallamiento normal ocurrido en el año de 1858 en la ciudad de Morelia, fue el sismo, el cual generó daños estructurales a las naves laterales de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia.

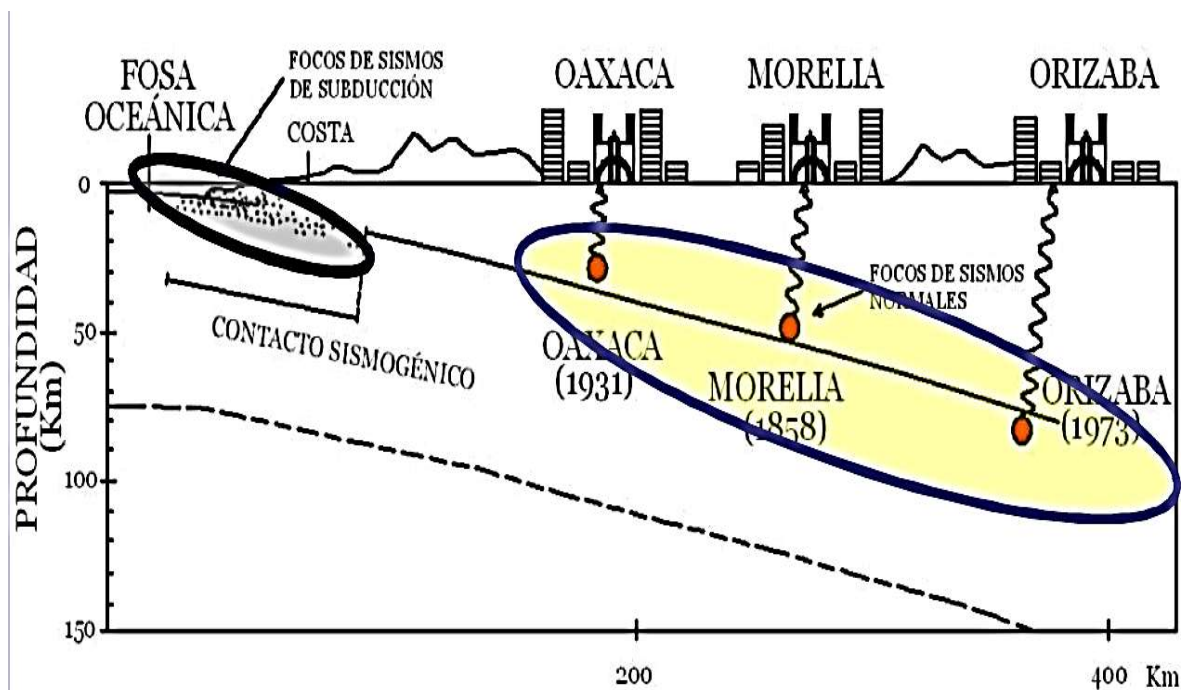


Figura 5.15. Ejemplos de focos de temblores destructivos de fallamiento normal (modificada de Suarez, 1986).

5.2 VIBRACIÓN AMBIENTAL APLICADA A LA CATEDRAL DE MORELIA.

Con la finalidad de lograr conocer los periodos fundamentales de vibración del suelo en el cual se encuentra asentada la emblemática catedral de Morelia y sus alrededores (plazas adyacentes), se realizó una campaña de vibración ambiental, la cual es una forma de realizar del método modal operacional, con dichos resultados se calibrará el modelo de la catedral de Morelia considerando la estratigrafía del suelo, dicho modelo matemático se analizará en el software denominado Abaqus.

Con la finalidad de llevar a cabo una micro-zonificación sísmica en todo el cuadro en el que se encuentra desplantada la catedral de Morelia (considerando sus 2 plazas), de tal manera se conocerá con mayor precisión el comportamiento de los estratos del suelo ante una excitación dinámica del suelo inducida por un sismo de cierta magnitud, es decir, conoceremos sus características dinámicas del suelo.

Para lograr obtener el periodo fundamental del suelo en el que se encuentra desplantada la magnífica catedral de Morelia y además considerando sus dos plazas, se empleó la técnica del cociente espectral horizontal entre la vertical, mejor conocida como “Técnica de Nakamura”.

Como es de saberse no se puede emplear técnicas destructivas en el patrimonio histórico de la ciudad, por lo cual es que se emplea la técnica de vibración ambiental para la obtención del periodo fundamental de vibración del suelo adyacente y en el que se encuentra asentada la catedral de Morelia. Dicha técnica de vibración ambiental detecta mediante instrumentación muy sensible (acelerómetros triaxiales) intensidades demasiado bajas de vibraciones, con lo cual no se perjudica la estructura de la catedral de Morelia y sus plazas adyacentes.

Dirección X			Dirección Y		
Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factor de complejidad modal %	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factor de complejidad modal
1.367	0.7315	98.158	1.367	0.7315	93.581
2.734	0.3658	95.773			
3.418	0.2926	76.712	3.223	0.3103	96.2
3.906	0.2560	95.986	3.906	0.2560	37.995
4.492	0.2226	86.385			
6.738	0.1484	83.441	5.273	0.1896	61.532
7.715	0.1296	79.94	7.617	0.1313	99.813
11.133	0.0898	94.463	11.133	0.0898	88.777

Figura 5.21. Frecuencia, Periodos y Factores modales (Lidia Olmos Mejía, 2017).

Se puede apreciar en la **Figura 5.21**. Que existe un mayor número de frecuencias en la dirección “X”, que en la dirección “Y”, debido a la configuración estructural en planta de la catedral de Morelia, la cual no posee contrafuertes en el sentido longitudinal de sus muros, lo cual implica que la catedral de Morelia sea más flexible en la dirección “X”. cabe aclarar que el factor de complejidad modal oscilara entre el valor cero (modo real) y el valor uno (modo imaginario). (Lidia Olmos Mejía, 2017).

Además, cabe mencionar que el porcentaje del factor de complejidad modal tiene a la unidad en la mayor parte de las direcciones “X” y “Y”, lo cual implica que los modos tienden a la parte compleja, es decir, nos dan una muy buena idea de las características modales globales de la catedral de Morelia. (Lidia Olmos Mejía, 2017).

5.3 CAMPAÑA DE VIBRACIÓN AMBIENTAL APLICADA AL SUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Como se mencionó anteriormente, se realizó una nano-zonificación sísmica del suelo sustentante y adyacente (considerando las plazas adyacentes) de la catedral de Morelia, a partir de la técnica del cociente espectral horizontal/vertical denominada “NAKAMURA”, aplicando una técnica del análisis modal operacional, que, para nuestro caso, debido a que está estrictamente prohibido realizar pruebas destructivas a la catedral de Morelia o sus plazas adyacentes o cualquier otra técnica que ponga en riesgo la arquitectura de la anteriormente mencionada catedral y sus plazas, se recomienda emplear vibración ambiental.

Con dichas técnicas es posible conocer el periodo fundamental de vibración del suelo, después del procesamiento de datos, se realizó un pequeño mapa de iso-periodos del suelos sustentante y adyacente (considerando el suelo sustentante de las plazas adyacentes) de la catedral de Morelia.

En donde se obtuvo el valor del periodo fundamental de vibración del suelo, el cual es de 0.23 segundos, lo cual indica que el suelo es del tipo firme, ya que su periodo fundamental de vibración es menor a 0.30 segundos, algo muy interesante de mencionar es que en realidad todo el centro histórico de la ciudad de Morelia no es posee suelo duro, generalmente a las orillas de dicho centro histórico se puede apreciar que los suelos ya son del tipo blando, ya que su periodo fundamental de vibración es mayor a 0.30 segundos, un caso de esto, es el suelo en el que está el templo de San Agustín.

CAPÍTULO 6. MODELO NUMÉRICO DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

6.1 HISTORIA DE LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD.

La teoría de la elasticidad se formó como una rama importante de la física matemática en la primera mitad del siglo XIX, hasta ese entonces los matemáticos, físicos e ingenieros como: Galileo Galilei, Mariotte, Hooke, Bernoulli, Euler, Coulomb entre otros, habían elaborado con suma precisión y gran detalle la teoría de la flexión para barras delgadas con un comportamiento elástico-lineal.

A principios del siglo XIX, Joshep Louis de Lagrange y Sophie Germain plantearon una solución al problema de la flexión y de las oscilaciones de las placas delgadas con un comportamiento elástico-lineal, algunas particularidades de las placas delgadas que se comportan de manera elástica-lineal permitieron simplificar de manera considerable el planteo y resolución de los problemas relacionados con la deformación generada en un cuerpo debido a la acción de un sistema de fuerzas externas.

El comienzo del siglo XIX, fue señalado como el siglo de los grandes procesos del análisis matemático, debido, en parte, a los numerosos e importantes problemas que se plantearon en la física y los cuales exigieron la aplicación de un complejo sistema matemático y por lo tanto de su desarrollo. Entre los muchos problemas que se plantearon en los inicios de la teoría de la elasticidad, se realizaron investigaciones muy detalladas sobre las propiedades de los materiales con un comportamiento elástico y de la necesidad de una estructuración de una teoría matemática que nos permitiera estudiar lo más detallado y preciso posible las fuerzas internas que se originan en un cuerpo con un comportamiento elástico-

lineal, el cual se encuentra sometido a un sistema de fuerzas externas, así como, su deformación, desplazamientos y modificación de su forma geométrica original.

Pero todavía no era suficiente, es decir, la teoría de la elasticidad solo se empleaba para problemas fuera de la realidad, en su mayor caso, no fue hasta que los matemáticos e ingenieros franceses Cauchy, Navier, y Poisson, que hallaron las ecuaciones diferenciales fundamentales de esa teoría, en donde, para llegar a deducir las ecuaciones diferenciales fundamentales de esta teoría, surgió una gran dificultad de fondo, debido a que el análisis matemático de aquella época estaba estructurado sobre el concepto del espacio geométrico continuo, en el cual se consideraban segmentos infinitamente pequeños, por lo que sobre esta base se podían introducir los conceptos de diferenciación e integración.

Sin embargo, la teoría molecular newtoniana de la estructura de los cuerpos, comúnmente admitida, los presentaba como medios discretos, que constaban de partículas separadas, ligadas entre sí por fuerzas de atracción y repulsión mutua; resultó sumamente difícil fundamentar la aplicabilidad a estos medios del aparato de análisis matemático, vinculado esencialmente con el concepto de funciones continuas, capaces de recibir incrementos tan pequeños como se quiera (es decir infinitamente pequeños), y con la posibilidad de pasar al límite al efectuar su suma, o sea, al integrarlos. (TIMOSHENKO- GOODIER, 1972).

La teoría de la elasticidad ha sido aplicada a numerosos problemas en la ingeniería, en particular en la ingeniería civil, ya que proporciona resultados muy satisfactorios, todos los materiales presentan deformaciones cuando están sometidos a sistemas de cargas externas, cuando un cuerpo no se encuentra deformado, la distribución de moléculas corresponde a su estado de equilibrio térmico, lo cual quiere decir, que si se corta una porción cualesquiera del cuerpo en estudio, la resultante de fuerzas es cero.

Pero si el cuerpo comienza a deformarse debido a la aplicación de un conjunto de cargas, la distribución de las moléculas cambia, por lo que el cuerpo deja de

encontrarse en equilibrio estático original como antes de la aplicación del sistema de fuerzas externas.

Estrictamente la densidad de un cuerpo sólido cambia al deformarse, pero dado a que la teoría de la elasticidad se basa en el comportamiento de cuerpos sometidos a un sistema de cargas y cuya deformación está en el rango elástico-lineal, los términos de segundo orden y de orden superior se desprecian, por lo que, en el año de 1820, Cauchy y Poisson establecieron las ecuaciones diferenciales fundamentales de la teoría de la elasticidad.

En el área de la ingeniería estructural, la mayor parte de los análisis son en el rango elástico-lineal, es decir, siguen la ley de Hooke, un físico inglés, el cual nació en el año de 1635 y murió 1693, fue el físico que introdujo el pensamiento científico sobre la noción de la elasticidad al enunciar su célebre frase:

"ASÍ COMO SE SOLICITA, ASÍ SE DEFORMA"

La ley de Hooke, nos dice, que la deformación elástica que sufre un cuerpo es directamente proporcional a la fuerza que produce dicha deformación, siempre y cuando sea dentro del límite elástico-lineal. Por lo que lo podemos expresar de matemática:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (6.11)$$

Donde:

σ : Es la fuerza aplicada sobre el cuerpo sólido.

E : Es la constante de proporcionalidad conocida como módulo de Young.

ε : Es la deformación producida al cuerpo sólido debido a la fuerza actuante.

Como es de observarse, la teoría de la elasticidad se aplica a diversos fenómenos, debido a que nos proporciona resultados satisfactorios y que el análisis matemático tiene una menor complejidad. Con la teoría de la elasticidad determinamos el comportamiento de una estructura sometida a un conjunto de cargas externas,

mediante la resolución de sistemas de ecuaciones diferenciales. En la teoría de la elasticidad existen 15 incógnitas, las cuales se representan enseguida:

❖ 6 incógnitas que describen las componentes del estado de deformaciones:

$$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx} \quad (6.12)$$

❖ 6 incógnitas que describen las componentes del estado de esfuerzos:

$$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx} \quad (6.13)$$

❖ 3 incógnitas que describen los desplazamientos en las 3 dimensiones:

$$u, v, w \quad (6.14)$$

❖ Los esfuerzos cortantes están relacionados con el teorema de Augustin Louis Cauchy el cual se expresa de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \tau_{yx} \\ \tau_{yz} &= \tau_{zy} \\ \tau_{zx} &= \tau_{xz} \end{aligned} \quad (6.15)$$

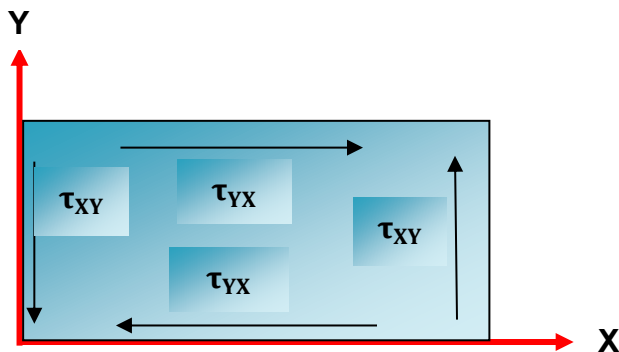


Figura 6.1. Representación del teorema de Cauchy para esfuerzos cortantes.

El teorema de Cauchy nos dice que los subíndices de los esfuerzos cortantes son conmutativos, es decir su orden puede intercambiarse y por lo tanto la matriz es simétrica para que se cumpla el equilibrio del cuerpo sólido en análisis.

El hecho de que los subíndices sean conmutativos significa que los esfuerzos cortantes sobre planos mutuamente perpendiculares de un elemento infinitesimal son numéricamente iguales.

Las 15 incógnitas de la teoría de la elasticidad están relacionadas entre sí, mediante 15 ecuaciones diferenciales, en donde, estas ecuaciones diferenciales son la base de la teoría de la elasticidad. Las 15 ecuaciones diferenciales son las siguientes:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0\end{aligned}\tag{6.16}$$

El sistema de ecuaciones diferenciales fundamentales (6.16), representa el equilibrio de un paralelepípedo bajo la acción de un sistema de fuerzas externas actuando y de fuerzas de cuerpo (X, Y, Z), como lo es su peso propio, el cual es igual al producto de su masa por la fuerza de gravedad.

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) \\ \varepsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) \\ \varepsilon_z &= \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_x) \\ \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\tau_{yz}}{G} \\ \gamma_{zx} &= \frac{\tau_{zx}}{G}\end{aligned}\tag{6.17}$$

Donde:

E : Es el módulo de Young o modulo elástico.

G : Es el módulo de cizallamiento.

ν : Es el coeficiente de Poisson.

Lo cual involucra que solo se tenga dos distintas constantes debido a la siguiente relación:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (6.18)$$

El sistema de ecuaciones (6.17 y 6.18), constituyen las componentes del estado de deformaciones en función de las componentes del estado de los esfuerzos para el paralelepípedo que se encuentra sometido a un conjunto de fuerzas externas, es este caso se supone que el material con el que está constituido el paralelepípedo es isótropo y tiene un comportamiento elástico-lineal de acuerdo a la ley de Hooke.

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$e_y = \frac{\partial u}{\partial y}$$

$$e_z = \frac{\partial u}{\partial z}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (6.19)$$

Por último, el sistema de ecuaciones (6.19), representan las componentes del estado de deformaciones y las componentes de los desplazamientos denotados por las variables u , v y w . Dichas ecuaciones representan las relaciones de compatibilidad de deformaciones en el rango elástico-lineal, es decir, que la ley de

Hooke siga sea válida, lo cual nos lleva al principio de superposición de efectos, es decir debe existir estrictamente una relación absoluta lineal entre las cargas y las deformaciones.

Por lo tanto, podemos enunciar:

“El efecto que se genera debido a la aplicación de un sistema de fuerzas de manera simultánea en una estructura es equivalente a la sumatoria de los efectos que genera cada una de las fuerzas por separado”.

Como es de apreciarse, la teoría de la elasticidad es bastante compleja, después de varias simplificaciones se llega a solo 15 incógnitas, pero en realidad son bastantes incógnitas las que posee dicha teoría, la teoría de las estructuras emplea en su mayor parte de métodos para calcular los desplazamientos o deformaciones en una estructura debido a la aplicación de fuerzas externas la ley de Hooke, es decir, las expresiones analíticas están deducidas solo para comportamiento elástico-lineal, además de emplear hipótesis para simplificar los cálculos, en donde, dichas hipótesis provienen de la teoría de la resistencia de los materiales, con el objetivo de resolver las ecuaciones diferenciales fundamentales de la teoría de la elasticidad de manera exacta.

Sin embargo, los métodos clásicos empleados en la teoría de las estructuras clásica solo se emplean para estructuras reticulares y articuladas, para analizar estructuras continuas es necesario emplear métodos aproximados, como el método de los elementos finitos.

6.2 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

El método de los elementos finitos es un método numérico que ha adquirido una gran importancia en la solución de problemas de ingeniería y de la física-matemática, ya que permite resolver casos que hasta hace muy poco tiempo eran imposibles o extremadamente difíciles de resolver por medio de procedimientos matemáticos tradicionales. Esto incluye análisis estructurales, problemas de transferencia de calor, conductividad eléctrica, flujos electromagnéticos, flujo de masas, etc.

(J.N. Reddy, 1985). El empleo de métodos de discretizado espacial y temporal además de la aproximación numérica para encontrar soluciones a problemas de ingeniería es conocido desde hace mucho tiempo. Como por ejemplo los egipcios empleaban métodos de discretizado para determinar el volumen de las pirámides que construían. Arquímedes empleaba el mismo método de discretización para calcular el volumen de todo tipo de sólidos o áreas superficiales, así como el matemático de origen chino de nombre Lui Hui empleaba un polígono regular de 3072 lados para de esta manera calcular longitudes de circunferencias con lo que podía calcular de manera aproximada el valor de π . Ya que las limitaciones de la mente humana no pueden captar en su todo en comportamiento de los fenómenos tan complejos que ocurren a diario a nuestro alrededor, por tal motivo se utiliza la discretización del sistema para analizarlo por partes o elementos, para después reconstruir el sistema original y analizarlo a partir de dichos elementos.

Debido al desarrollo tan rápido en las últimas décadas de los ordenadores, el método del elemento finito gana cada día mayor importancia en el análisis estructural, aunque en realidad el método de los elementos finitos ya era conocido desde hace mucho tiempo, dicho método es de suma importancia al momento de analizar problemas relacionados con geometrías muy complejas, diferentes sistemas de cargas actuando sobre la estructura y propiedades del material con el

que está constituida la estructura, ya que con este método es posible obtener una solución aproximada, ya que en la mayoría de los casos es imposible obtener una solución analítica del problema.

El método de los elementos finitos es un método numérico, el cual nos proporciona valores de las incógnitas de manera aproximada en números discretizados de puntos dispuestos en el medio continuo, es decir, el método de los elementos finitos no resuelve el problema en una sola operación matemática, al contrario, se comienza con la formulación matemática para cada elemento finito, después se realiza una combinación de todas las formulaciones matemáticas para cada elemento finito y finalmente se obtiene una solución total de la estructura que se está analizando.

De esta manera se logra conseguir pasar de un sistema o medio continuo, el cual tiene un número infinito de grados de libertad, que lo representa una ecuación diferencial o un conjunto de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número finito de grados de libertad, en donde, el comportamiento estructural se puede analizar como un sistema de ecuaciones diferenciales lineales o no lineales.

De manera matemática, el método de los elementos finitos para solucionar el problema realiza una división del dominio, proceso denominado discretización, para el caso en una dimensión el dominio se divide en puntos, para el caso en 2 dimensiones el dominio se divide en líneas y finalmente para el caso en 3 dimensiones el dominio se divide en superficies.

De tal manera que el dominio total en donde se analizara el sistema se aproxime a la solución exacta, mediante el conjunto de elementos en el que se subdivide, es decir, nos proporcione una solución aproximada satisfactoria.

Por lo tanto, el método del elemento finito se divide en 3 tipos de problemas, los cuales son los siguientes:

→ **Problemas independientes del tiempo:** Este tipo de problemas suceden cuando en una estructura se le aplica una carga externa estática, y por medio

de métodos de la teoría de las estructuras se calculan los desplazamientos y deformaciones en la estructura, además de los elementos mecánicos como son las fuerzas axiales de tensión y compresión, las fuerzas cortantes, momentos flexionantes y momentos torsionantes.

- **Problemas de eigenvectores y eigenvalores:** En este tipo de problemas, es necesario determinar las frecuencias naturales, periodos naturales y modos de vibrar, ya que este tipo de problemas se relacionan con la deducción de ecuaciones diferenciales, las cuales es necesario resolver, ya sea de manera analítica o de manera numérica, dichos problemas se presentan en la ingeniería civil de manera muy cotidiana, como pueden ser: la interacción suelo-estructura, interacción fluido-presa de concreto, tanques de combustible para aviones, estabilidad de estructuras.
- **Problemas que dependen del tiempo:** En este tipo de problemas, el planteamiento de las ecuaciones diferenciales para determinar el comportamiento de una estructura, la cual es sometida a cargas externas dinámicas, varía o depende del tiempo, por lo tanto, todo problema de los casos anteriores en que el análisis matemático y estructural dependa del tiempo, se encuentra dentro de este tipo de problemas.

Cabe mencionar que, en el análisis estructural, el método del elemento finito se basa generalmente en la suposición de que a través de funciones polinómicas muy simples, las deformaciones y los desplazamientos se describen, es decir, existe una variación lineal, en la cual, el esfuerzo que provoca una deformación en algún punto de una estructura, es directamente proporcional a dicha deformación, por lo tanto, es válida la ley de Hooke.

En el caso de que se requiera realizar un análisis estructural más sofisticado y detallado, se requiere del empleo del método de los elementos finitos no lineales, con la finalidad de lograr conocer el comportamiento en el rango inelástico de una estructura con un mayor grado de detalle, lo cual requiere de mayor tiempo computacional y de un modelo matemático muy complejo. Lo cual adquiere mayor importancia en regiones consideradas como regiones altamente sísmicas.

6.3 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS NO LINEALES.

Como se mencionó anteriormente, es muy complejo analizar el comportamiento estructural, ya que para describirlo es necesario la solución de un sistema de ecuaciones diferenciales de la teoría de la elasticidad, las cuales solo son válidas para el comportamiento elástico-lineal de una estructura sometida a un conjunto de fuerzas externas. Dichas ecuaciones diferenciales raramente tienen una solución analítica, por lo que es necesario emplear el método de los elementos finitos, es decir, discretizar el medio continuo a través de elementos no diferenciables o elementos finitos, dichos elementos finitos están conectados entre sí, por un conjunto de puntos, que generalmente se le denominan nodos.

De esta manera, podemos pasar de un sistema continuo, el cual tiene infinitos grados de libertad, a un sistema discretizado, el cual ya tiene un número finito o determinístico de grados de libertad, en donde, a cada elemento finito le asignamos un modelo constitutivo que describa la relación fuerza-deformación, más sus propiedades físicas, con la finalidad de conocer los elementos mecánicos de dicho elemento finito, dado que discretizamos un medio continuo, el cual puede ser una estructura, ahora tendremos que realizar la integración de todos los elementos finitos en los que se discretizó el medio continuo, dicha integración se realiza de manera numérica con una técnica mejor conocida como cuadraturas de Gauss, con la finalidad de lograr representar el comportamiento estructural ante el efecto de un conjunto de fuerzas, en donde, estas fuerzas pueden ser estáticas o variar con el tiempo.

Por lo que, simplificamos en complejo problema de resolver un sistema de ecuaciones diferenciales que nos represente el comportamiento estructural de un sistema sometido a un conjunto de fuerzas externas estáticas o dinámicas, a un

problema de un sistema de ecuaciones algebraicas a resolver, al momento de resolver este sistema de ecuaciones algebraicas, se conocerán los desplazamientos en cada nodo, y a través de relaciones constitutivas se conocerán los elementos mecánicos deseados.

Para llegar a realizar la integración numérica a través de la técnica de cuadraturas de Gauss, es necesario y muy importante establecer las condiciones de compatibilidad de deformaciones y las condiciones de equilibrio en los nodos, con la finalidad de resolver el sistema de ecuaciones algebraicas.

Entonces podemos decir, que a mayor número de elementos finitos presentes en la discretización de un medio continuo, tendremos mayor aproximación a la solución exacta, por lo que, se tendrá un error mucho menor, pero se tiene la desventaja, de que si el medio continuo es una estructura muy grande y compleja, es decir, con irregularidades estructurales, tanto en planta como en elevación, como lo es la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, entonces se requerirá de mayor tiempo computacional.

Por lo que las ecuaciones de equilibrio y las condiciones de compatibilidad de deformaciones se plantean en la estructura sin deformar, suponiendo que las pequeñas deformaciones que sufre la estructura debido al efecto de un conjunto de fuerzas, son insignificantes en su comportamiento estructural. Pero en el caso de zonas altamente sísmicas como lo es la ciudad de Morelia, las estructuras desplantadas en dichas zonas, sometidas a los efectos de las excitaciones dinámicas del suelo, suelen oscilar alrededor de su punto de equilibrio original estático, con lo cual se presentan deformaciones cíclicas en los elementos estructurales, que a la vez dichas deformaciones dinámicas generan aceleraciones, las cuales las relacionamos con el principio de equilibrio dinámico de D'Alembert, de acuerdo con este principio de equilibrio dinámico se inducen en la estructura fuerzas ficticias de inercia que se oponen al movimiento de la estructura.

Cuando las deformaciones no se pueden despreciar en el comportamiento estructural de una estructura, es necesario plantear las ecuaciones de equilibrio y

las condiciones de compatibilidad de deformaciones sobre la configuración deformada de la estructura, con lo cual no lleva a un tipo de no linealidad geométrica, cuando la expresión matemática constitutiva que define la ley de Hooke, no se puede aplicar en el material debido a la no existencia de un comportamiento elástico-lineal en el material.

Cuando el material está sometido a un conjunto de fuerzas, entonces decimos que presenta la no linealidad de material, la cual la definimos a través de un modelo matemático constitutivo, el cual debe tratar de definir su comportamiento no lineal del material ante las cargas que actúan en dicho material.

Como se ha mencionado anteriormente, la suposición de que los materiales que conforman los elementos estructurales de una estructura presentan un comportamiento elástico-lineal ante la aplicación de un conjunto de cargas que actúan sobre dichos materiales, es desde hace varias décadas muy utilizada, debido a una simplificación en la teoría matemática y a que nos proporciona resultados muy satisfactorios, pero debido a la implementación y desarrollo tan avanzado de los ordenadores, pues cada vez se tiene estructuras con configuraciones estructurales irregulares, tanto en planta y elevación. Además de estar la mayoría construidas en zonas altamente sísmicas, por lo cual dichas estructuras deben tener la suficiente resistencia laterales ante los efectos de un movimiento telúrico o una excitación dinámica del suelo.

Debido a esto, es necesario conocer el comportamiento estructural en el rango inelástico, con la finalidad de conocer con mayor precisión los desplazamientos y distorsiones angulares que presenta la estructura ante un sismo, ya que es de saber, que, a mayores desplazamientos en una estructura, mayor será el daño ocasionado en la estructura.

En nuestro caso, la estructura que analizaremos es una estructura ya construida y con bastante antigüedad, desde que se terminó de construir, la cual pues la mencionada anteriormente catedral de Morelia, la cual ha sufrido a través del tiempo diversas afectaciones debido a sismos, como el del año de 1858, el cual se cree

que provoco grietas en las naves laterales de la catedral. Debido a que se encuentra ubicada en una zona altamente sísmica, es necesario analizar su comportamiento estructural en el rango inelástico, tanto del material con la que está construida y el suelo en la que se encuentra desplantada la majestuosa y emblemática catedral de Morelia.

6.4 MODELO PLÁSTICO CONSTITUTIVO DE MOHR-COULOMB.

Para el análisis del sistema suelo-estructura de la majestuosa catedral de Morelia, a través del software denominado ABAQUS, se necesitará representar el comportamiento de los estratos del suelo ante los esfuerzos que actúen sobre dichos estratos de suelo, el software anteriormente mencionado posee varios modelos constitutivos que representan el comportamiento del material ante el efecto de un conjunto de fuerzas externas, para nuestro caso, el modelo constitutivo que mejor se adapta para representar el comportamiento de los estratos de suelo ante un conjunto de cargas externas es el modelo constitutivo de MOHR-COULOMB.

(Braja. M. Das), A principios del siglo XX, Mohr presentó una teoría para la ruptura en los materiales, dicha teoría sostiene que un material falla debido a la combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o esfuerzo cortante solo, por lo tanto, existe una relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla, dicha relación funcional está dada por la siguiente expresión matemática:

$$t_f = f(\sigma) \dots \dots \dots (6.41)$$

Donde:

t_f : Representa el esfuerzo cortante en el plano de falla.

$f(\sigma)$: Representa el esfuerzo normal en el plano de falla.

La ecuación o expresión matemática (6.41), define una envolvente de falla definida, la cual es una curva, dicha curva es aproximada para la mayor parte de los problemas presentados en la mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse

al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776), esta expresión matemática es la siguiente:

$$t_f = c + \sigma * \operatorname{tg}(\phi) \dots \dots \dots (6.42)$$

Donde:

c : Representa la cohesión

ϕ : Representa el ángulo de fricción interna.

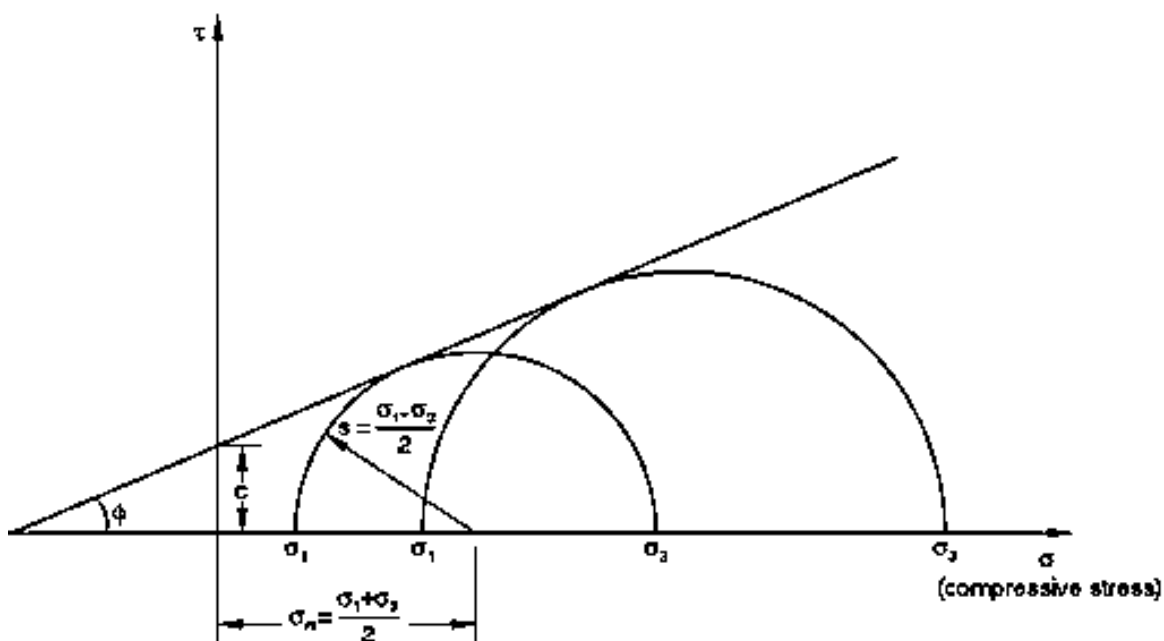


Figura 6.41. Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Imagen tomada de: Simulia - Librería de Abaqus 6.14.

A través del manual del software Abaqus 6.14, se observa una pequeña descripción del modelo constitutivo que utilizaremos para analizar el sistema suelo-estructura de la majestuosa catedral de Morelia, a través de dicho manual, se especifican los siguientes criterios para el modelo constitutivo de plasticidad de Mohr-Coulomb:

→ El criterio de resistencia de dicho modelo es muy utilizado para modelar el subsuelo, ya que arroja resultados satisfactorios.

- Se usa para modelar materiales con el criterio clásico de desempeño de Mohr-Coulomb.
- Permite que el material se endurezca y se reblandezca isotrópicamente.
- Se usa como un modelo constitutivo para modelar materiales con un comportamiento elástico-lineal.

- El modelo se puede usar con la superficie de Rankine, el cual, es un límite de tensión, que se emplea para limitar la capacidad de carga cerca de la zona de tensión.
- Se emplea este modelo constitutivo para simular la respuesta del material básicamente bajo una carga monótona.
- La superficie de desempeño es un compuesto de 2 criterios diferentes, un criterio de esfuerzo cortante conocido como Mohr-Coulomb y un criterio de esfuerzo contante de tensión, el cual es opcional y emplea la superficie de Rankine.
- El criterio de Mohr-Coulomb supone que la fluencia se genera cuando el esfuerzo de cortante en cualquier punto del material alcance un valor que depende linealmente del esfuerzo normal en el mismo plano.
- El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb se basa en el trazado del círculo de Mohr para los estados de esfuerzo en el plano de los esfuerzos principales máximos y esfuerzos principales menores.

Por lo tanto, el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb es el más adecuado para representar el comportamiento de los estratos de suelo sometidos a un conjunto de cargas, y además porque es el único modelo constitutivo en Abaqus, para representar el comportamiento del suelo.

6.5 MODELO CONSTITUTIVO PARA MATERIALES CUASI-FRÁGILES.

Como es conocido, en México hay muy poco interés por el análisis estructural de los edificios históricos, los cuales forman parte de nuestro patrimonio, además de incrementarse la dificultad de conocer las propiedades mecánicas del material con el que están contruidos dichos edificios históricos, en nuestro caso, es imposible obtener una muestra de cantera de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia.

Por lo que proponemos utilizar un modelo constitutivo que represente el comportamiento del material con el que se encuentra contruida la emblemática catedral de Morelia, el cual se denomina “Concrete Damage Plasticity “, además cabe recordar que la catedral de Morelia fue contruida a través de varias etapas, debido a múltiples problemas que se tuvieron en su época, dicho modelo constitutivo fue desarrollado para analizar presas de concreto sometidas a sismos, es decir, cargas cíclicas.

Las ventajas de dicho modelo constitutivo presente en la biblioteca del software Abaqus, son las siguientes:

- ❖ Este modelo constitutivo proporciona una capacidad general para realizar análisis en estructuras de concreto bajo cargas cíclicas, es decir, en estructuras que pueden ser idealizadas por elementos barra o elemento finito.
- ❖ Es adecuado para el análisis de otros materiales como son las rocas, mortero y la cerámica, es decir materiales cuasi-frágiles.

- ❖ Es la mejor opción, ya que, en los análisis estructurales realizados en edificios históricos, para representar el comportamiento de la mampostería antigua se emplean modelos constitutivos para concreto simple.
- ❖ Bajo presión bajas de confinamiento, el concreto presenta un comportamiento frágil, en donde, los mecanismos de falla en el concreto simple son aplastamiento por presión y agrietamiento en tensión, es más realista este modelo al momento de analizar el comportamiento de los materiales del tipo cuasi-frágiles.
- ❖ Evita el comportamiento frágil del concreto simple cuando la magnitud de compresión es lo suficientemente elevada como para restringir la propagación de las grietas en el concreto, por lo que la falla es debido a la consolidación y el colapso de la micro-estructura del concreto simple, por lo que, a nivel macroscópico, el concreto simple presenta un comportamiento similar al de un material dúctil.
- ❖ Se encuentra caracterizada mediante la plasticidad por daño, las respuestas uniaxiales a compresión y tensión del concreto simple y materiales del tipo cuasi-frágiles.
- ❖ Las variables que representan la degradación del tipo uniaxial, son funciones de las deformaciones plásticas equivalentes, las cuales toman un valor de cero, para material no dañado y de uno, para el material completamente dañado.

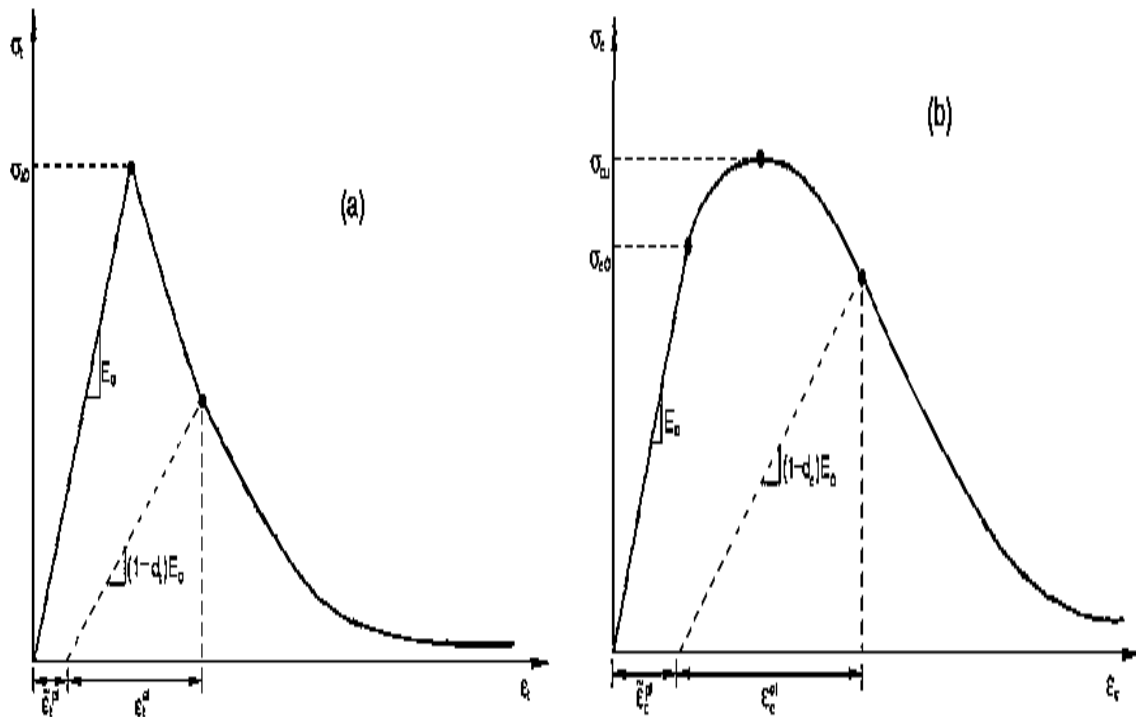


Figura 6.51. Representación de las respuestas para concreto simple, **a)** Tensión uniaxial y **b)** Compresión uniaxial. Imagen tomada de: Simulia -Librería de Abaqus 6.14.

6.6 MODELO NUMÉRICO DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN.

Es muy importante mencionar que una estructura desplantada sobre suelo blando en una región altamente sísmica, modificara la respuesta sísmica de la estructura ante la excitación dinámica del suelo inducida por un sismo, por lo que en estos casos es muy importante tomar en consideración en el análisis estructural de la edificación el fenómeno de la interacción suelo-estructura.

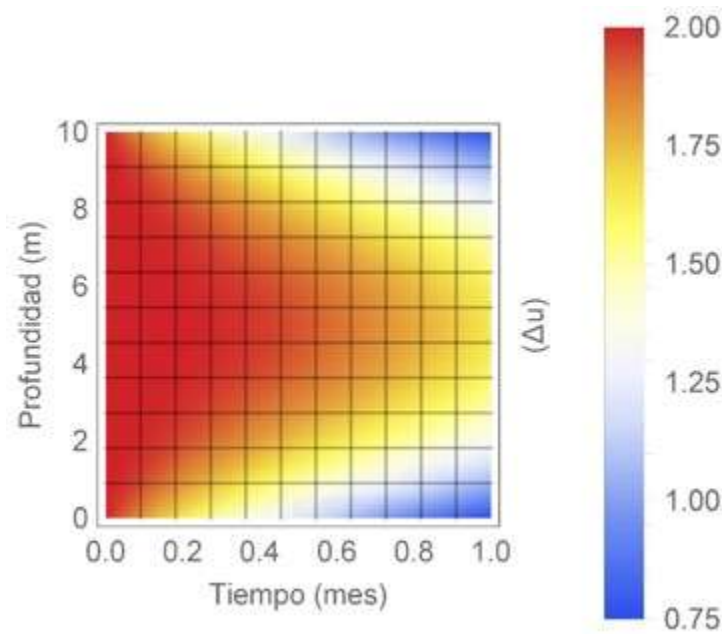
Es sabido que la respuesta sísmica de una estructura desplantada sobre suelo se encuentra caracterizada por diversos factores, los cuales son:

- ❖ Amplificación de las ondas sísmicas debido a la frecuencia que presentan los estratos del subsuelo debido al efecto inducido por un sismo.
- ❖ Las características del acelerograma.
- ❖ La topografía del terreno.

- ❖ La variación espacial que presentan los estratos del subsuelo en el cual se encuentra asentada una estructura.
- ❖ Las propiedades dinámicas del material con el que están constituidos los estratos del subsuelo en análisis.
- ❖ Disminución de la capacidad de carga del suelo.
- ❖ Disminución de la resistencia a cortante del suelo.
- ❖ Relación entre los periodos fundamentales de vibrar tanto de la estructura como del suelo de soporte.
- ❖ Etc.

Por lo tanto, es necesario, evaluar el comportamiento de los estratos del subsuelo tipo blando cuando son sometidos a cargas cíclicas debido al efecto de las ondas sísmicas, ya que el suelo sufre un proceso de carga y descarga formando un diagrama de histéresis, en el cual se puede observar si el suelo presenta degradación de rigidez y de resistencia. Cabe mencionar que las ondas sísmicas son consideradas como ondas planas debido a que la distancia epicentral es bastante grande. Por lo que las ondas sísmicas de compresión mueven de manera paralela a su dirección de propagación las partículas del suelo, las ondas sísmicas secundarias generan que los movimientos de las partículas del suelo se muevan perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda sísmica.

Si los ciclos histéreticos obtenidos son amplios, se puede decir que el suelo sometido a una excitación dinámica tiene una adecuada disipación de energía, en el caso de suelos blandos se ha observado que el paso de las ondas sísmicas no le proporcionan el tiempo suficiente para dejar liberar el exceso de presión de poro de agua, como sería el caso de un suelo arcilloso completamente saturado ante el efecto de una carga monotónica, como se representa en la siguiente figura.



Gráfica 6.611. Disipación del exceso de presión de poro en un suelo arcilloso totalmente saturado para $t = 1$ mes y $z = 10$ metros. (Eduardo Reyes Negrete).

Cuando el suelo es sometido a cargas cíclicas inducidas por el efecto de un sismo, se puede decir, que, para pequeñas deformaciones, la rigidez del suelo es mucho mayor que para mayores deformaciones, a medida que el exceso de presión de poro de agua aumenta, disminuyen los esfuerzos efectivos, lo cual implica que el módulo de cizallamiento y el esfuerzo cortante máximo disminuyen. Además, cabe mencionar que, si los esfuerzos efectivos disminuyen, el suelo pierde resistencia al esfuerzo cortante y capacidad de carga.

Como se mencionó anteriormente, al momento de desplantar una estructura en una región altamente sísmica con presencia de suelos del tipo blandos, es necesario tomar en consideración el fenómeno de la interacción dinámica suelo-estructura.

El fenómeno de interacción más simple es el de interacción estática suelo-estructura es aquel en el cual las deformaciones que presenta el suelo debajo de la cimentación de una estructura son afectadas por la propia estructura, es decir, las deformaciones entre la cimentación y el suelo son las mismas, por lo que existe una compatibilidad de deformaciones entre ambos. Cabe recordar que no se debe

utilizar el módulo de reacción o coeficiente de balasto en análisis dinámicos, ya que el módulo de reacción es solo para cargas verticales o en su caso para empujes debidos al suelo.

De tal manera que, si las distribuciones de los esfuerzos debajo de la zapata son lineales, el comportamiento de la zapata es rígido, pero si las distribuciones de esfuerzos debajo de la zapata no son lineales o irregulares, la cimentación presenta un comportamiento flexible.

En el caso del fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura existen 2 tipos, los cuales son los que se mencionan más adelante:

1. Interacción dinámica suelo-estructura del tipo inercial.
2. Interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemático.

En el caso de la interacción dinámica suelo-estructura del tipo inercial, las fuerzas inerciales provienen de la vibración de la estructura cuando es sometida a un sismo, en la cual las deformaciones varían con el tiempo, dichas deformaciones producen aceleraciones, las cuales están relacionadas con el principio de equilibrio dinámico de D'alembert, en lo cual se traduce al cálculo de las fuerzas de inercia.

Lo cual produce que para que existe un equilibrio en el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación sufra desplazamientos horizontales o de traslación respecto al terreno y además sufra rotaciones, lo cual indica que la cimentación debe tener un comportamiento estructural flexible, dichas rotaciones y traslaciones de la cimentación modifican la respuesta sísmica de la estructura ante una excitación dinámica del suelo, en la mayoría de los casos, debido al amortiguamiento que aporta el suelo, el cual puede llegar hasta un 20 %, es menor la respuesta sísmica de la estructura ante los efectos inducidos por un sismo.

Para el caso de la interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemático, dicho fenómeno está en función de las dimensiones en planta de la estructura, es decir, de la longitud y ancho de la estructura, o si la estructura tiene sótanos, como en el caso de varios edificios de considerable altura.

Cuando se origina un sismo, tenemos un foco o hipocentro, cuya proyección hacia la superficie se denomina epicentro, por lo que las ondas sísmicas generadas se esparcen en todas las direcciones, las cuales pueden sufrir amplificaciones debido a la topografía del terreno y las propiedades geotécnicas del suelo, cuando el tren de ondas sísmicas llega a la cimentación de una estructura muy extensa o a un sótano de una estructura sufren un proceso de reflexión y refracción, lo cual se conoce como incoherencia de las ondas sísmicas.

La incoherencia de las ondas sísmicas es un fenómeno que afecta de manera drástica a una estructura con dimensiones en planta muy grandes, ya que se presentarán desplazamientos horizontales diferentes en toda su extensión, al igual que una estructura que posee un sótano de varios niveles, los desplazamientos a nivel de superficie serán diferentes a los desplazamientos en el nivel más profundo del sótano de la estructura, lo cual puede indicar que debido al mayor amortiguamiento presente en el sistema, el cual es aportado por el suelo y el sótano, el espectro de respuesta se reduzca, por lo cual, el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemático puede llegar a reducir en la mayoría de los casos las amplificaciones de las ondas sísmicas.

Ahora, por el contrario, el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura del tipo inercial puede amplificar las ondas sísmicas, lo cual se traduce en mayor energía de entrada a la estructura y por lo tanto somete a todos sus elementos estructurales a una concentración de esfuerzos, además que incrementarse los elementos mecánicos en dichos elementos estructurales, este tipo de interacción suelo-estructura generalmente se analiza a través de un procedimiento que utiliza rigideces dinámicas o funciones de impedancia.

Cabe mencionar que las funciones de impedancia o también denominadas rigideces dinámicas son hablando de manera matemática variables complejas, físicamente se emplean resortes para de tal manera representar la parte real y su parte

imaginaria, en donde, la parte real representa la rigidez y la parte imaginaria representa el amortiguamiento, existen diferentes funciones de impedancia según el tipo de cimentación, es decir, con forma geométrica cuadrada, rectangular, trapezoidal, circular, triangular, pilas, pilotes, etc.

Por lo tanto, se puede observar que, si cambiamos la forma de la cimentación, sus dimensiones y profundidad de desplante, se puede llegar a obtener una adecuada respuesta sísmica de la estructura, la cual es sometida a una excitación dinámica inducida por un determinado sismo. Por lo que las funciones de impedancia o rigideces dinámicas se pueden aplicar a cualquier tipo de cimentación.

Cuando hablamos del fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura, ya sea del tipo inercial o cinemático, tenemos que tener en mente de manera muy clara que nos estamos refiriendo a 3 conceptos fundamentales, los cuales se mencionan enseguida:

1. Superestructura.
2. Subestructura o cimentación.
3. Terreno de desplante.

En suelos como los de la ciudad de México, es necesario tomar en consideración en el análisis estructural el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura, ya que como se ha mencionado anteriormente, este tipo de suelos blandos amplifica las ondas sísmicas, lo cual implica, que las estructuras estén sometidas a mayores fuerzas dinámicas. Por lo que su respuesta sísmica es mucho mayor, además de que las ondas sísmicas sufren perturbaciones al momento de pasar por debajo de la superestructura, por lo que sus periodos fundamentales de vibrar cambian.

Un caso muy emblemático de la ciudad de México, en el cual una catedral ha sufrido asentamientos diferenciales es el de la catedral metropolitana, la cual está asentada en una parte en un suelo muy compacto (zona de las pirámides) y otra parte en suelo blando, lo cual ha generado desplazamientos verticales en una parte de la

catedral metropolitana y en otras partes no tanto, lo cual origina distorsiones angulares en la catedral metropolitana, en este caso es necesario tomar en consideración los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.



Figura 6.612. Catedral metropolitana de la ciudad de México. Imagen tomada de: <https://centrourbano.com>.

Como es de saberse la catedral metropolitana (Catedral Metropolitana de la Santísima Virgen María a los Cielos de Ciudad de México) fue construida sobre suelo tipo blando, su proceso constructivo comenzó en el año de 1573, el cual duro aproximadamente 240 años, terminándola en el año de 1813, desde comienzos de su construcción la catedral metropolitana tuvo problemas en su estructura debido a la inestabilidad del suelo de soporte.

Debido a los asentamientos diferenciales y distorsiones angulares que ya presentaba la catedral metropolitana, se formó un grupo de especialistas en diversas áreas como de la ingeniería estructural, ingeniería geotécnica e ingeniería de materiales entre otros, con la finalidad de analizar que fenómeno generaba los

mencionados asentamientos en dicha catedral, por lo cual se recurrió a realizar estudios geotécnicos con la finalidad de conocer el perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas del subsuelo en el cual se encuentra asentada dicha catedral metropolitana.



Figura 6.613. Pilotes de madera en la Catedral metropolitana de la ciudad de México. (Aguilera, 2013).

En la **Figura 6.613**. Se puede apreciar los pilotes de madera encontrados en el sagrario de la catedral metropolitana, los cuales se incrustan en la pirámide mexicana, dichos pilotes de madera se emplearon para proporcionar una mayor capacidad de carga al suelo ante la presencia de la catedral metropolitana y además con la finalidad de restringir los asentamientos que tanto daño le han causado a dicha catedral.

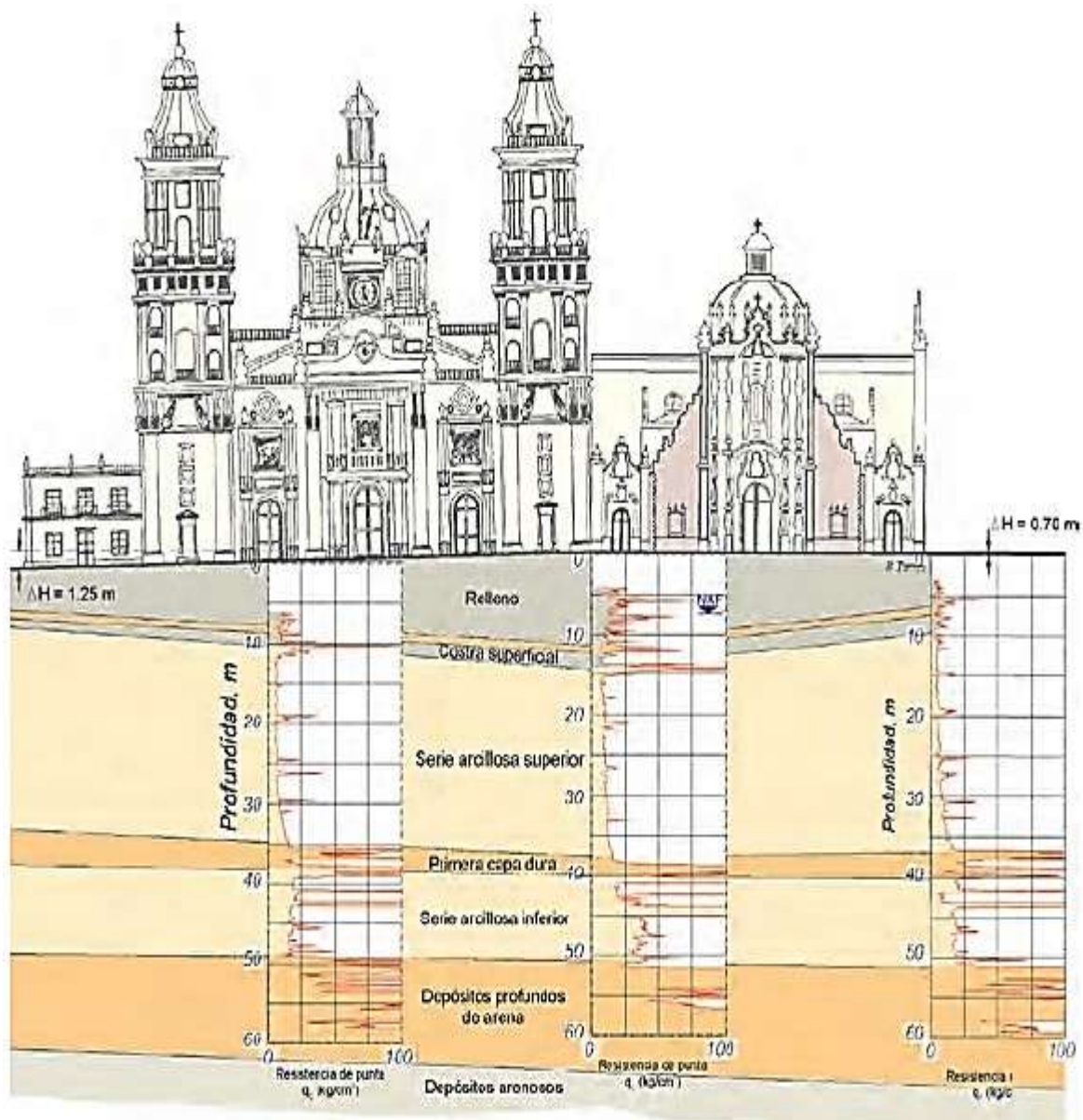


Figura 6.614. Asentamientos diferenciales y perfil estratigráfico del subsuelo de la Catedral metropolitana de la ciudad de México. (Aguilera, 2013).

En la **Figura 6.614**, se puede apreciar los asentamientos diferenciales en ambos extremos de la catedral metropolitana debido a una mayor compresibilidad volumétrica del subsuelo no homogénea en toda la zona en la que se encuentra desplantada la catedral metropolitana, aplicación de presiones diferentes al subsuelo debido al peso de la catedral, además de mostrar el perfil estratigráfico

obtenido a través de sondeo profundos, con la finalidad de conocer a detalle la estratificación del subsuelo, al igual que sus propiedades mecánicas.

La catedral metropolitana fue construida sobre el extremo sur-poniente del Templo Mayor de la ciudad mexicana, además se tenía el grave problema de los asentamientos no uniformes, debido a la alta deformabilidad de los estratos arcillosos (Aguilera, 2013).



Figura 6.615. Vista actual de la Catedral metropolitana y del Templo Mayor (Aguilera, 2013).

Por lo que debido a que en una zona de la catedral metropolitana ya existían construcciones (Templos) y en otras partes no existían, esto ocasiono que, debido al peso de las construcciones, los estratos de suelo se comprimieran más que en la zona donde no existían construcciones, por lo que el subsuelo aumento su

resistencia, lo cual implica que dentro de la zona de desplante de la catedral metropolitana se tengan diferentes capacidades de carga del suelo, lo cual provoca asentamientos no homogéneos, que a la vez llevan a la presencia de distorsiones angulares en la catedral metropolitana.

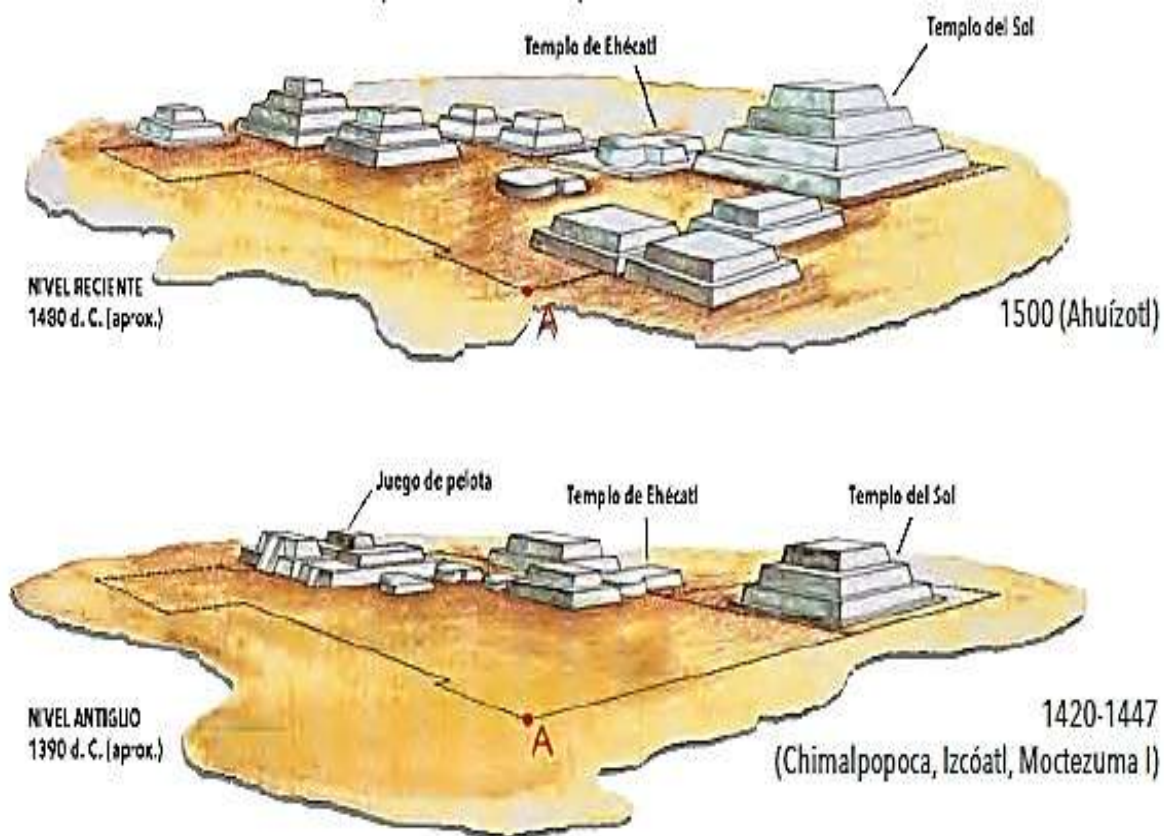


Figura 6.616. Templos Aztecas que se encuentran debajo de la Catedral metropolitana (Aguilera, 2013).

Debido al periodo de construcción de aproximadamente 240 años y a las múltiples interrupciones por diferentes razones, varios muros y columnas de la catedral metropolitana perdían su verticalidad debido a los asentamientos diferenciales, por lo que debían ser corregidos, es decir, aumentar sus dimensiones (Aguilera, 2013).

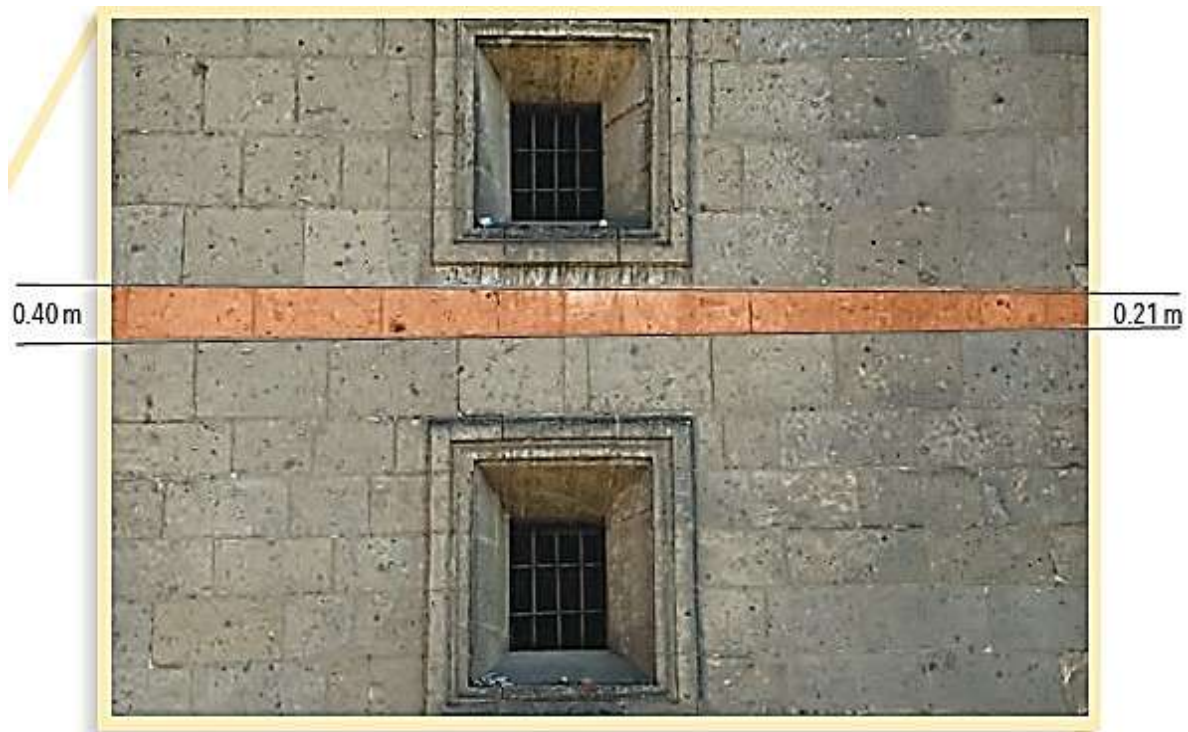


Figura 6.617. Rectificación de plomos a base de hiladas de ajuste en la torre poniente de la Catedral metropolitana (Aguilera, 2013).

En la **Figura 6.617**. Se puede observar con claridad el espesor variable en la torre poniente de la catedral metropolitana, dicho espesor variable tenía la función de compensar los asentamientos diferenciales debido a las múltiples etapas de construcción que tuvo dicha catedral.

En base a los estudios geotécnicos que se realizaron para encontrar una solución óptima al problema de asentamientos diferenciales en la catedral metropolitana, se dedujo que el hundimiento diferencial se debió por la excesiva extracción de agua del subsuelo, la presencia de estructuras prehispánicas que subyacen a los cimientos de la catedral y excavaciones para las obras del metro y de los drenajes profundos (Aguilera, 2013).

Ya en el año de 1970 se planteó instalar 1500 pilotes de punta, pero debido a las múltiples dificultades que surgieron solo se pudieron instalar 390 en la catedral y 129 en el sagrario, con lo cual se pensaba que se detendrían los asentamientos

diferenciales, lo cual no funciono, debido a la poca información geotécnica que se tenía en aquel entonces (Aguilera, 2013).



Figura 6.618. Pilotes localizados en el sagrario de la catedral metropolitana (Aguilera, 2013).

Dado que no funciono la instalación de pilotes en la catedral metropolitana para uniformizar los asentamientos, se propusieron varias alternativas para intentar corregir el daño causado por las deformaciones acumuladas en el pasado y detener las deformaciones en un futuro, con lo cual evitar un mayor deterioro (Aguilera, 2013).

Dichas alternativas fueron las siguientes:

- ❖ Colocación de pilotes apoyados en un estrato del tipo duro.
- ❖ Pilas por ficción.
- ❖ Restituir el exceso de presión de poro de agua.
- ❖ Recimentación con micropilotes.

❖ Subexcavar las arcillas blandas.

Después de analizar las diferentes propuestas por expertos en la materia, se llegó a la conclusión de que la mejor alternativa sería subexcavar las arcillas blandas, la subexcavación es un proceso que consiste en hacer descender las partes más altas con respecto a las más bajas de la construcción, por medio de una extracción lenta del subsuelo, el objetivo principal es retirar de manera cuidadosa volúmenes de arcilla de cimentación en las zonas de menor deformación, con el fin de igualar la velocidad del hundimiento en diferentes zonas de la estructura, inclusive fue necesario extraer material de las antiguas pirámides (Aguilera, 2013).

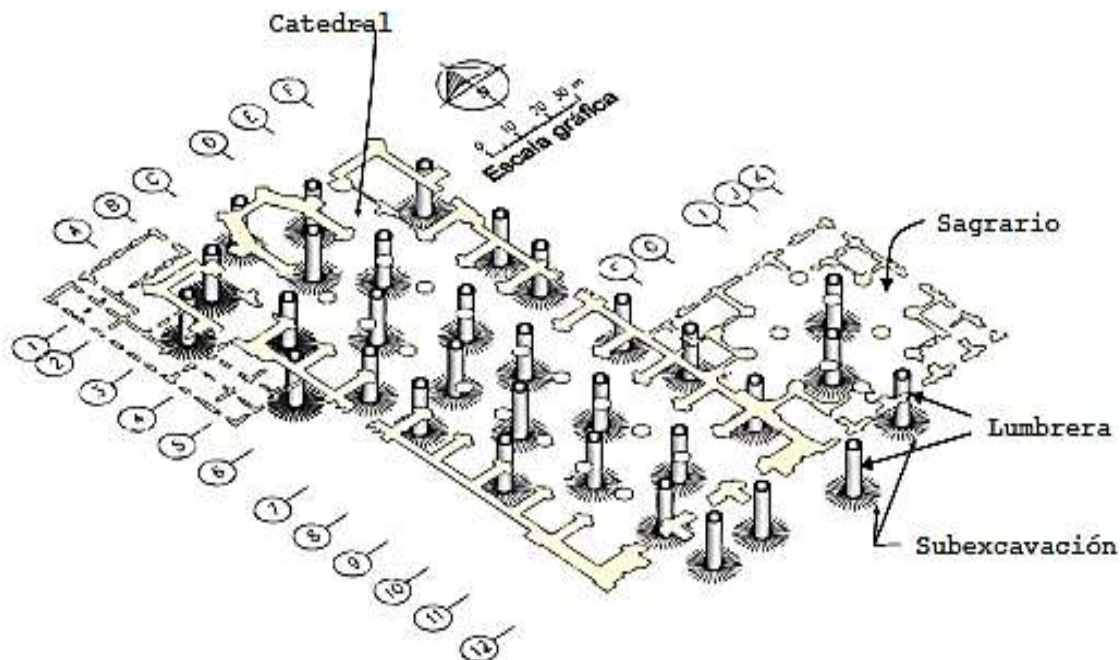


Figura 6.619. Distribución de lumbreras en la catedral metropolitana (Aguilera, 2013).

Con este método de subexcavación se logró reducir y restringir los asentamientos diferenciales y por lo tanto las distorsiones angulares, con lo cual se inducirían asentamientos en algunas partes de la catedral metropolitana con la finalidad de que los hundimientos sean uniformes en toda el área del subsuelo de soporte.

La catedral metropolitana llegó a tener asentamientos muy importantes, por ejemplo, un hundimiento de 2.4 metros entre una de las torres y el altar mayor, lo cual indujo severos daños a las columnas y muros, debido a una concentración de esfuerzos, además de pérdida de verticalidad de sus elementos estructurales, lo cual no es posible corregirlo con la técnica de subexcavación, por lo tanto hay que recurrir a métodos para tratar de minimizar los daños ya presentes en dichos elementos estructurales.



Figura 6.620. Péndulo que mide la inclinación en la catedral metropolitana debido a la presencia de asentamientos diferenciales. Imagen tomada de: <https://centrourbano.com>.

Cabe recordar que la catedral metropolitana, la cual se encuentra asentada sobre un suelo blando, también se encuentra ubicada en una zona altamente sísmica (debido a la amplificación de las ondas sísmicas por el tipo de subsuelo), además de que, por el tipo de suelo, las ondas sísmicas sufren un proceso de amplificación, lo cual sometería a la catedral metropolitana a mayores fuerzas dinámicas en toda su estructura, además debido a la presencia de antiguas estructuras prehispánicas debajo de la cimentación de dicha catedral, puede ocurrir un proceso de reflexión y refracción de las ondas sísmicas, por lo tanto, en este caso si se debe tomar en consideración el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura, tanto la inercial como la cinemática.

Afortunadamente para nuestro caso, la emblemática catedral de Morelia, se encuentra localizada en una zona que se considera según los estudios geotécnicos realizados como suelo duro, ya que se realizaron pruebas de penetración estándar y pozos a cielo abierto en diferentes partes del majestuoso centro histórico de la ciudad de Morelia.

Por lo tanto, debemos hacer varias suposiciones para desprejar el fenómeno de la interacción dinámica suelo-estructura inercial o cinemática. Por lo tanto, empezaremos con el del tipo inercial:

- ❖ Dado que el suelo de soporte o debajo de la cimentación es considerado del tipo duro y que la cimentación está construida a través de sillares de cantera, lo cual implica que dicha cimentación sea considerada con un comportamiento rígido.
- ❖ El suelo debajo de la cimentación y la cimentación trabajan de manera conjunta, por lo cual no existirán desplazamientos relativos horizontales entre el suelo debajo de la cimentación y la cimentación.
- ❖ Dado que el suelo debajo de la cimentación y la cimentación trabajan de manera conjunta, no existen rotaciones de la cimentación con respecto al terreno de soporte.
- ❖ El suelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia es considerado un suelo duro, por lo tanto, no existe la posibilidad de que, al paso del tren

aleatorio de las ondas sísmicas, estas sufran alguna perturbación debido a la presencia de la superestructura.

- ❖ El movimiento debido a la excitación dinámica del suelo en el sistema suelo-cimentación-superestructura es el mismo que si no estuviera la superestructura en dicho sistema.

Para el caso de interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemática:

- ❖ La catedral de Morelia no posee sótanos.
- ❖ La catedral de Morelia tiene una longitud de 77.1 metros, por un ancho de 30.8 metros en el crucero, por lo cual no se considera que tenga una gran extensión en planta, además el tipo de cimentación es un pedraplén que es considerada como una cimentación superficial o somera, por lo cual las ondas sísmicas no sufren un proceso de reflexión y refracción en la base de la cimentación, por lo cual se desprecia el proceso de incoherencia de ondas.
- ❖ El suelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia es considerado un suelo duro.
- ❖ El movimiento debido a la excitación dinámica del suelo en el sistema suelo-cimentación-superestructura es el mismo que si no estuviera la superestructura en dicho sistema.

Es muy importante emplear los reglamentos de construcción, en nuestro caso las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2017. En las cuales se mencionan las fórmulas necesarias para despreciar el fenómeno de la interacción dinámica suelo-estructura, ya sea del tipo inercial o cinemática. Como se es sabido, dichas normas técnicas son muy conservadoras respecto al fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura, ya que solo son para la ciudad de México, la cual, pues posee suelos blandos, debido a esto, existe amplificación de las ondas sísmicas en el lugar, lo cual incrementa de manera drástica las ordenadas espectrales, es decir, las estructuras desplantadas en la ciudad de México están sometidas a mayores fuerzas cortantes basales.

Como sabemos, la interacción dinámica suelo-estructura del tipo inercial se despreció anteriormente para la catedral de Morelia, al igual que la interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemática, pero ahora lo corroboramos empleando las fórmulas que nos proporcionan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2017, las cuales son las siguientes:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \dots\dots\dots (6.61)$$

$$\frac{D}{\sqrt{\frac{A}{\pi}}} < 0.5 \dots\dots\dots (6.62)$$

Donde:

T_s : Representa el periodo dominante del sitio.

$\tau_v = \frac{D}{v_s}$: Representa el tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante.

D: Representa la profundidad de desplante (2 metros para la catedral de Morelia).

v_s : Representa la velocidad de las ondas secundarias o de cortante.

A: Representa el área de la cimentación.

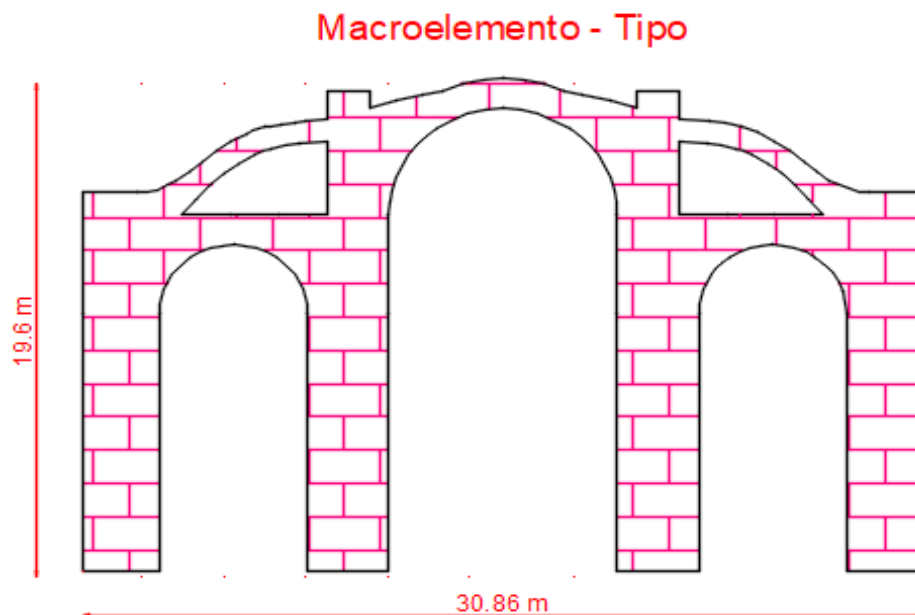


Figura 6.621. Macroelemento transversal-tipo de la catedral de Morelia.

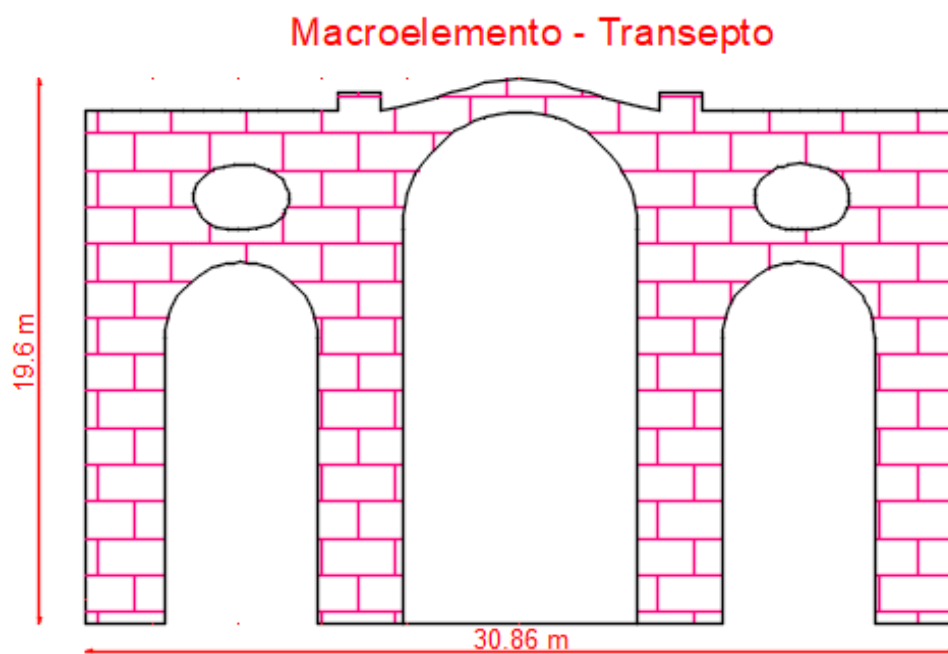


Figura 6.622. Macroelemento transversal-transepto de la catedral de Morelia.

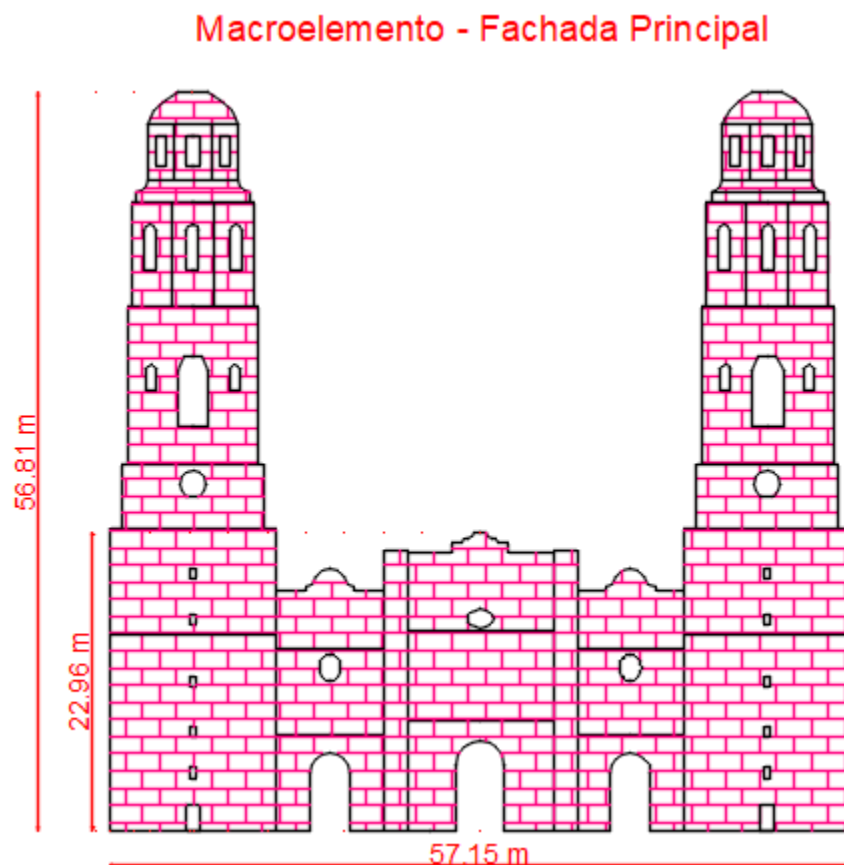


Figura 6.623. Macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia.

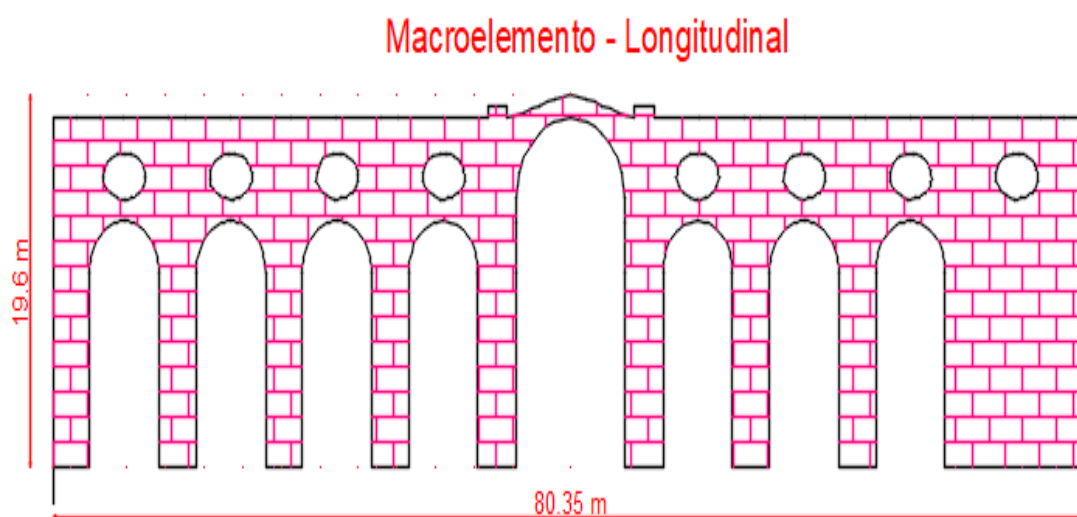


Figura 6.624. Macroelemento longitudinal de la catedral de Morelia.

Primeramente, emplearemos la **Fórmula (6.61)**, en donde sabemos que:

$$T_s = 0.23 \text{ s}.$$

$$\tau_v = \frac{D}{v_s} = \frac{2 \text{ m}}{328.2869 \text{ m/s}} = 0.0061 \text{ s}.$$

Por lo que:

$$\frac{T_s}{\tau_v} = \frac{0.23 \text{ s}}{0.0061 \text{ s}} = 37.70 > 12 \dots\dots\dots(6.63)$$

Se cumple la primera desigualdad.

Ahora emplearemos la **Fórmula (6.62)**, en donde sabemos que:

El ancho de la cimentación (pedraplén) de la catedral de Morelia es de 3 metros.

$A_1 = (30.86 \text{ m}) (3 \text{ m}) = 92.58 \text{ m}^2$. (área de la cimentación para los macroelementos transversales).

$A_2 = (80.35 \text{ m}) (3 \text{ m}) = 241.05 \text{ m}^2$. (área de la cimentación para los macroelementos longitudinales).

$A_3 = (57.15 \text{ m}) (13.40 \text{ m}) = 765.81 \text{ m}^2$. (área de la cimentación para la Fachada – Principal de la catedral de Morelia).

Por lo tanto:

$$\frac{D}{\sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{2 \text{ m}}{\sqrt{\frac{92.58 \text{ m}^2}{\pi}}} = 0.368 < 0.5 \text{ (macroelementos transversales)}$$

$$\frac{D}{\sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{2 \text{ m}}{\sqrt{\frac{241.05 \text{ m}^2}{\pi}}} = 0.228 < 0.5 \text{ (macroelementos longitudinales)}$$

$$\frac{D}{\sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{2 \text{ m}}{\sqrt{\frac{765.81 \text{ m}^2}{\pi}}} = 0.128 < 0.5 \text{ (macroelemento Fachada)} \dots\dots\dots (6.63)$$

Se cumple la primera desigualdad.

Por lo que, dado que se cumplieron las desigualdades proporcionadas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2017, se corrobora de manera matemática que el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemático es correctamente despreciado del análisis de la Catedral de Morelia.

Como es sabido el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemático se aplica a estructuras con una gran extensión en planta y estructuras que tengan estructuras enterradas o debajo del nivel de la superficie, como lo son los sótanos, lo cual implica que es necesario que se tome en cuenta toda el área del pedraplén, es decir, de toda la cimentación de la catedral de Morelia, dado que la estamos analizando en 2D (Macroelementos), solamente es necesario multiplicar el área obtenida de la cimentación de cada macroelemento por el número de macroelementos.

De los macroelementos transversales, se tienen 6, 4 macroelementos-tipo y 2 macroelementos-transepto, los cuales tienen la misma área de cimentación, de los macroelementos longitudinales se tienen 2, por lo tanto:

$A4 = (30.86 \text{ m}) (3 \text{ m}) (6) = 555.48 \text{ m}^2$. (área de la cimentación de todos los macroelementos transversales).

$A5 = (80.35 \text{ m}) (3 \text{ m}) (2) = 482.1 \text{ m}^2$. (área de la cimentación de todos los macroelementos longitudinales).

$A6 = (57.15 \text{ m}) (13.4 \text{ m}) = 765.81 \text{ m}^2$. (área de la cimentación de todos los macroelementos longitudinales).

Por lo que:

$A_{\text{Total}} = 555.48 \text{ m}^2 + 482.1 \text{ m}^2 + 482.1 \text{ m}^2 = 1803.4 \text{ m}^2$. (área de la cimentación de todos los macroelementos transversales, longitudinales y fachada de la catedral de Morelia).

Por lo tanto:

$$\frac{D}{\sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{2 m}{\sqrt{\frac{1803.4 m^2}{\pi}}} = 0.1 < 0.5 \text{ (toda la cimentación de la catedral).....(6.64)}$$

Como es de apreciarse en la **Fórmula (6.64)**, el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura del tipo cinemático se desprecia en la majestuosa catedral de Morelia, ya que se cumple la desigualdad.

Como se ha mencionado anteriormente, en el subsuelo de la majestuosa catedral de Morelia, se contemplará en el análisis estructural, la presencia de oquedades en forma de túneles, lo cual es un mito que ha tomado bastante fuerza en los últimos años, dichas oquedades se supondrá que se construyeron de mampostería o cantera, cabe recordar que, en la época de construcción de la catedral de Morelia, todavía no existían materiales como el acero, concreto simple o concreto reforzado.

Los túneles de cantera son de muy grandes en dimensiones, cabe resaltar que es imposible construir este tipo de túneles u oquedades, simplemente por proceso constructivo, además de mencionar que el suelo no posee la capacidad para resistir una oquedad y el peso propio de la majestuosa y emblemática catedral de Morelia. A pesar de que el subsuelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia es del tipo rígido, lo que implica que tengan un comportamiento rígido, por lo cual queda descartada el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura en dichos túneles, tanto la del tipo inercial, como la del tipo cinemático.

6.7 ANÁLISIS DEL SUBSUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Es necesario confirmar de manera matemática y numérica que el subsuelo de la catedral de Morelia, en el cual se encuentra asentada, al igual que, el subsuelo de las plazas adyacentes (Plaza de armas y Plaza Melchor Ocampo), sea del tipo firme, anteriormente se comprobó que las interacciones dinámicas, tanto la inercial, como la cinemática, son despreciables para este caso de estudio, pero sabemos que también se puede confirmar que el suelo es del tipo duro, si el periodo fundamental de vibración es menor o igual a 0.30 segundos.

Empleando el método de Zeevaert calcularemos el periodo fundamental de vibración, además es posible demostrar que el suelo es del tipo duro, a través de la velocidad de ondas de cortante que se transmiten por toda la estratigrafía del suelo, empleando las fórmulas básicas de la dinámica de suelos y mediante el uso del programa Abaqus, se realizará un análisis de frecuencias (perturbación lineal) para comprobar dicho periodo fundamental de vibración.

Dado que el estudio geotécnico es muy antiguo, no proporciona los datos suficientes para calcular de manera numérica y empírica el periodo fundamental de vibración del subsuelo, en el cual se encuentra asentada la majestuosa catedral de Morelia, por lo que a través de fórmulas empíricas se calcularan los diferentes parámetros que se necesitan para calcular el periodo fundamental de vibración del subsuelo.

Para obtener los diferentes parámetros necesarios para calcular el periodo fundamental de vibración, es necesario utilizar el sondeo de penetración estándar S-2, dicho sondeo se encuentra localizado en la intersección de las calles Nigromante y Galeana y la avenida Francisco Madero Poniente (enfrente del Centro Cultural Universitario se realizó en sondeo de penetración estándar S-2), el cual en la **Figura 6.71** se puede apreciar su localización dentro del magnífico centro histórico de la ciudad de Morelia.

Por lo que el sondeo de penetración estándar anteriormente mencionado, está lo suficientemente cerca de la catedral de Morelia, aproximadamente a una distancia de 97 metros respecto de la localización de sondeo de penetración estándar S-2,

por lo que podemos suponer que se presentan las mismas características geotécnicas y perfiles estratigráficos muy semejantes entre el subsuelo de la realización del sondeo y el subsuelo en el cual se encuentra asentada la majestuosa catedral de Morelia.

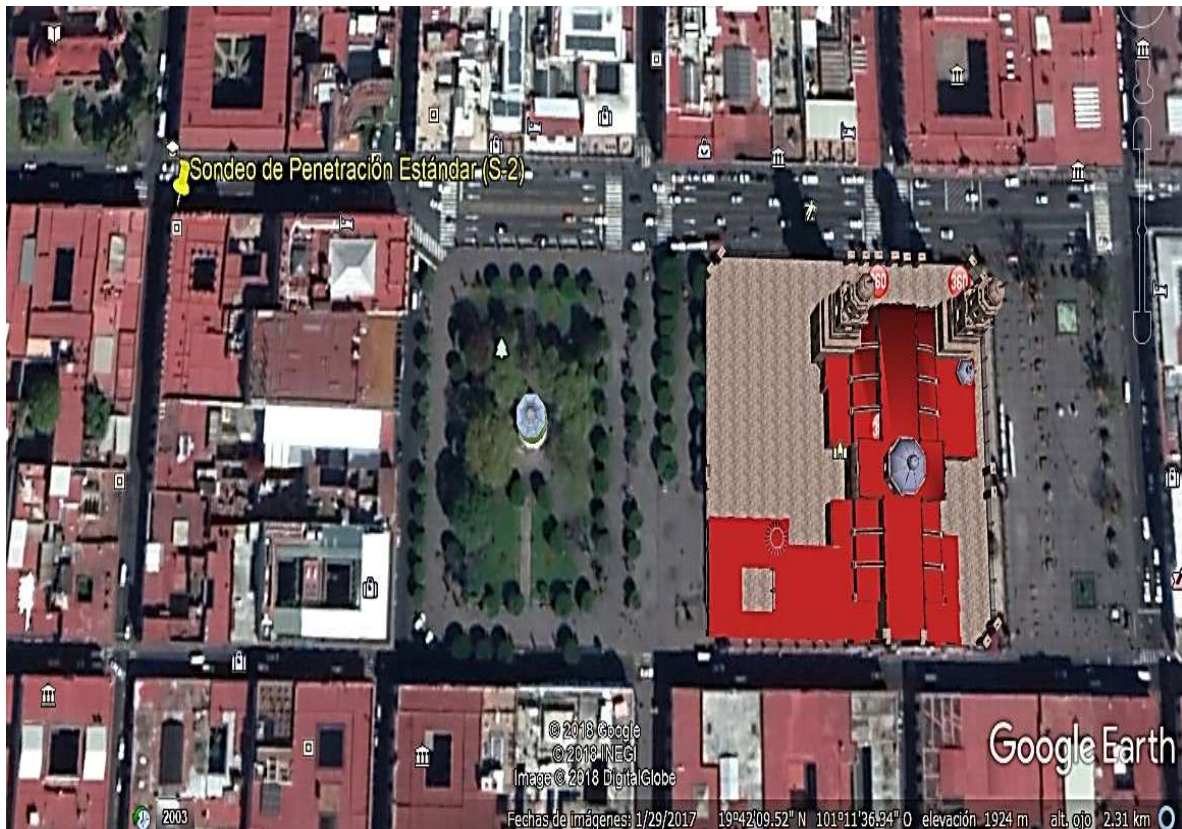


Figura 6.711. Localización del sondeo de penetración estándar S-2.

En la **Figura 6.711** se puede apreciar que la localización del sondeo de penetración estándar S-2, está muy cerca de la zona en la que se encuentra localizada la catedral de Morelia, con lo cual podemos suponer que el perfil estratigráfico del subsuelo entre ambas localizaciones es el mismo, al igual que sus propiedades mecánicas del subsuelo, cabe recordar que en la misma localización del anteriormente mencionado sondeo de penetración estándar se realizó un pozo a cielo abierto, el cual esta designado en este presente trabajo como PCA-2.

Enseguida se representará el perfil estratigráfico obtenido a partir del sondeo de penetración estándar (S-2).

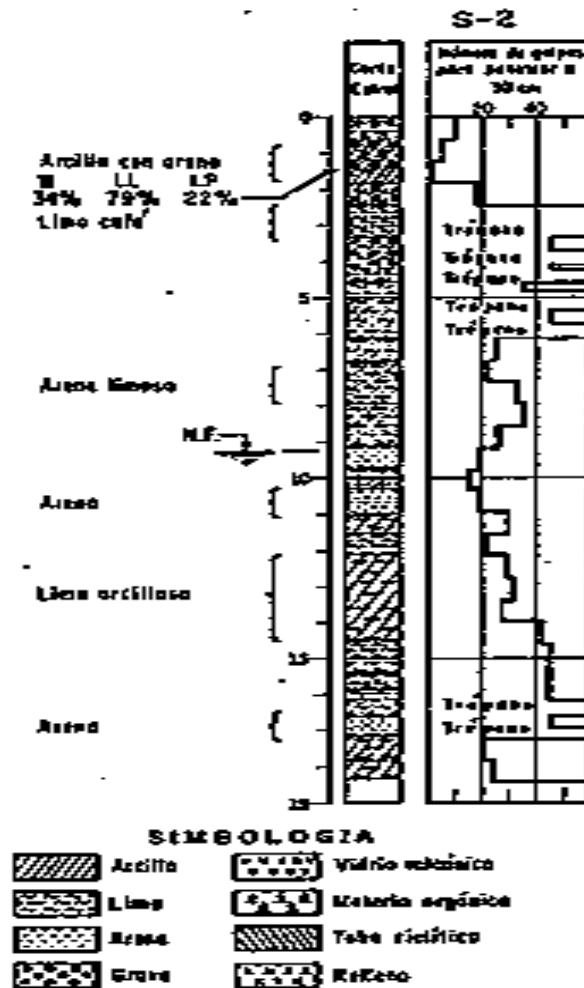


Figura 6.712. Perfil de suelo S-2. (Cuaderno Técnico Número 1, “EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA”, UMSNH).

En la **Figura 6.712**. Se representa el perfil estratigráfico del subsuelo localizado en la intersección de las calles Nigromante y Galeana y la avenida Francisco Madero Poniente (enfrente del Centro Cultural Universitario se realizó en sondeo de penetración estándar S-2), con estos datos proporcionados por una prueba de penetración estándar y a través de fórmulas empíricas propuestas por diversos autores, se calcularán los diferentes parámetros para calcular el periodo fundamental de vibración.

Como se mencionó anteriormente, el sondeo de penetración estándar S-2, también se realizó un pozo a cielo abierto PCA-2, cuyo perfil estratigráfico es el mismo entre

ambos, los datos fueron obtenidos a través de pruebas triaxiales rápidas.

PCA-2.

Prof. = 1.50 m

Prueba No.	S_z	w_i , %	w_f , %	e_i	e_f	G_i , %	G_f , %	σ_3 , kg/cm ²	σ_1/σ_3
1	2.51	32	—	0.8	—	92	—	0.5	4.4
2	2.51	33	—	0.9	—	91	—	1.0	3.0
3	2.51	34	—	0.9	—	87	—	2.0	2.3

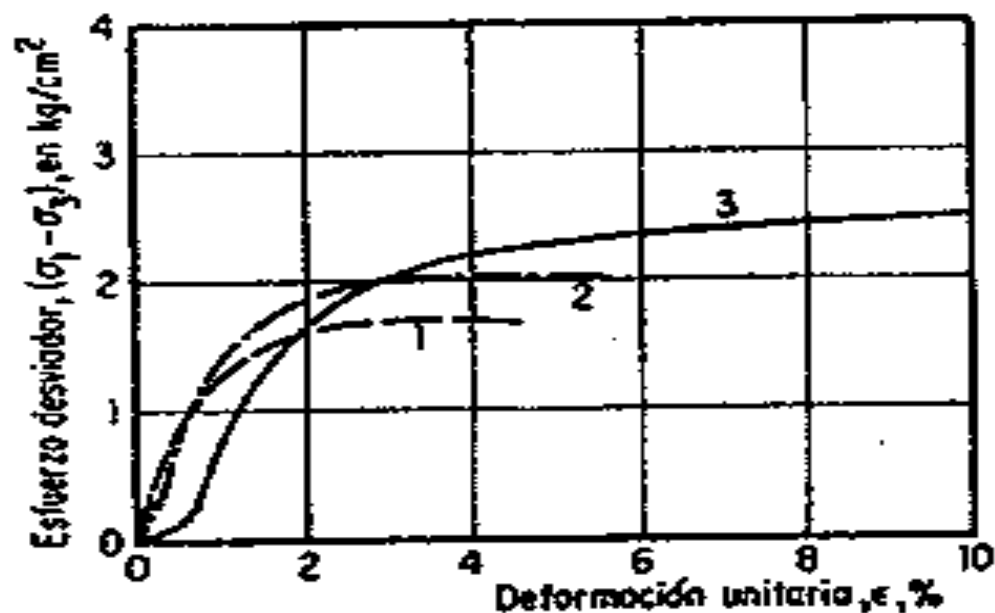
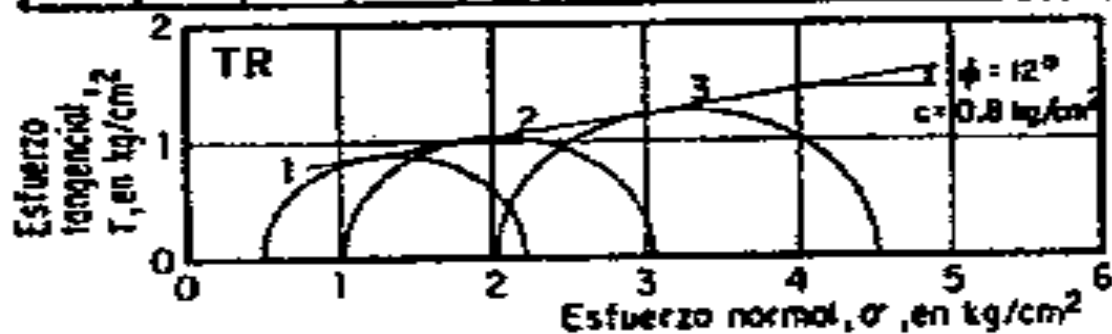


Figura 6.713. Datos obtenidos del pozo a cielo abierto PCA-2. (Cuaderno Técnico Número 1, “EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MORELIA”, UMSNH).

En la **Figura 6.713**. Se representa las 3 pruebas que se realizaron en el pozo a cielo abierto PCA-2, el cual se encuentra localizado junto al sondeo de penetración estándar S-2, cuya localización se definió anteriormente, dichas pruebas se hicieron

a una profundidad de 1.5 metros, además se representa el ángulo de fricción interna (18 grados) y la cohesión del material (8 t/m^2 ó 0.8 kg/cm^2) en las diferentes 3 pruebas realizadas a través de pruebas triaxiales rápidas.

Como se mencionó anteriormente, el perfil estratigráfico del subsuelo del centro histórico de Morelia, se encuentra localizado en una adecuada zona (intersección de las calles Nigromante y Galeana y la avenida Francisco Madero Poniente, enfrente del Centro Cultural Universitario), con dicho perfil estratigráfico se obtendrán los respectivos módulos de elasticidad o módulos de Young.

Para obtener el módulo de elasticidad en función de las pruebas de penetración estándar que se realizaron existen diversas fórmulas propuestas por diversos autores, debido a que a través de la técnica de vibración ambiental se obtendrá el periodo fundamental de vibración del suelo, es necesario determinar el módulo de elasticidad de cada estrato en función de la prueba de penetración estándar realizada en el lugar, con la finalidad de realizar un análisis modal (perturbación lineal) para aproximar los periodos fundamentales de vibración entre la técnica de vibración ambiental y el modelo numérico del subsuelo en análisis.

Existen diversos autores en literatura que proponen una relación matemática entre un sondeo de penetración estándar (SPT) y el módulo de elasticidad o también conocido como módulo de Young. Cabe mencionar que el módulo de elasticidad calculado a través de las diferentes formulaciones empíricas mostradas más adelante, es el punto de partida para realizar la calibración del sistema suelo-cimentación-estructura de la majestuosa catedral de Morelia, ya que las propiedades dinámicas del sistema están en función de su masa y rigidez.

Terzagui (1943). Propone en su teoría de consolidación unidimensional aplicada en un suelo arcilloso completamente saturado, que el módulo de elasticidad es inversamente proporcional al coeficiente de compresibilidad volumétrico, con la hipótesis de un suelo completamente homogéneo.

Para nuestro caso, a través de las pruebas de campo, como la de pozo a cielo abierto, denominado como **PCA-2**, el cual se encuentra localizado en una adecuada zona (intersección de las calles Nigromante y Galeana y la avenida Francisco Madero Poniente, enfrente del Centro Cultural Universitario), se obtuvieron los siguientes datos:

❖ **PCA-2**

$$e_{\text{prom}} = 0.875$$

$$a_v = 0.005 \text{ (m}^2\text{/ton)}.$$

$$mv = \frac{a_v}{1+e_0} = \frac{0.005}{1+0.875} = 2.67 \times 10^{-3} \text{ (m}^2\text{/ton)}.$$

$$E = \frac{1}{mv} = 374.532 \text{ (ton/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (6.711)$$

Donde:

a_v : Coeficiente de compresibilidad.

e_{prom} : Relación promedio de vacíos.

mv : Módulo de compresibilidad volumétrica.

E : Modulo de elasticidad o módulo de Young.

Como es de apreciarse, si suponemos el subsuelo en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia como homogéneo y no consideramos la estratificación del sondeo de penetración estándar y solo empleamos los datos que se obtuvieron en la prueba de campo denominada pozo a cielo abierto PCA-2, el resultado es demasiado conservador, ya que dicha prueba es realizada a una profundidad de 1.5 metros, por lo tanto, es necesario emplear más fórmulas empíricas para determinar el módulo de elasticidad, pero tomando en cuenta en sondeo de penetración estándar S-2.

Meigh y Nixon (1961). Proponen las siguientes correlaciones para determinar el módulo de elasticidad en función del número de golpes (N) que se obtuvieron en una prueba de penetración estándar.

❖ Limos y limos-arenosos: $E(\text{Mpa}) = 5 \cdot N \dots \dots \dots (6.712)$

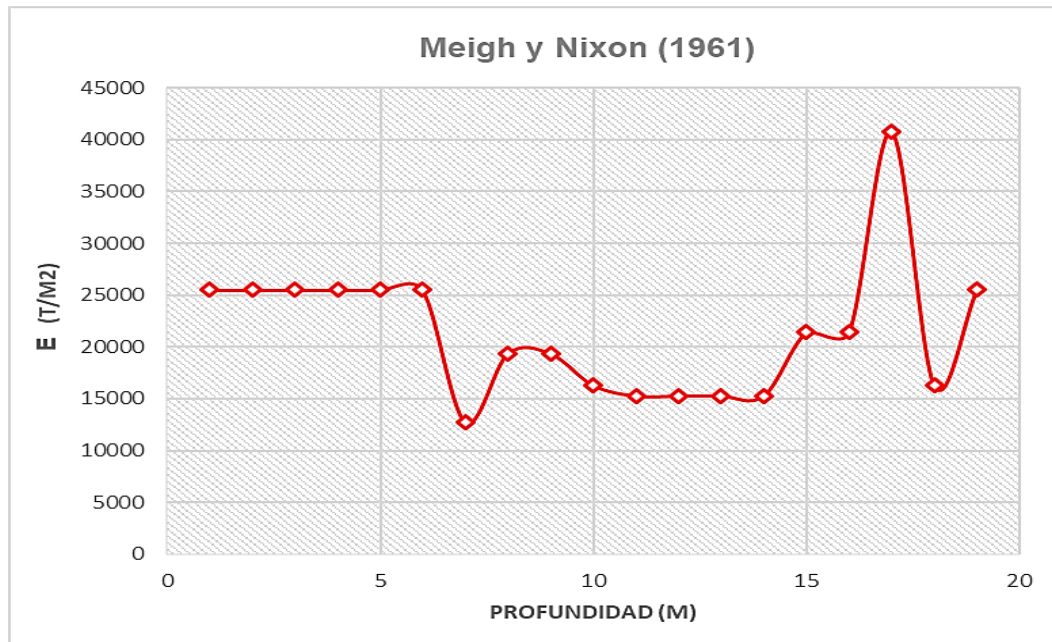


Figura 6.714. Variación del módulo de elasticidad con respecto al incremento de la profundidad con base en la formulación de Meigh y Nixon para limos-arenosos.

D'Apollonia et al. (1970), proponen las siguientes correlaciones para determinar el módulo de elasticidad en función del número de golpes (N) que se obtuvieron en una prueba de penetración estándar.

❖ Arenas normalmente consolidadas: $E(\text{kg/cm}^2) = 215 + (10.6 \cdot N)$.

❖ Arenas pre-consolidadas: $E(\text{kg/cm}^2) = 540 + (13.5 \cdot N) \dots \dots \dots (6.73)$

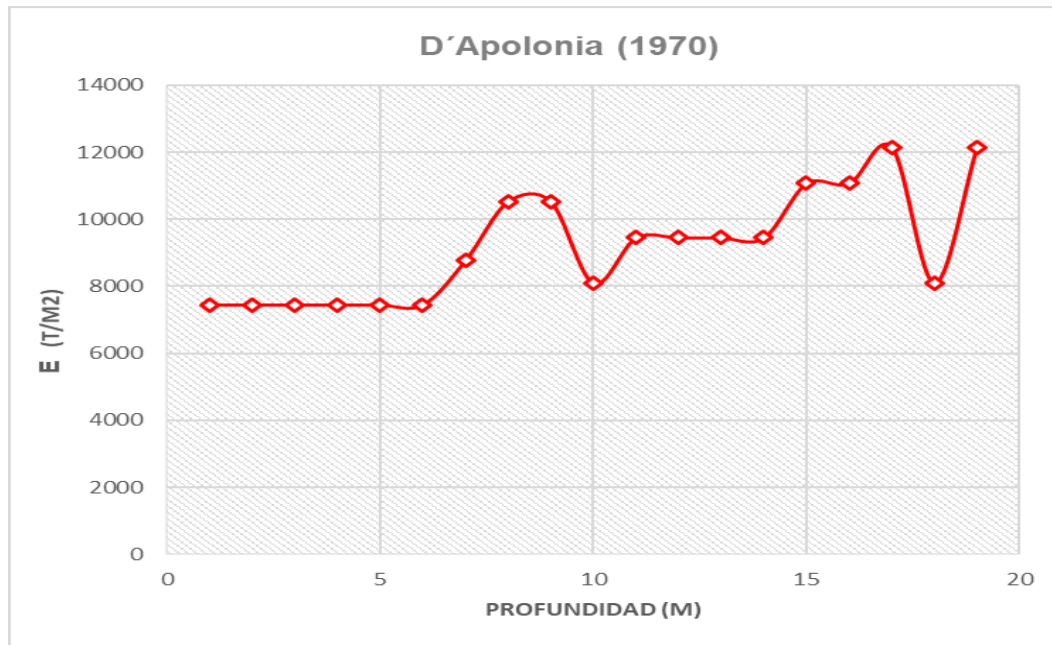


Figura 6.715. Variación del módulo de elasticidad con respecto al incremento de la profundidad con base en la formulación de D'Apolonia.

Beguemann (1974). Propone la siguiente correlación para determinar el módulo de elasticidad en función del número de golpes (N) que se obtuvieron en una prueba de penetración estándar, pero con la restricción de que el número de golpes debe ser mayor a 15 golpes en el sondeo de penetración estándar realizado.

$$\diamond E(\text{kg/cm}^2) = 40 + [12 \cdot (N - 6)] = 40 + (12 \cdot N - 72) \dots\dots\dots(6.713)$$

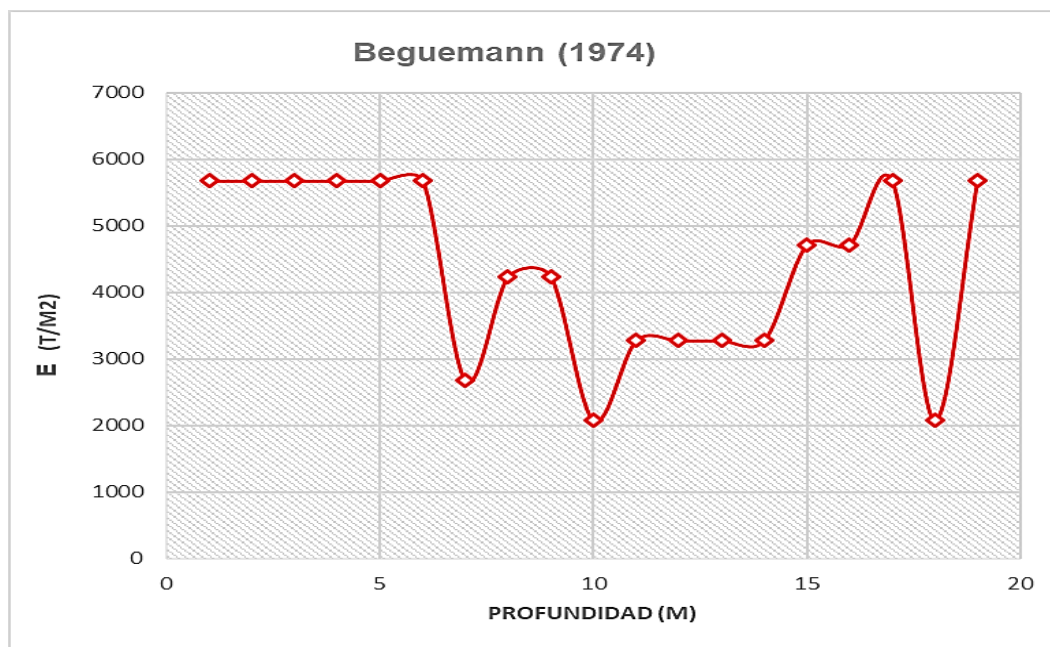


Figura 6.716. Variación del módulo de elasticidad con respecto al incremento de la profundidad con base en la formulación de Beguemann.

Bowles (1988). Propone la siguiente correlación para determinar el módulo de elasticidad en función del número de golpes (N) que se obtuvieron en una prueba de penetración estándar.

$$\diamond E(\text{kg/cm}^2) = 10 \cdot [7.5 + (0.5 \cdot N)] = 75 + 5 \cdot N. \dots\dots\dots (6.714)$$

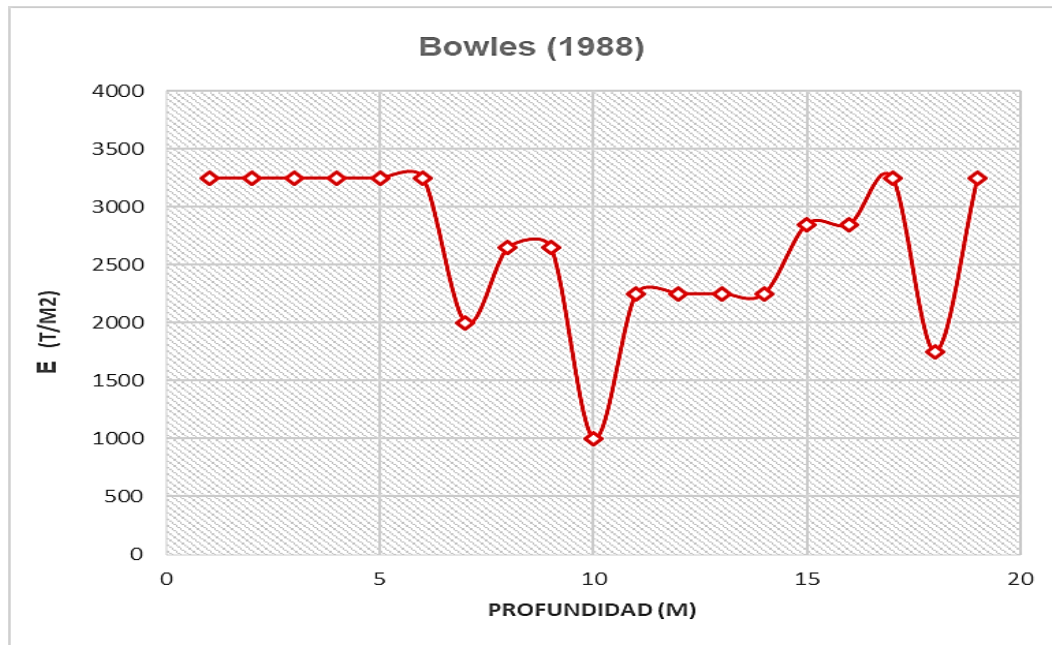


Figura 6.717. Variación del módulo de elasticidad con respecto al incremento de la profundidad con base en la formulación de Bowles.

Como se puede observar, la variación del módulo de elasticidad obtenido a través de las diversas formulaciones que relacionan el número de golpes realizados en una prueba de penetración estándar con el módulo de elasticidad es bastante diferente el resultado obtenido, lo cual comprueba que se debe realizar un estudio geotécnico para cada construcción, ya que existe una gran variabilidad entre los resultados obtenidos, como es de observarse en la **Figura 6.718**.

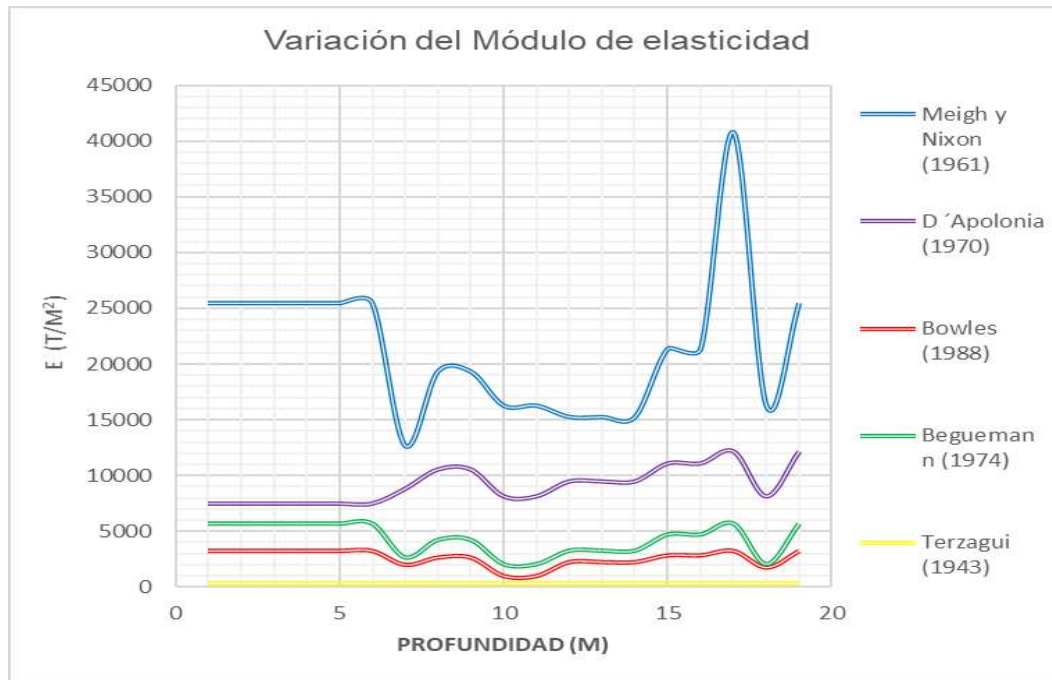


Figura 6.718. Variación del módulo de elasticidad con respecto al incremento de la profundidad con base en la formulación de los siguientes autores: Meigh y Nixon (1961), D'Apollonia (1970), Bowles (1988), Begueman (1974) y Terzagui (1943).

Es necesario determinar las propiedades dinámicas básicas del suelo, como son las velocidades de onda de cortante (V_s) y el módulo de rigidez dinámico (G), los cuales varían en función del incremento de la profundidad, dado que en la realidad el suelo no es homogéneo, además de que el comportamiento de una masa de suelo sometida a un conjunto de fuerzas es siempre muy complejo, más si el conjunto de cargas es del tipo dinámico.

Lo cual nos lleva a una complejidad matemática, ya que, para representar el comportamiento cíclico de una masa de suelo, necesitaremos emplear varios parámetros, los cuales solo se pueden obtener con pruebas especializadas, ya que el diagrama esfuerzo-deformación del suelo es no lineal.

Dado que el sondeo de penetración estándar es muy común que se realice debido a su facilidad de manejo, diversos autores propusieron formulas empíricas, con las cuales se puede correlacionar el número de golpes obtenidos en un sondeo de

penetración estándar con la velocidad de ondas sísmicas de cortante (V_s) y el módulo de rigidez dinámico (G), las cuales son propiedades dinámicas del suelo.

En Japón se han realizado diversos experimentos para establecer correlaciones para calcular de una manera más fácil las propiedades dinámicas del suelo, a través de un sondeo de penetración estándar.

Imai, Tonouchi y Uchiyama (1984). Propusieron una correlación para calcular la velocidad de onda de cortante (V_s) con el número de golpes (N), obtenidos a través de una prueba de penetración estándar, la cual se representa enseguida:

$$V_s \text{ (m/s)} = 97 \cdot N^{0.314} \dots\dots\dots(6.715)$$

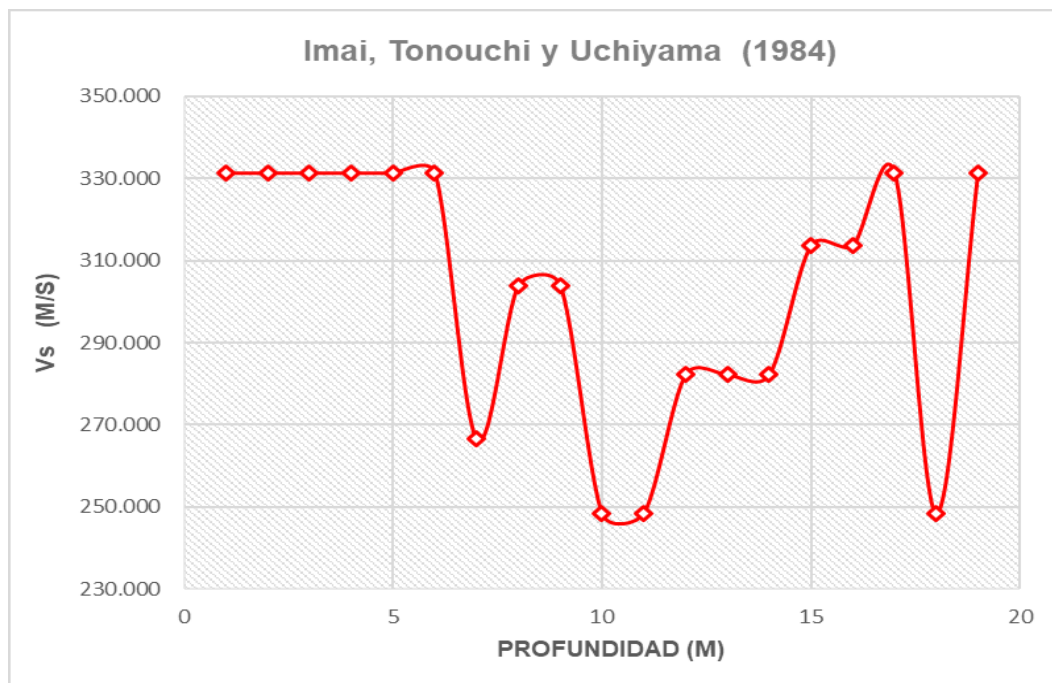


Figura 6.719. Variación de la velocidad de ondas sísmicas de cortante (V_s) con respecto al incremento de la profundidad, con base en la formulación de los siguientes autores: Imai, Tonouchi y Uchiyama (1984).

Yorhito, Ohsaki y Ryoji Iwasaki, (1973). Propusieron una correlación para calcular el módulo de rigidez dinámico (G) con el número de golpes (N), obtenidos a través de una prueba de penetración estándar, cabe mencionar que dicho módulo es solo

representativo para pequeñas deformaciones en el suelo, dicha correlación se representa enseguida:

$$G \text{ (t/m}^2\text{)} = 1218 \cdot N^{0.78} \dots\dots\dots(6.716)$$

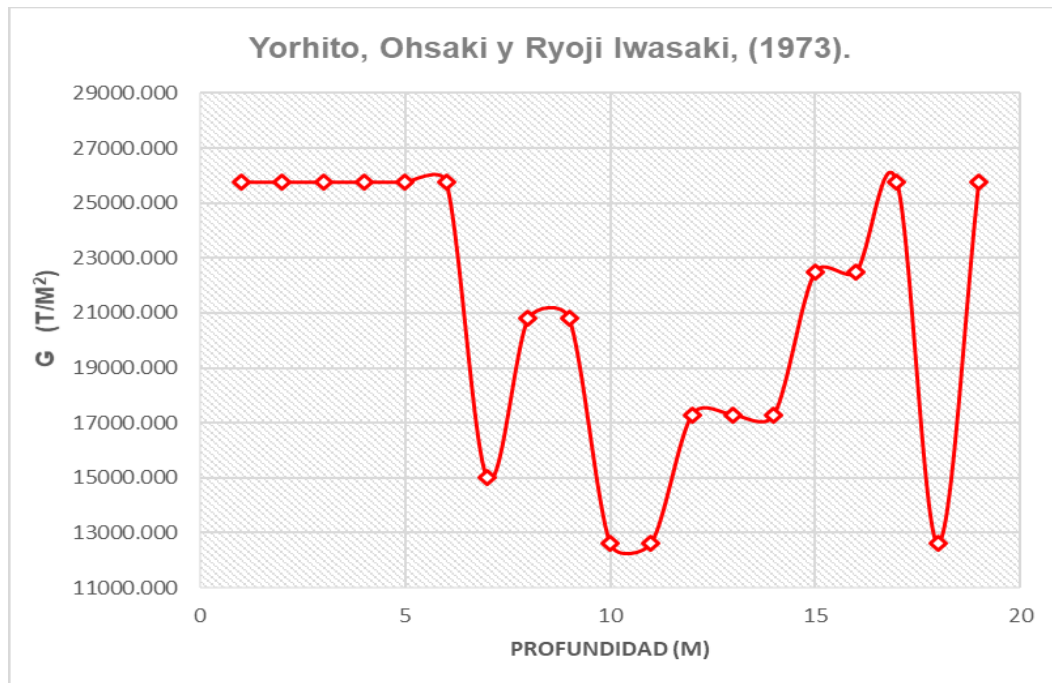


Figura 6.720. Variación del módulo de rigidez dinámico (G) con respecto al incremento de la profundidad, con base en la formulación de los siguientes autores: Yorhito, Ohsaki y Ryoji Iwasaki, (1973).

De la dinámica de suelos, podemos emplear calcular la velocidad de las ondas de cortante o secundarias a través de la siguiente formula:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots\dots\dots(6.717)$$

Donde:

V_s : Representa la velocidad de las ondas de cortante.

G : Representa el módulo de rigidez dinámico.

ρ : Representa la densidad del material.

El módulo de rigidez dinámico se calculó anteriormente, el cual se representa la variación de dicho modulo en la **Figura 6.720**.

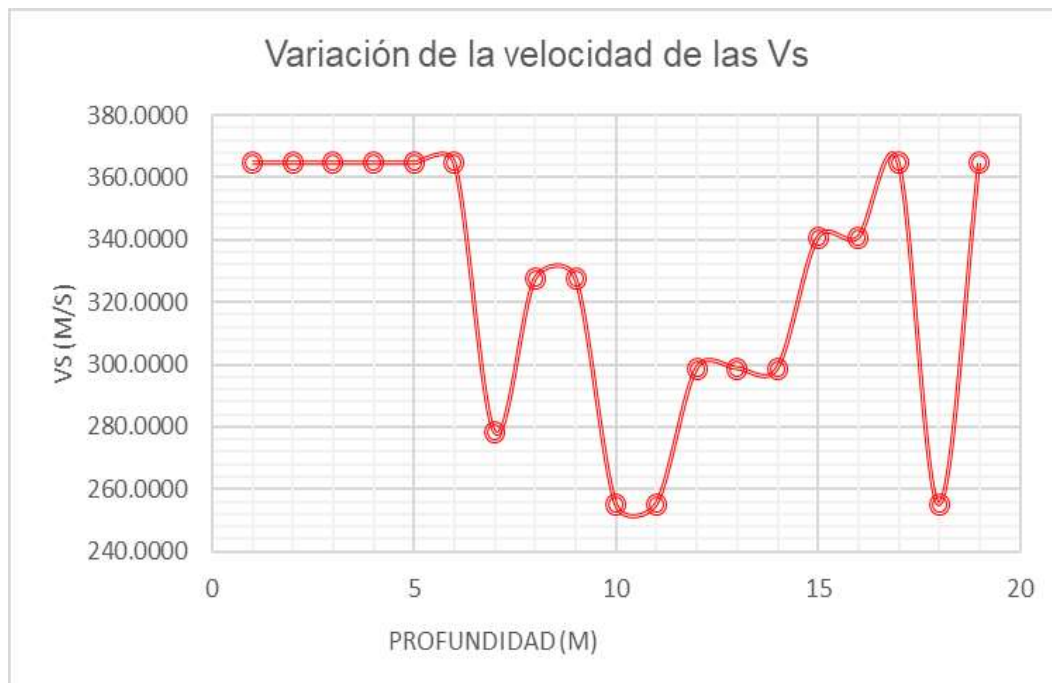


Figura 6.721. Variación de la velocidad de ondas de cortante (Vs) con respecto al incremento de la profundidad, en base a la fórmula clásica de la dinámica de suelos para calcular la velocidad de ondas de cortante.

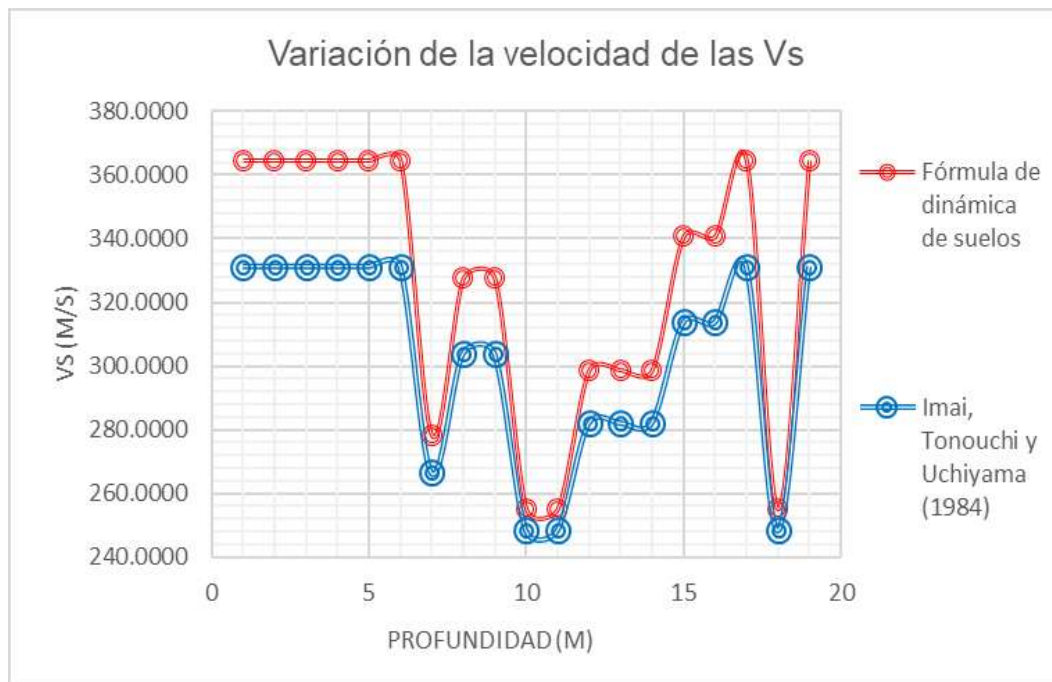


Figura 6.722. Variación de la velocidad de ondas de cortante (V_s) con respecto al incremento de la profundidad, con base en la formulación de los siguientes autores: Imai, Tonouchi y Uchiyama (1984) y utilizando la fórmula general de la dinámica de suelos.

Tipo	V_{s30} (m/s)	Descripción
A	> 1,500	Roca dura
B	760 – 1,500	Roca
C	360 – 760	Roca blanda y suelo muy denso
D	180 – 360	Suelo rígido
E	< 180	Suelo blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos)	

Figura 6.723. Clasificación sísmica de suelos (IBC, 2006).

Como es de apreciarse en las **Figuras 6.722 y 6.723**. La velocidad de las ondas sísmicas de cortante o secundarias, quedan comprendidas dentro del rango (180-360), el cual dicho rango corresponde a un suelo rígido. Cabe aclarar que los rangos dados en la **Figura 6.723**, son para profundidades menores de 30 metros.

Es necesario calcular el periodo fundamental de vibración del subsuelo (T_n), como sabemos, dicho periodo debe ser menor o igual a 0.30 segundos, para que se pueda considerar como suelo firme.

Leonardo Zeevaert propone un método para calcular el periodo fundamental de vibración del suelo a partir de conocer ciertas características de los estratos de suelo que constituyen el perfil de suelo. En sí, es un promedio de las velocidades de onda de cortante (V_s) y la profundidad total del sondeo de penetración estándar que se realizó en un determinado lugar.

Las velocidades de ondas de cortante que se tomaran para calcular el periodo fundamental de vibración del subsuelo (T_n), son las obtenidas a través de la fórmula (6.78) de la dinámica de suelos y el módulo de rigidez dinámico (G), se tomara los valores obtenidos con base en la formulación de los siguientes autores: Yorhito, Ohsaki y Ryoji Iwasaki, (1973).

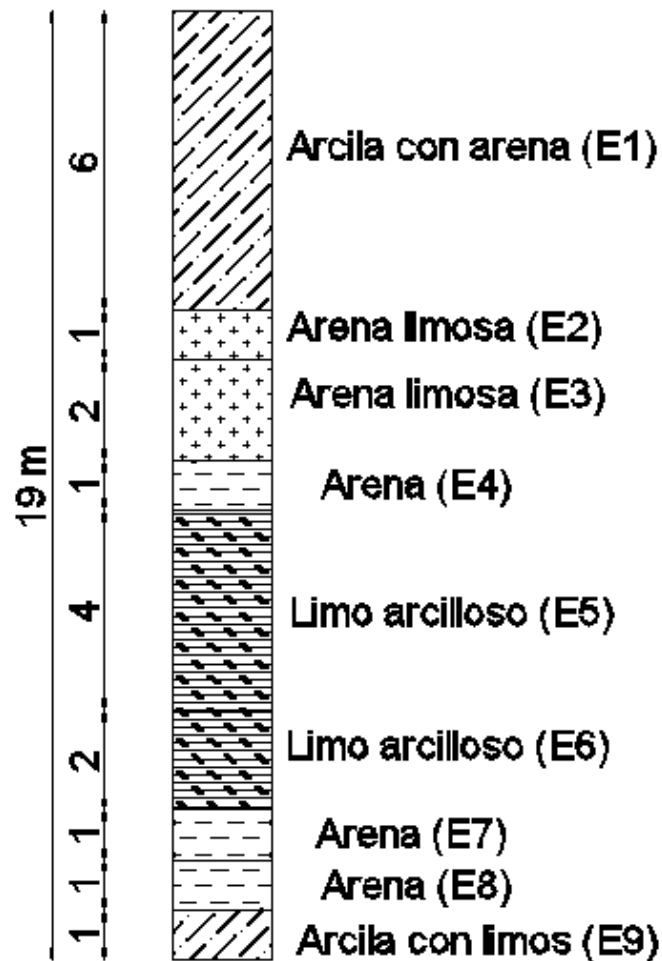


Figura 6.724. Perfil estratigráfico del subsuelo a partir de un sondeo de penetración estándar (S-2).

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n v_s \cdot H_i}{H}$$

$$H = \sum_{i=1}^n H_i$$

$$T_n = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n H_i}{V_s} \dots \dots \dots (6.718)$$

Las fórmulas (6.718) son las que emplearemos para calcular el periodo fundamental de vibración del suelo.

Donde:

V_s : Representa la velocidad de ondas de cortante promedio.

v_s : Representa la velocidad de ondas de cortante de cada estrato.

H: Representa la profundidad total.

H_i : Representa el espesor de cada estrato del subsuelo.

ESTRATO	H_i (M)	G (T/M2)	V_s (M/S)	$V_s * H_i$
E1	6	25753.953	364.6529	2187.9173
E2	1	14998.247	278.2774	278.2774
E3	2	20791.149	327.6400	655.2800
E4	1	12602.325	255.0839	255.0839
E5	4	17290.274	298.7849	1195.1396
E6	2	22479.246	340.6815	681.3630
E7	1	25753.953	364.6529	364.6529
E8	1	12602.325	255.0839	255.0839
E9	1	25753.953	364.6529	364.6529
SUMATORIA	19			6237.4509
V_s (M/S)	328.2869			
T_n (S)	0.23			

Figura 6.725. Tabla con las características dinámicas obtenidas para cada estrato del subsuelo y su correspondiente periodo fundamental de vibración del suelo.

En la **Figura 6.725**. Se aprecian los cálculos realizados en función de las características dinámicas (G, V_s) de cada estrato del subsuelo, con la finalidad de obtener el periodo fundamental de vibración (T_n) del suelo, el cual es de: $T_n = 0.23$ segundos. Lo cual nos confirma que el suelo es del tipo duro ($T_n < 0.30$).

Ahora mediante el programa Abaqus, realizaremos un análisis modal (perturbación lineal), cabe recordar que hasta el momento los análisis realizados, son del tipo elástico-lineal, los cuales son la base para partir hacia los análisis no lineales que se realizarán en este presente caso de estudio.

Para realizar el análisis modal (perturbación lineal), es necesario calcular el amortiguamiento de Rayleigh, ya que el programa denominado Abaqus es la forma en la que podemos ingresar el amortiguamiento al análisis modal.

Como es de saberse, el amortiguamiento disminuye la amplitud de vibración, por lo que la energía del sistema, el cual se encuentra en vibración, se disipa debido a la presencia de diversos mecanismos, los cuales se presentan de manera simultánea en una estructura en vibración, dicha estructura es idealizada a través de un sistema de un grado de libertad, el cual posee rigidez y masa, por lo que las propiedades dinámicas de una estructura están en función de la masa y rigidez de la propia estructura.

Por lo que la fracción de amortiguamiento no puede calcularse a partir de las dimensiones de la estructura y tamaños de sus elementos estructurales, ya que no es posible identificar todos los posibles mecanismos que disipan energía de vibración en las estructuras, las fracciones de amortiguamiento determinadas a partir de pequeñas deformaciones estructurales no son representativas de los amortiguamientos más grandes esperados a altos niveles de deformación estructurales (Chopra, 1995).

Consideremos primero un amortiguamiento directamente proporcional a la masa y un amortiguamiento directamente proporcional a la rigidez (amortiguamiento de Rayleigh), cuyas formulaciones se presentan enseguida:

$$a_o = \xi * \frac{2 * \omega_i * \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$a_1 = \xi * \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \dots\dots\dots(6.719)$$

Donde:

a_o : Es un coeficiente que puede seleccionarse para obtener un valor específico de la fracción de amortiguamiento cualquier modo, es decir, para el i-ésimo modo, dicho coeficiente se encuentra relacionado con la masa (Chopra, 1995).

a_1 : Es un coeficiente que puede seleccionarse para obtener un valor específico de la fracción de amortiguamiento cualquier modo, es decir, para el j-ésimo modo, dicho coeficiente se encuentra relacionando con la rigidez (Chopra, 1995).

Los coeficientes mostrados a través de la formulación (6.719), se pueden determinar a partir de las fracciones de amortiguamiento para los i -ésimo modo y el j -ésimo modo, pero suponiendo que ambos modos tienen la misma fracción de amortiguamiento, dada que para todos los modos requerimos la misma fracción de amortiguamiento, si en todo caso, tenemos 5 modos, es recomendable especificar la fracción de amortiguamiento para el primer modo y para el cuarto modo, ya que las fracciones de amortiguamiento superiores al quinto modo aumentan de manera monótonica con la frecuencia, por lo que la respuesta de los modos más altos se subestimarán, cuando la fracción de amortiguamiento se especifica para los 3 primeros modos, la fracción de amortiguamiento esta es aproximado al valor deseado en el rango de frecuencias $[\omega_1, \omega_3]$, pero disminuye para los modos superiores al tercer modo (Chopra, 1995).

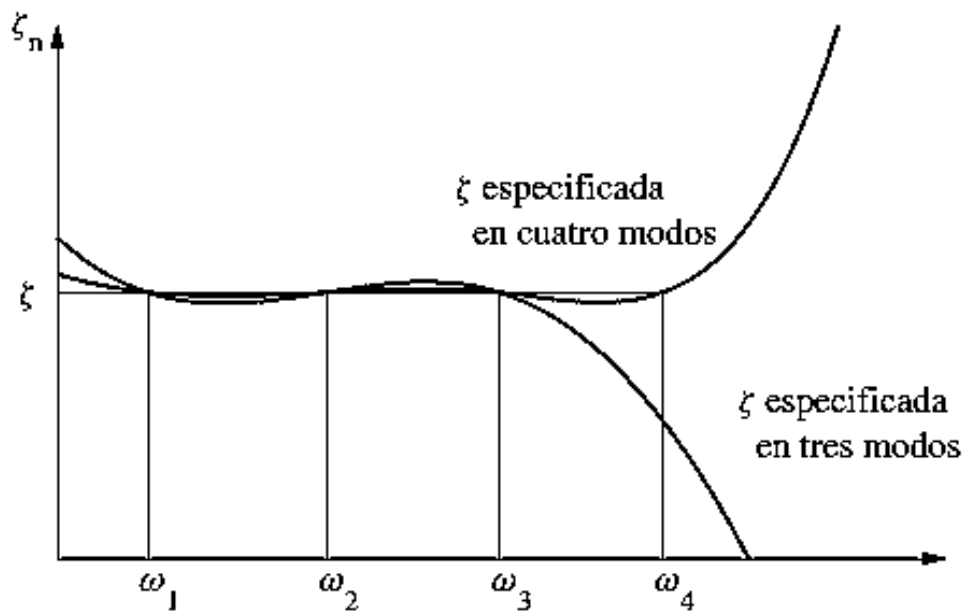


Figura 6.726. Fracción de amortiguamiento especificado para 3 y 4 modos de vibración (Chopra, 1995).

Primeramente, realizaremos análisis lineales, los cuales son el punto de partida para realizar los análisis del tipo no lineal. se supondrá una fracción de amortiguamiento del 5%, tanto para el suelo, como para la estructura (macroelementos de la catedral de Morelia), con la finalidad de emplear un amortiguamiento clásico.

Es decir, los mecanismos de disipación de energía son similares en todo el sistema, de lo contrario, si la fracción de amortiguamiento para el suelo es muy diferente a la fracción de amortiguamiento de cada macroelemento de la catedral de Morelia, no es posible utilizar un amortiguamiento clásico, en todo caso es necesario realizar un análisis de interacción dinámica suelo-estructura, el cual no es necesario para este caso de estudio y anteriormente se demostró que es despreciable dicho análisis. El amortiguamiento no clásico, que consiste en el ensamble de 2 matrices, una para la estructura (macroelemento) y otra para el suelo.

Como se de saberse, las propiedades dinámicas del suelo dependen de su masa y rigidez, por lo tanto, empezaremos como punto de partida con los módulos de elasticidad obtenidos a través de las formulaciones empíricas propuestas por diversos autores (Meigh y Nixon, D'Apolonia, Bowles y Beguermann), para calibrar un modelo que tenga un periodo fundamental de vibración de 0.23 segundos, con una fracción de amortiguamiento del 5%.

Cabe mencionar que el espesor de los estratos del suelo, cimentación y macroelementos, se calculó su espesor en base a momentos de inercia equivalentes de un pilar de la catedral de Morelia, por lo que dicho espesor es de 1.524 metros. Ya que estamos manejando un análisis en 2D.

Módulos de elasticidad (T/M2)					Densidad (T*S2/M4)
Estratos	Meigh y Nixon	D'Apolonia	Bowles	Beguermann	
E1	25493	7450	3250	5680	0.194
E2	12746.5	8775	2000	2680	0.183
E3	19374.68	10530	2650	4240	0.183
E4	16315.52	8100	1000	2080	0.173
E5	15295.8	9450	2250	3280	0.183
E6	21414.12	11070	2850	4720	0.183
E7	40788.8	12150	3250	5680	0.173
E8	16315.52	8100	1750	2080	0.173
E9	25493	12150	3250	5680	0.194

Figura 6.727. Módulos de elasticidad y densidades para cada estrato de suelo.

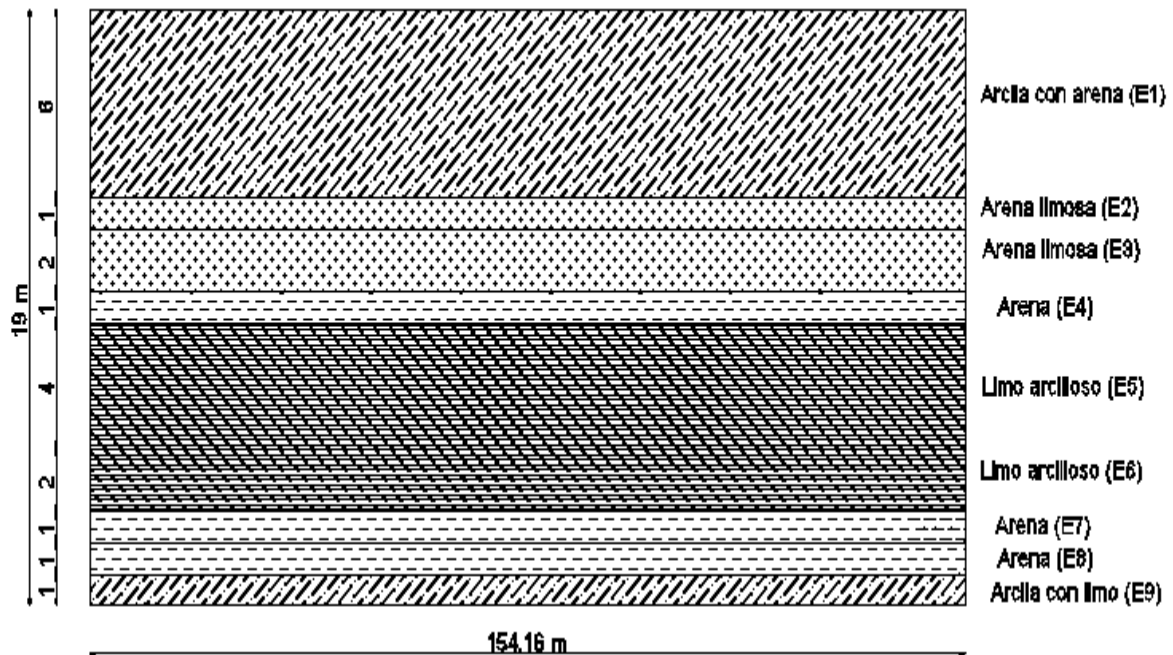


Figura 6.728. Estratigrafía del subsuelo de la catedral de Morelia, incluyendo sus plazas adyacentes (Plaza de Armas y Plaza Melchor Ocampo).

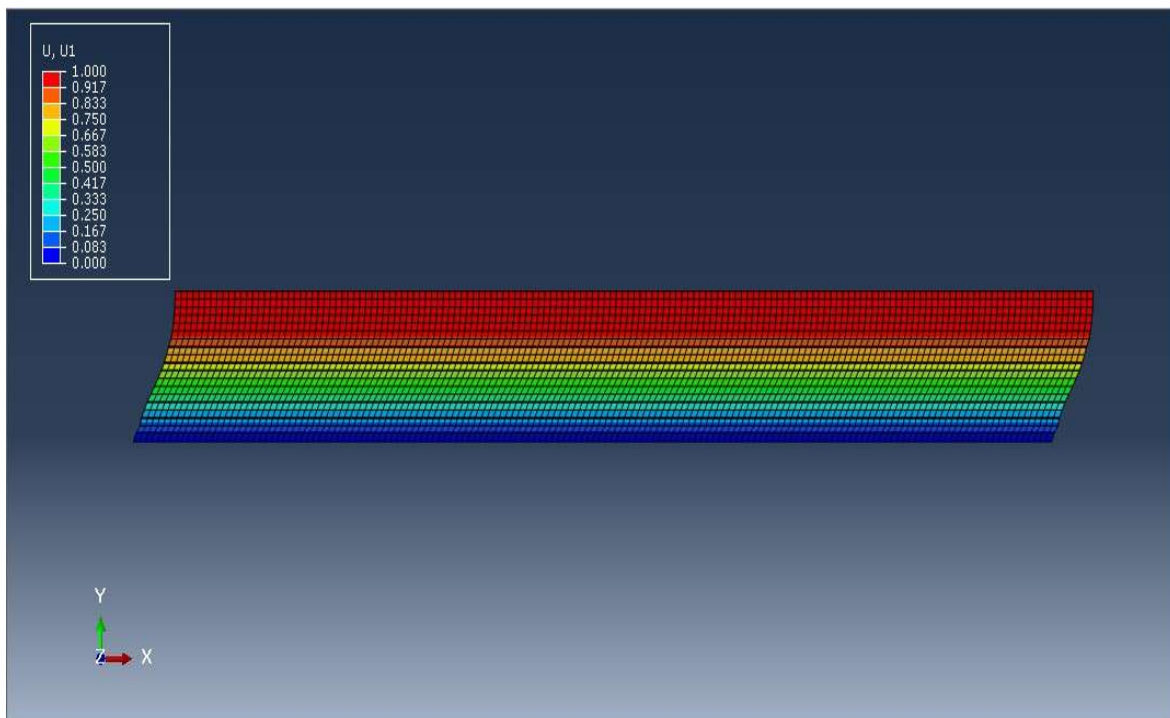


Figura 6.729. Análisis modal de la estratigrafía del subsuelo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.729**. Se realizó un análisis de frecuencias, con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración del suelo, a través de la formulación propuesta por los autores Meigh y Nixon, para obtener el módulo de elasticidad en función del número de golpes en un sondeo de penetración estándar, se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh y el periodo fundamental de vibración son:

$$a_o = 0.159.$$

$$a_1 = 0.015.$$

$$T_n = 0.393 \text{ segundos.}$$

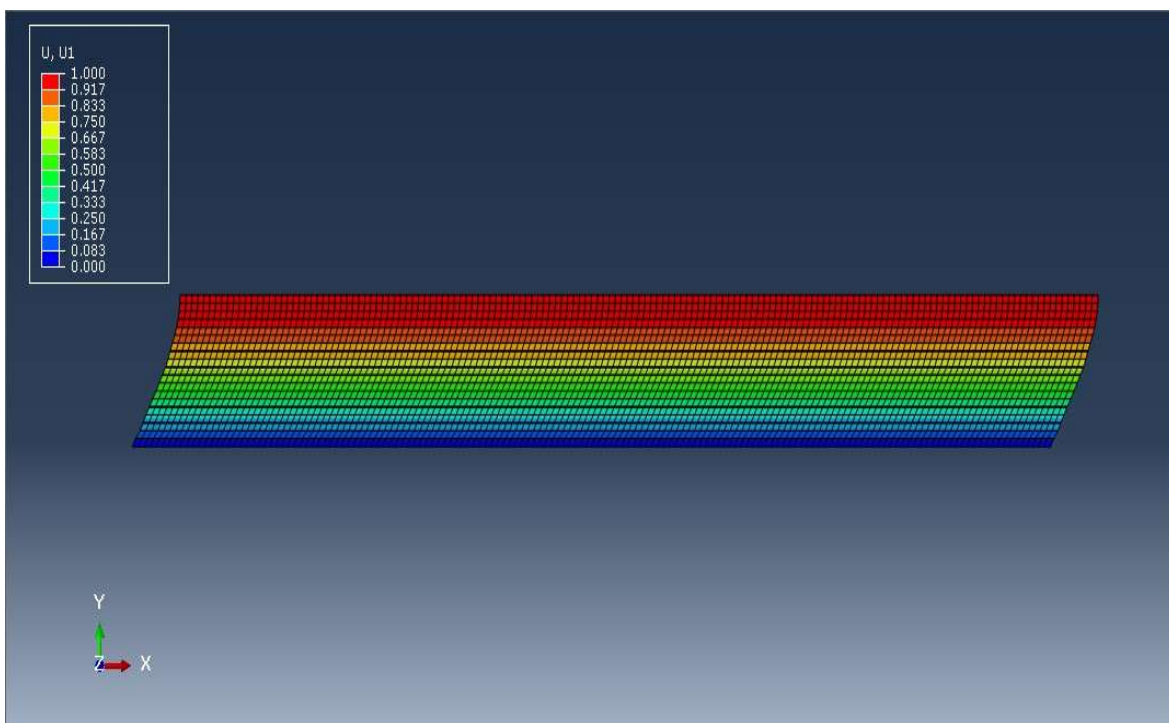


Figura 6.730. Análisis modal de la estratigrafía del subsuelo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.730**. Se realizó un análisis de frecuencias, con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración del suelo, a través de la formulación propuesta por el autor D´Apolonia, para obtener el módulo de elasticidad en función del número de golpes en un sondeo de penetración estándar, se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh y el periodo fundamental de vibración son:

$$a_o = 0.1108.$$

$$a_1 = 0.0215.$$

$$T_n = 0.547 \text{ segundos.}$$

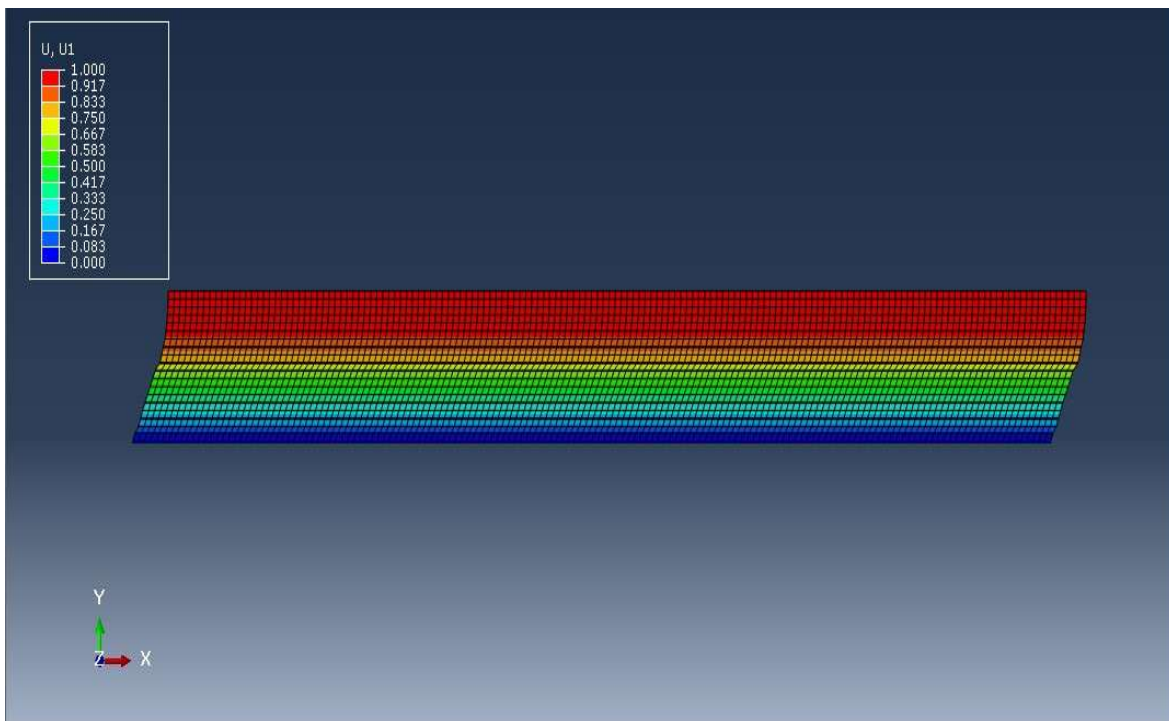


Figura 6.731. Análisis modal de la estratigrafía del subsuelo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.731**. Se realizó un análisis de frecuencias, con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración del suelo, a través de la formulación propuesta por el autor Bowles, para obtener el módulo de elasticidad en función del número de golpes en un sondeo de penetración estándar, se consideró una fracción

de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh y el periodo fundamental de vibración son:

$$a_o = 0.0557.$$

$$a_1 = 0.0419.$$

$$T_n = 1.128 \text{ segundos.}$$

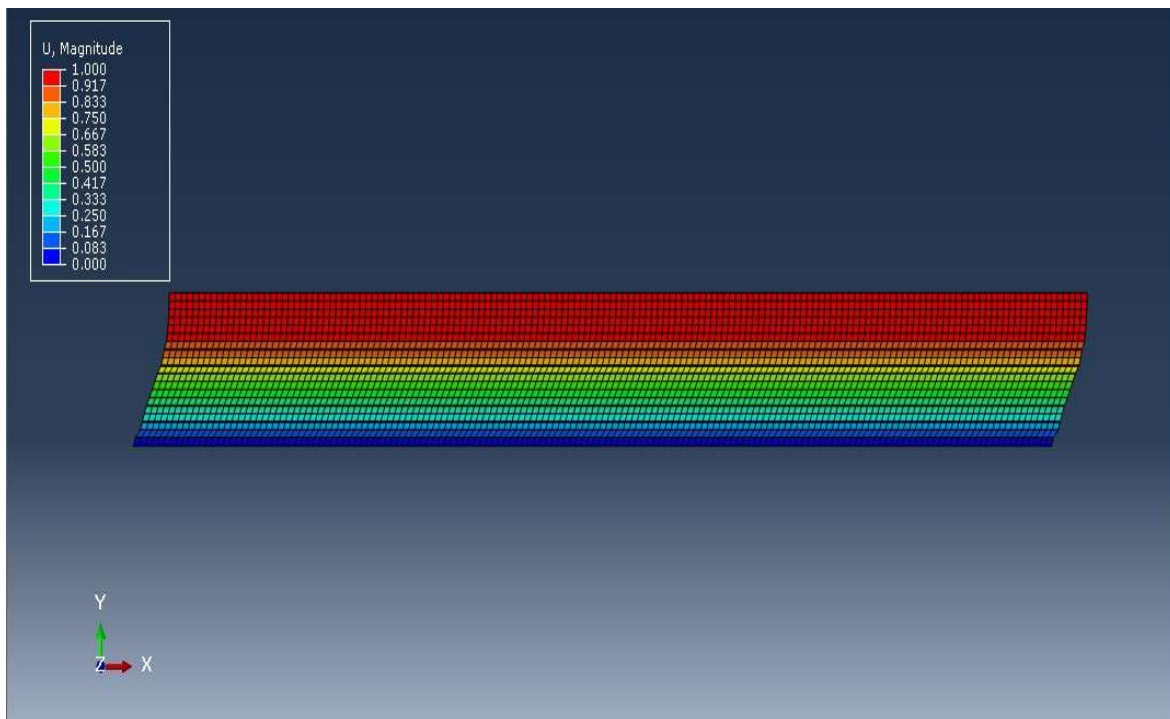


Figura 6.732. Análisis modal de la estratigrafía del subsuelo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.732**. Se realizó un análisis de frecuencias, con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración del suelo, a través de la formulación propuesta por el autor Beguemann, para obtener el módulo de elasticidad en función del número de golpes en un sondeo de penetración estándar, se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh y el periodo fundamental de vibración son:

$$a_o = 0.0698.$$

$$a_1 = 0.0333.$$

$$T_n = 0.906 \text{ segundos.}$$

Después de realizar un análisis de frecuencias con los diferentes módulos de elasticidad obtenidos por diversos autores, se obtuvieron los periodos fundamentales de vibración del suelo, con una fracción de amortiguamiento del 5%, con lo cual se observó que ninguno de los periodos se acercaba al periodo del suelo, pero ya calibrado, es decir, con un periodo fundamental de vibración de 0.23 segundos.

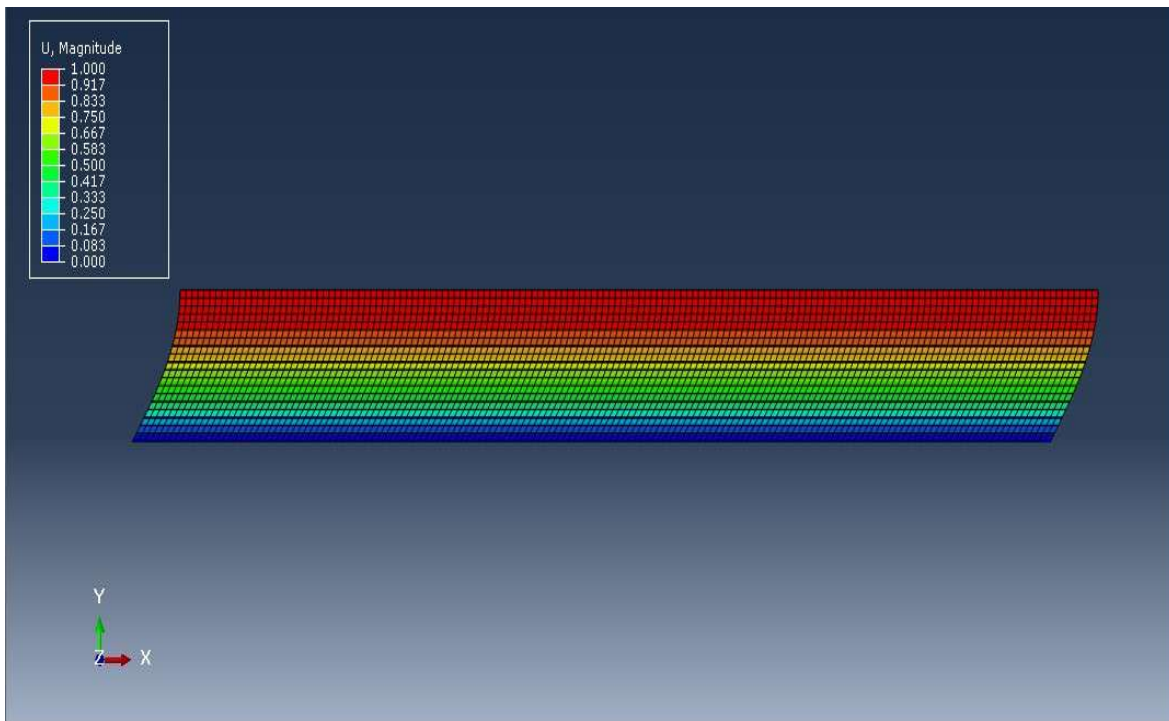


Figura 6.733. Análisis modal de la estratigrafía del subsuelo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.733**. Se realizó un análisis de frecuencias, con la finalidad de determinar el periodo fundamental de vibración del suelo, considerando las propiedades (Masa y Rigidez) homogéneas en todos los estratos del suelo, se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de

Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del suelo, módulo de elasticidad, densidad promedio del suelo y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.271.$$

$$a_1 = 0.0087.$$

$$T_n = 0.23 \text{ segundos.}$$

$$E = 56000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.187 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.35.$$

Resumen de los periodos fundamentales de vibrar del suelo					Tn (Periodo calibrado)
Periodos	Meigh y Nixon	D'Apolonia	Bowles	Beguemann	
Tn (S)	0.393	0.5477	1.128	0.906	0.23

Figura 6.734. Periodos fundamentales de vibración obtenidos a través de formulaciones empíricas y el correspondiente calibrado.

En la **Figura 6.734.** Como se puede apreciar, los periodos fundamentales de vibrar del suelo, calculados a través de las formulaciones propuestas por diversos autores (Meigh y Nixon, D'Apolonia, Bowles y Beguemann), son muy variables, el periodo fundamental de vibración del suelo calculado a través de la fórmula propuesta por los autores Meigh y Nixon es el que más se aproxima al periodo fundamental de vibración calibrado, cuyos datos se muestran en la **Figura 6.733.** Pero los módulos de elasticidad que se obtuvieron con las fórmulas de dichos autores fueron el punto de partida para lograr una calibración del modelo. Por lo tanto, la estratigrafía del subsuelo, en el cual se encuentra asentada la majestuosa catedral de Morelia, junto con el subsuelo de sus plazas adyacentes, se representará como un solo estrato equivalente homogéneo, es decir, sus propiedades son iguales en cada uno de los estratos de suelo, en donde los valores de sus propiedades quedan representados

en la **Figura 6.733**. Cabe recordar que el periodo fundamental de vibración del suelo se obtuvo a través de una campaña de vibración ambiental y se comprobó a través del método de Zeevaert.

6.8 ANÁLISIS MODAL DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA EN ABAQUS.

Dado que ya se logró realizar la calibración del subsuelo de la catedral de Morelia de manera exitosa, ahora es necesario definir las dimensiones de la cimentación, la cual, es un pedraplén de cantera (Ignimbrita), además de mencionar la forma en que analizaremos la catedral de Morelia.

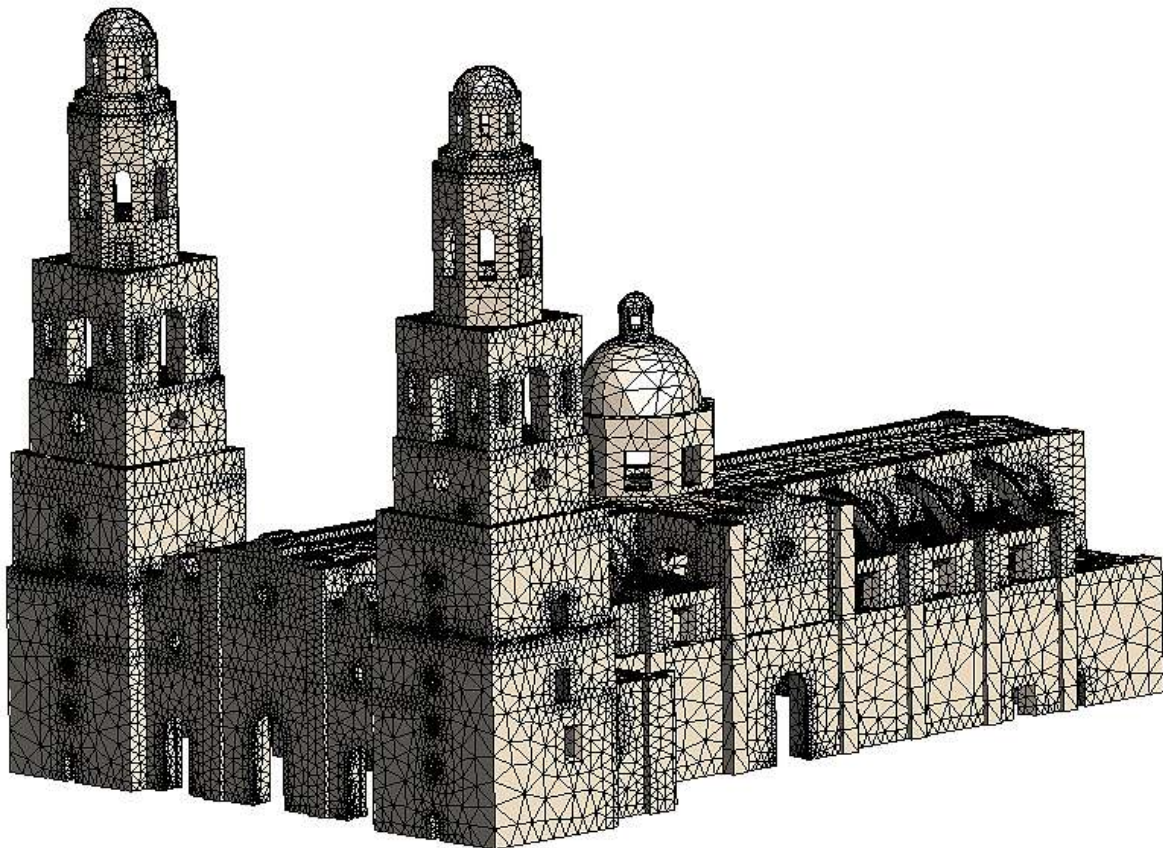


Figura 6.811. Modelo numérico de la catedral de Morelia en el software GID 14.0.1.

Se puede apreciar de forma clara en la **Figura 6.811**. La majestuosidad y su impresionante diseño arquitectónico y configuración estructural compleja, tanto en planta como en elevación de la emblemática catedral de Morelia.

En la actualidad se cuenta con el único modelo numérico en el mundo de la catedral de Morelia, en el programa GID.14.0.1, sin considerar su cimentación, ni los estratos de suelo en los cuales se encuentra sustentada la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, es de suma importancia optimizar el mallado del modelo de dicha catedral, ya que al discretizar en un gran número de elementos finitos el sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia, tomara gran cantidad de tiempo en analizar estructuralmente Abaqus dicho sistema.

Es bastante impresionante y complejo el modelo de la catedral de Morelia, dicho modelo se encuentra en 3D, si consideramos el conjunto suelo-cimentación-estructura en el análisis estructural en 3D, se obtendrán aproximadamente 1 millón de elementos finitos hexaédricos, por lo que analizarlo de tal manera no es la mejor opción, por cuestiones de demanda computacional. Por lo que llego a la conclusión de analizar la catedral de Morelia a través de macroelementos en 2D.

El concepto de macroelemento nos permite de manera más adecuada realizar un análisis estructural en las partes más vulnerables de la catedral, dichas partes se encuentran caracterizadas por mecanismos de colapso parciales, por lo tanto, la respuesta global de la estructura es la suma de lo que contribuye cada macroelemento presente en la estructura, cabe recordar que los macroelementos no se aplican a palacios o conventos, solo a estructuras con elementos arquitectónicos repetitivos, como lo es la catedral de Morelia.

Por lo tanto, necesitamos calcular el periodo fundamental de vibración del sistema suelo-cimentación-estructura(macroelemento), a través de un análisis de frecuencias (perturbación lineal), cabe recordar que sigue siendo un análisis elástico-lineal.

De igual manera, emplearemos el programa denominado Abaqus, el cual es un programa de análisis de elementos finitos de propósito general, de gran capacidad

para el análisis estructural, como se ha venido mencionando. Abaqus se empleará para realizar el análisis estructural del sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia, a través del método de elementos finitos en 2D.

En necesario definir las dimensiones de la cimentación de la catedral de Morelia, en la realidad no hay documentación que exponga las medidas oficiales con la que se llegó a construir su cimentación, pero se conocen reglas empíricas, las cuales utilizaban los antiguos constructores, una de ellas es la siguiente:

$$D = 0.1 * H \dots\dots\dots(6.81)$$

Donde:

D: Es la profundidad de desplante de la cimentación (pedraplén).

H: Es la altura de la antigua construcción.

La **Fórmula 6.81**. Nos dice de manera aproximada que la profundidad de desplante de la cimentación (pedraplén) de la catedral de Morelia es del 10% de su altura, en este caso consideraremos la altura de la nave principal, cuya altura es de 20.60 metros (considerando el espesor y rellenos de la nave principal, el cual es de 1 metro).

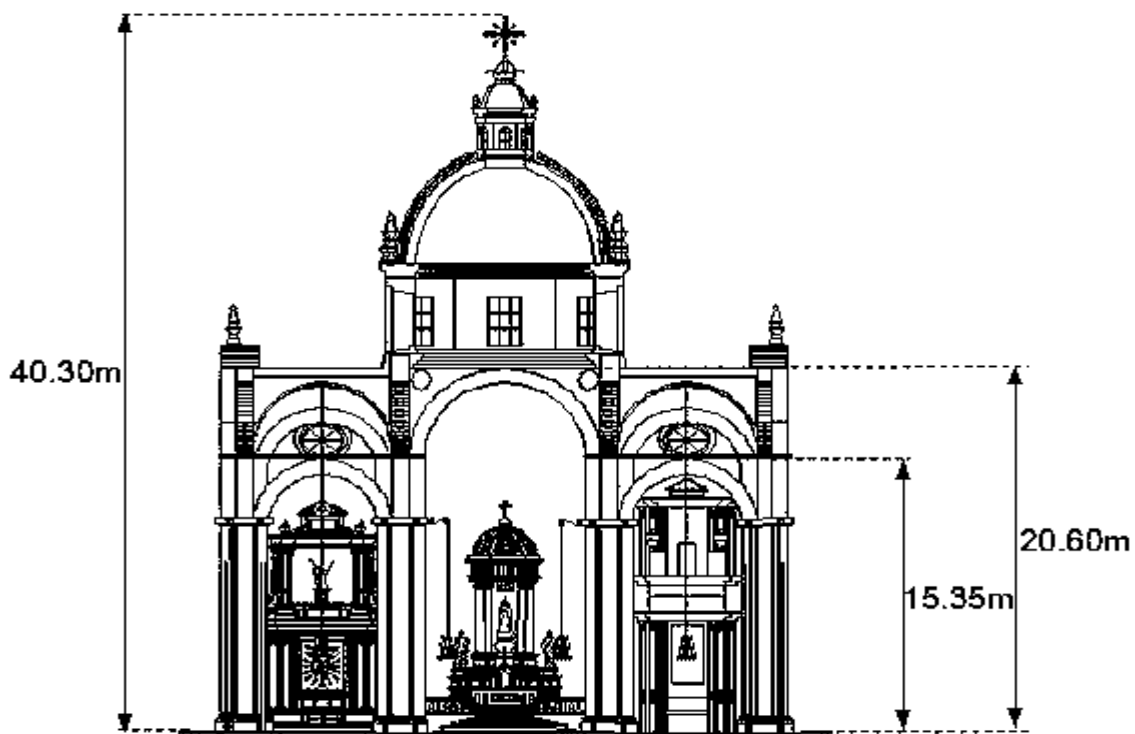


Figura 6.812. Altura de las naves (principal y secundarias) de la catedral de Morelia.

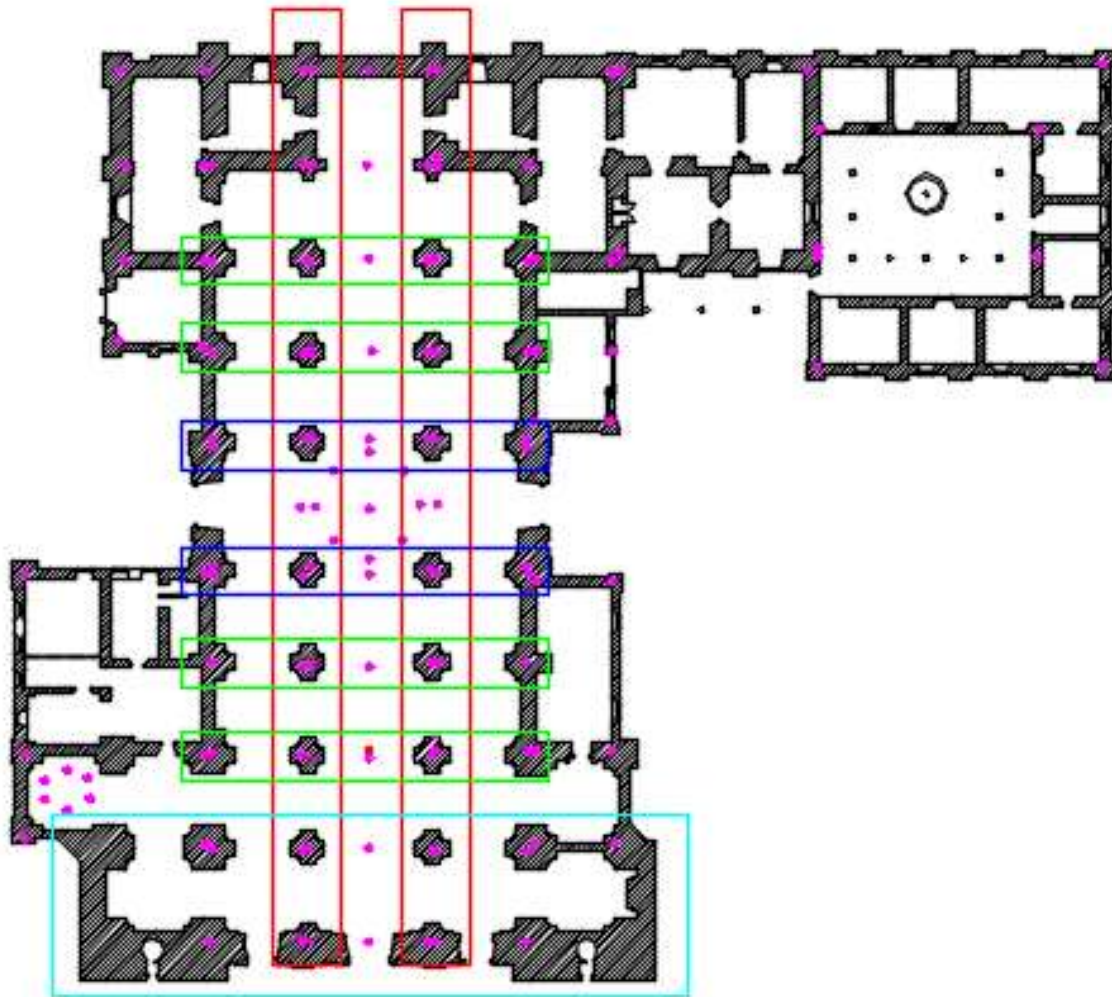


Figura 6.813. Planta de la catedral de Morelia, localización de los macroelementos, pórticos tipo (color verde), pórticos transepto (color azul), pórticos longitudinales (color rojo) y la fachada principal de la catedral de Morelia (color azul cielo).

En la **Figura 6.813**. Se puede apreciar la localización de los diferentes macroelementos de la emblemática catedral de Morelia, que se analizarán más adelante, en este presente trabajo. Es necesario definir las dimensiones de la cimentación de dicha catedral, lo cual se realizará a través de alguna expresión matemática (**Fórmula 6.81**), las cuales las utilizaban los antiguos constructores para definir la profundidad de desplante de las cimentaciones según la altura de la construcción.

Por lo tanto, la profundidad de desplante de la cimentación es de 2.06 metros, para fines constructivos, es muy difícil realizar un desplante de la cimentación (pedraplén) de este valor, por lo que supondremos que el desplante de la cimentación (pedraplén) de la majestuosa catedral de Morelia es de 2 metros.

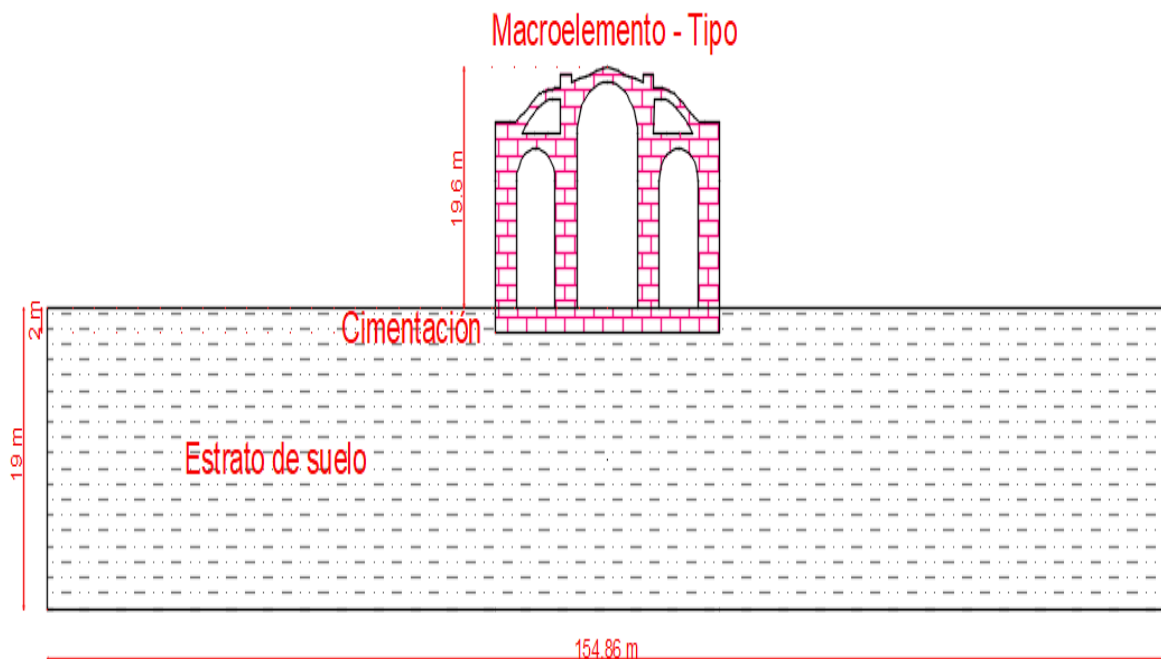


Figura 6.814. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Pórtico tipo) de la catedral de Morelia.

La **Figura 6.1814**. Se representa el sistema suelo-cimentación-estructura, cabe mencionar que el estrato de suelo es homogéneo, el cual ya fue calibrado mediante un análisis de perturbación lineal (análisis de frecuencias), la cimentación (pedraplén) está construida con cantera de buena calidad, al igual, que la emblemática catedral de Morelia, lo cual quiere decir, que tanto los macroelementos y su cimentación tendrán la misma caracterización (densidades, módulos de elasticidad), cabe mencionar que el análisis sigue siendo del tipo elástico-lineal en 2D, cuyo espesor del sistema suelo-cimentación-macroelemento es de 1.524 metros.

Por lo tanto, el sistema suelo-cimentación-macroelemento se analizará por medio de un análisis de perturbación lineal en Abaqus (análisis de frecuencias) con la finalidad de calcular su periodo fundamental de vibración, cabe mencionar que el estrato de suelo ya está calibrado, por lo que, solo es necesario calibrar el sistema cimentación-macroelemento, empleando una fracción de amortiguamiento del 5%, con la finalidad de emplear un amortiguamiento clásico.

Material	Peso Volumétrico(T/M3)	Densidad(T*S2/M4)	Resistencia a compresión (T/M2)	Resistencia a cortante (T/M2)	Módulo de elasticidad (T/M2)
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2	0.2039	100 - 150	5	50000
Mampostería de piedra de buena calidad	2	0.2039	300	20	200000

Figura 6.815. Propiedades mecánicas típicas de la mampostería en edificios históricos.

En la **Figura 6.815**. Se representan las propiedades mecánicas de la mampostería típica en edificios históricos, la cual, será el punto de partida para realizar la calibración del sistema suelo-cimentación-macroelemento. Suponiendo que la cimentación (pedraplén) y el macroelemento fueron construidos con cantera extraída del mismo banco de materiales, con lo cual suponemos que poseen las mismas propiedades mecánicas.

El sistema mostrado en la **Figura 6.814**. Fue calibrado empleando como punto de partida, los datos de las propiedades mecánicas de la mampostería representados en la **Figura 6.815**. El periodo fundamental de vibración en las naves es de 0.38 segundos, el cual fue obtenido a través de la técnica de vibración ambiental, por lo tanto, es el punto de llegada, cabe mencionar que las propiedades mecánicas del suelo anteriormente calibradas no se modificaran absolutamente en nada, es decir, se utilizara el mismo estrato de suelo calibrado en todos los macroelementos de la emblemática catedral de Morelia.

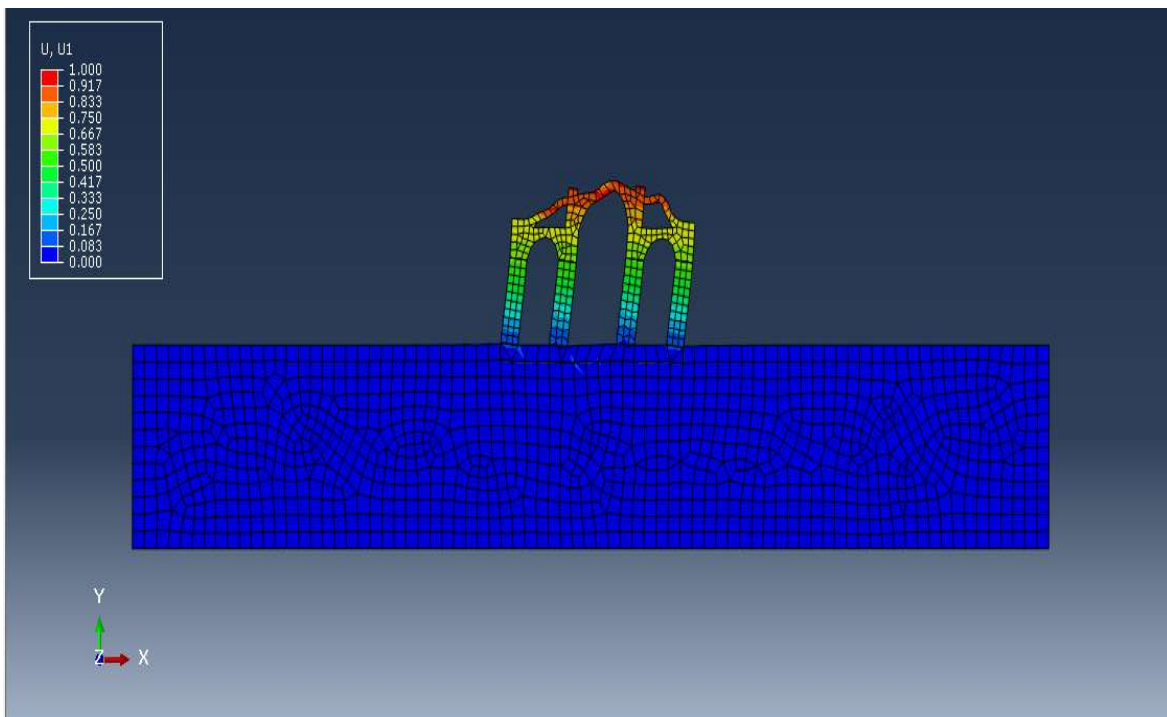


Figura 6.816. Análisis modal del pórtico tipo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.816**. Se puede apreciar el sistema suelo-cimentación-pórtico tipo, en el cual se observa el primer modo de vibrar, calculado a través de un análisis de frecuencias (Perturbación lineal), se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad de la cantera, densidad de la cantera y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.192.$$

$$a_1 = 0.01.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E = 800000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.2039 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.20.$$

Es muy importante mencionar, que el sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelementos) se están analizando con elementos finitos bidimensionales tipo deformación plana, se decidió analizar el sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelementos) como deformación plana, ya que en realidad son continuos, es decir, los macroelementos transversales están restringidos por los muros perimetrales de la catedral de Morelia, por lo que se descartó analizarlos como elementos finitos bidimensionales tipo esfuerzo plano, al igual que la cimentación, en el caso del estrato de suelo, se encuentra restringido en el eje coordenado "Z", por lo cual se analiza como deformación plana, en el caso del análisis de la fachada principal de la catedral de Morelia, se analizara como esfuerzo plano, ya que es el caso contrario a los demás macroelementos.

Dado que estamos trabajando en el plano cartesiano "XY", el sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelementos) son modelados a través de elementos finitos bidimensionales tipo deformación plana, lo cual quiere decir, que existe una restricción en el eje coordenado "Z", por lo cual existe un esfuerzo en dicha dirección del plano cartesiano, pero la deformación en esa misma dirección es nula.

Después de analizar el pórtico tipo, es necesario analizar el pórtico-transepto, a través de un análisis de perturbación lineal (análisis de frecuencias), con la finalidad de calibrar dicho modelo. De igual manera, el estrato de suelo permanecerá con sus mismas características al momento de ser calibrado.

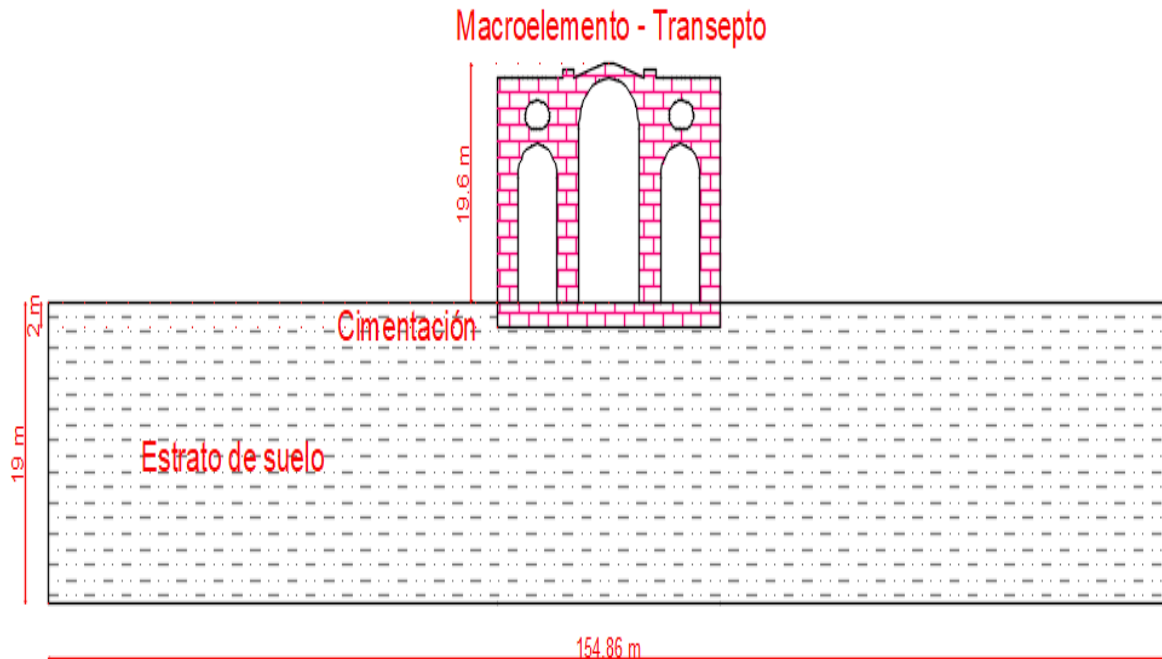


Figura 6.817. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Pórtico-Transepto) de la catedral de Morelia.

En la **Figura 6.817**. Se representa el sistema suelo-cimentación-estructura (Pórtico-transepto), el cual se calibrará para obtener un periodo fundamental de vibración de 0.38 segundos, con una fracción de amortiguamiento del 5%, a través de un análisis de perturbación lineal (análisis de frecuencias o análisis modal), el pórtico-transepto y la cimentación (pedraplén) se suponen que fueron construidas con la misma calidad de cantera.

El Pórtico-Transepto de la catedral de Morelia es el más crítico, ya que es el que sostiene a la cúpula y parte de las naves principales y secundarias, lo cual lo hace más vulnerable sísmicamente, debido al enorme peso de la cúpula, cabe mencionar que la cúpula tiene un peso de 736 toneladas aproximadamente.

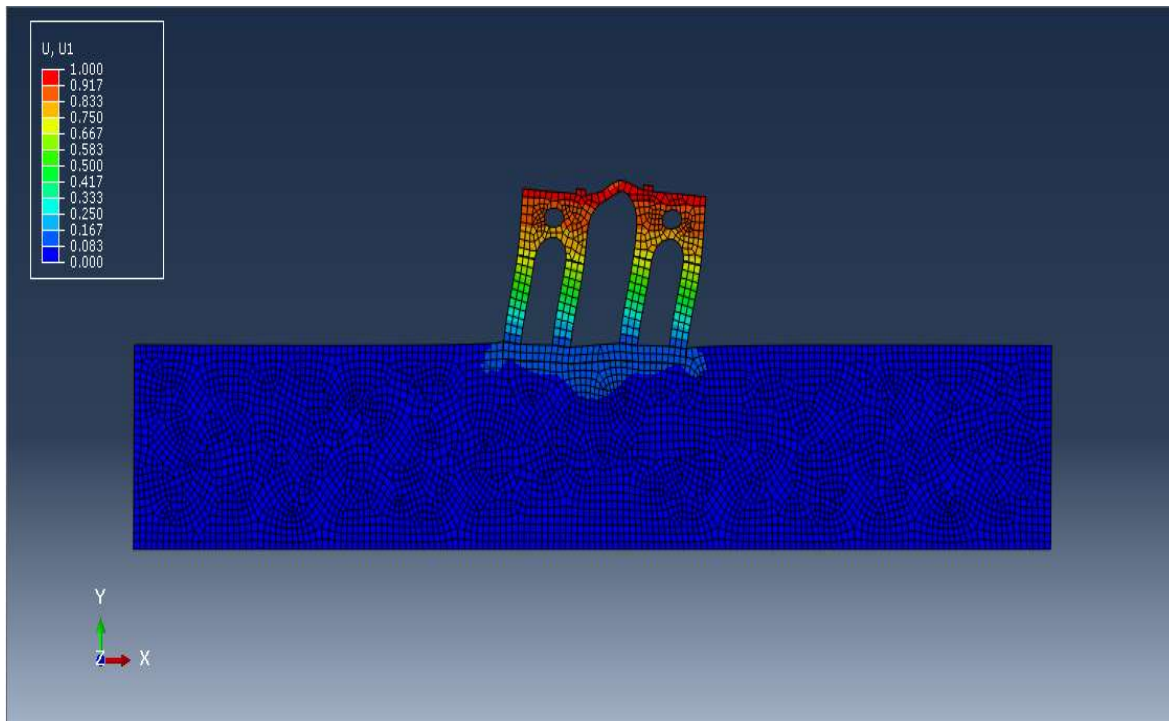


Figura 6.818. Análisis modal del Pórtico-transepto en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.818**. Se puede apreciar el sistema suelo-cimentación-pórtico transepto, en el cual se observa el primer modo de vibrar, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad, densidad promedio de la cantera y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.177.$$

$$a_1 = 0.0125.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E = 700000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.2039 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.20.$$

Por lo tanto, ahora analizaremos el pórtico-longitudinal, de igual manera a través de un análisis de perturbación lineal (análisis modal), con la finalidad de calibrarlo a un periodo de vibración fundamental de 0.38 segundos, dicho periodo fue obtenido a través de pruebas de vibración ambiental, de igual manera, el estrato de suelo seguirá con sus mismas características con las que se calibro anteriormente.

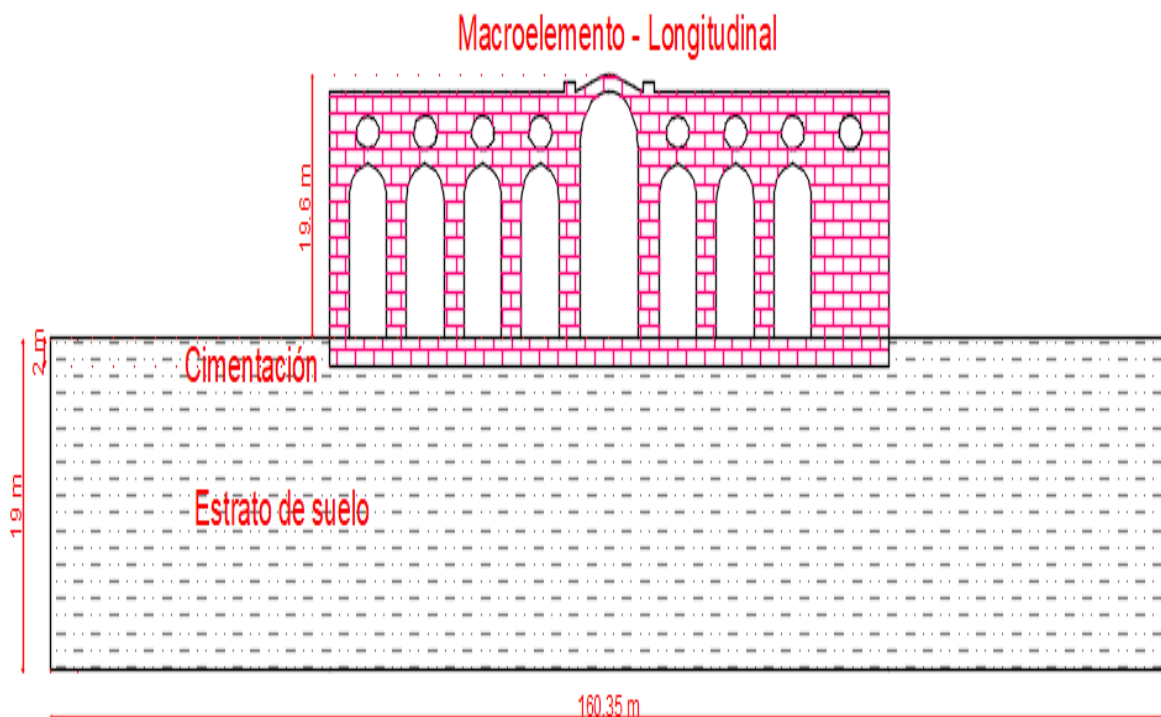


Figura 6.819. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Pórtico-Transepto) de la catedral de Morelia.

En la **Figura 6.819**. Se representa el sistema suelo-cimentación-estructura (Pórtico-longitudinal), el cual se calibrará para obtener un periodo fundamental de vibración de 0.38 segundos, con una fracción de amortiguamiento del 5%, a través de un análisis de perturbación lineal (análisis de frecuencias o análisis modal), el pórtico-transepto y la cimentación (pedraplén) se suponen que fueron construidas con la misma calidad de cantera. En este caso el estrato de suelo posee un ancho de 40 metros a cada lado, ya que en los otros macroelementos (Pórtico-Tipo y Pórtico-Transepto) se incluye todo el estrato de suelo de las plazas adyacentes.

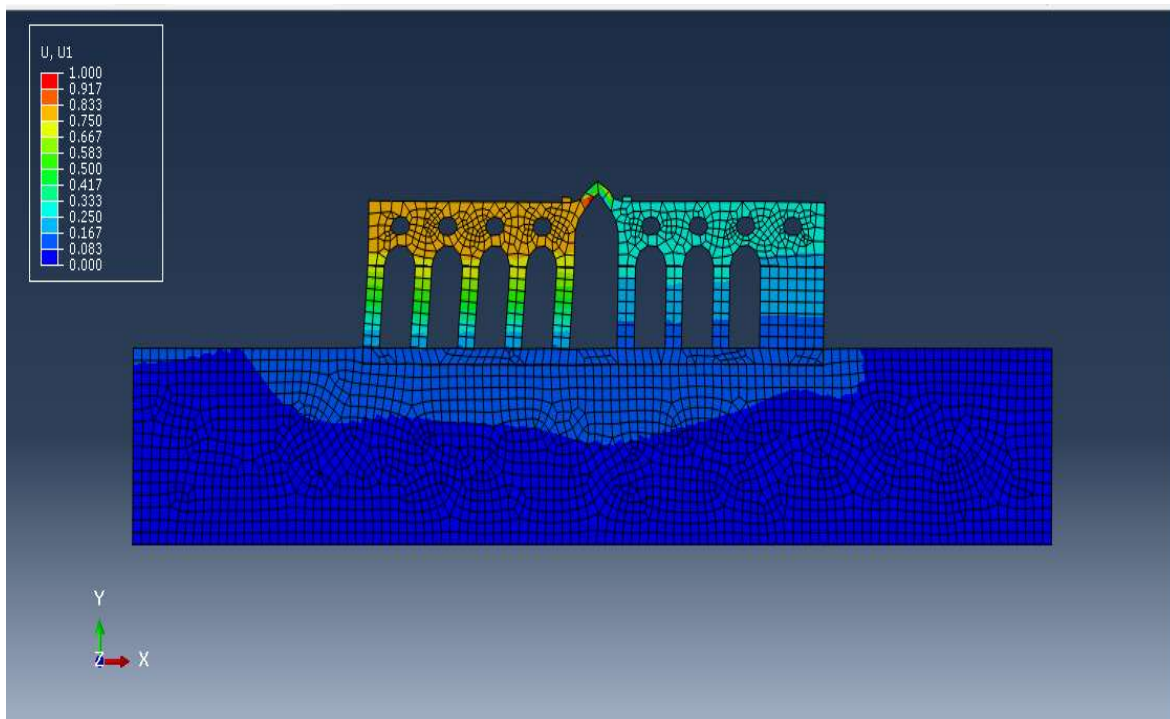


Figura 6.820. Análisis modal del Pórtico-longitudinal en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.820**. Se puede apreciar el sistema suelo-cimentación-pórtico longitudinal, en el cual se observa el primer modo de vibrar, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad de la cantera, densidad promedio de la cantera y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.178.$$

$$a_1 = 0.012.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E = 740000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.2039 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.20.$$

Ahora analizaremos el macroelemento de la fachada principal de la catedral de Morelia, de igual manera a través de un análisis de perturbación lineal (análisis modal), con la finalidad de calibrarlo a un periodo de vibración fundamental de 0.73 segundos, dicho periodo fue obtenido a través de pruebas de vibración ambiental, de igual manera, el estrato de suelo seguirá con sus mismas características con las que se calibro anteriormente.

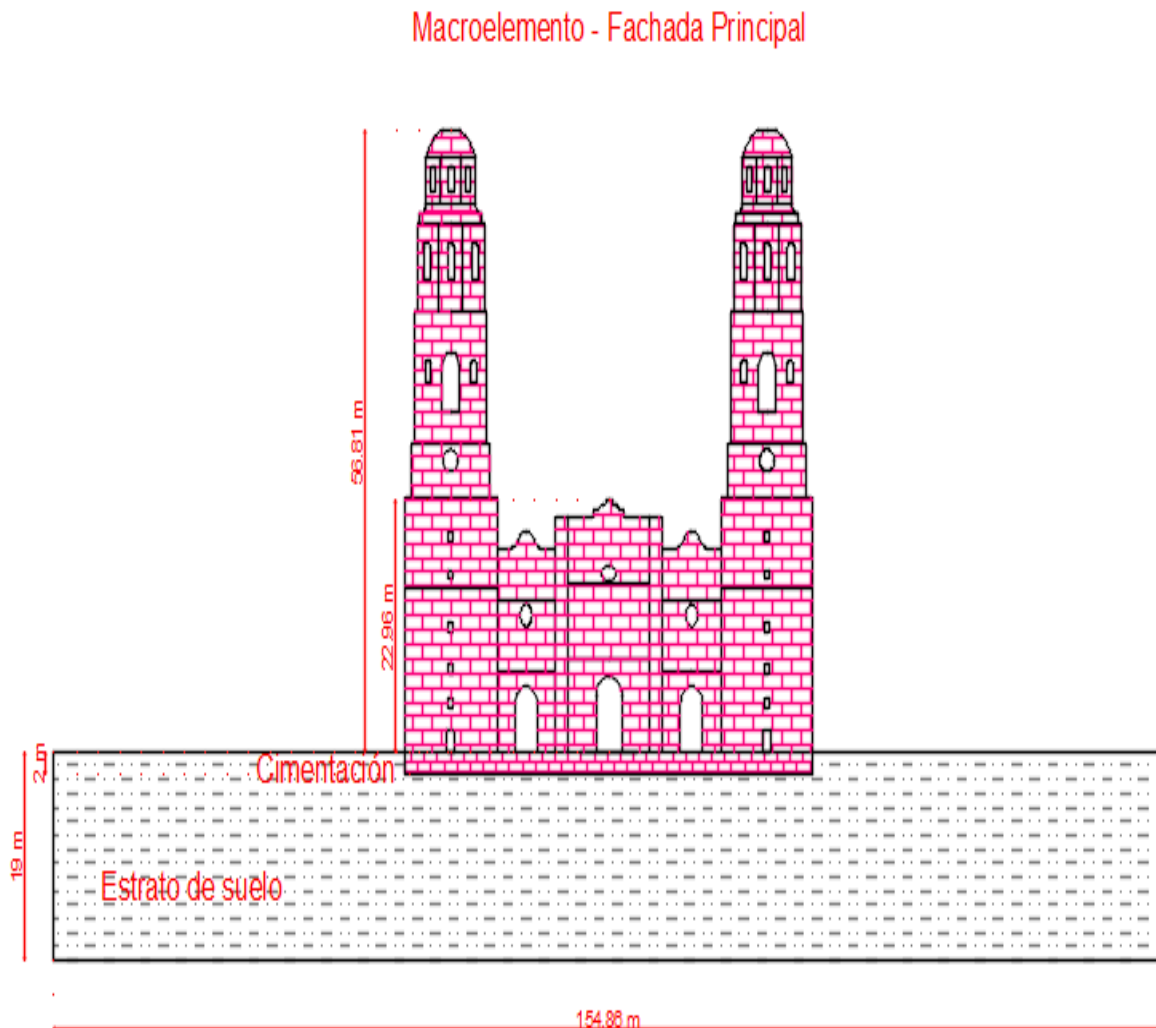


Figura 6.821. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Fachada Principal) de la catedral de Morelia.

En la **Figura 6.821**. Se representa el sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Fachada Principal), el cual se calibrará para obtener un periodo fundamental de vibración de 0.73 segundos, con una fracción de amortiguamiento del 5%, a través de un análisis de perturbación lineal (análisis de frecuencias o análisis modal), el Macroelemento-Fachada Principal y la cimentación (pedraplén) se suponen que fueron construidas con la misma calidad de cantera. En este caso el estrato de suelo posee un ancho de 154.86 metros, dado que se incluye todo el estrato de suelo de las plazas adyacentes.

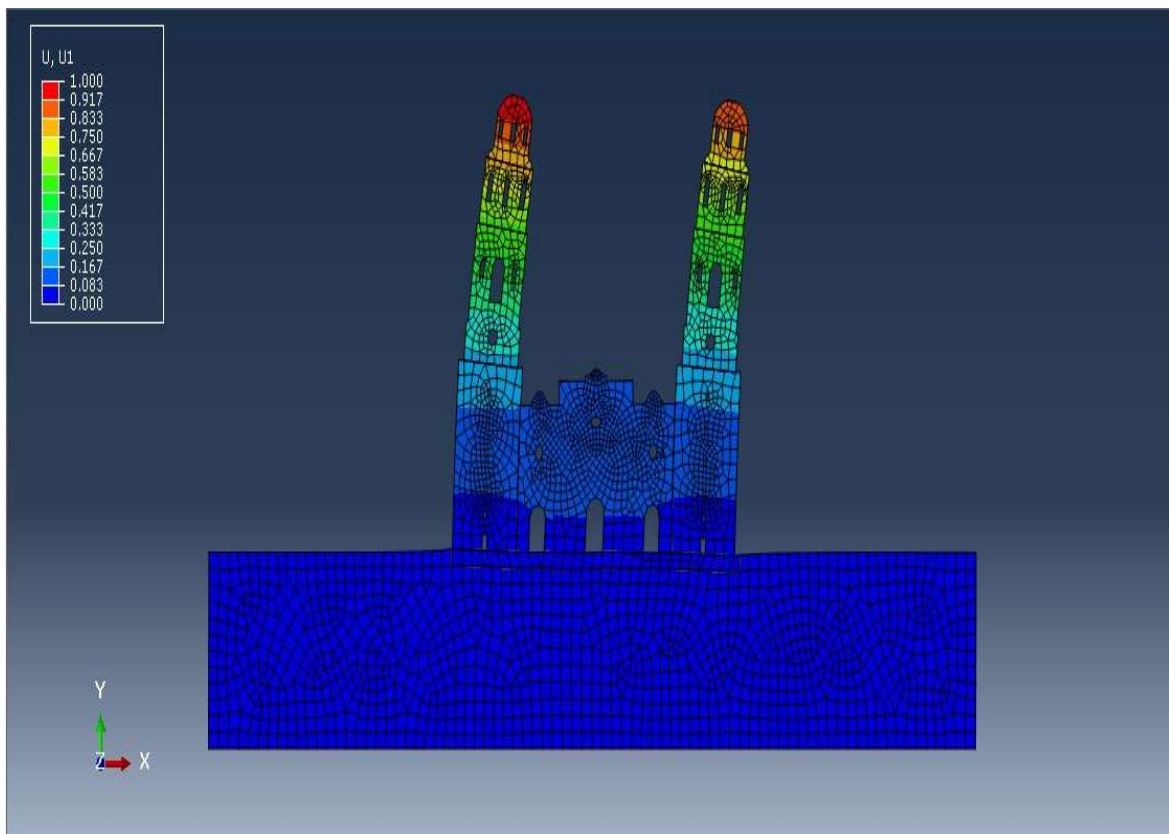


Figura 6.822. Análisis modal del macroelemento Fachada Principal en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 6.822**. Se puede apreciar el sistema suelo-cimentación-macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, en el cual se observa el primer modo de vibrar, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo

fundamental de vibración del suelo, módulo de elasticidad de la cantera, densidad promedio del suelo y el coeficiente de Poisson de la cantera son:

$$a_o = 0.10.$$

$$a_1 = 0.02.$$

$$T_n = 0.73 \text{ segundos.}$$

$$E (\text{cantera}) = 610000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho (\text{suelo}) = 0.187 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.20.$$

Es muy importante mencionar que el módulo de elasticidad del estrato de suelo, en el cual se encuentra asentada la catedral de Morelia, al igual que sus plazas adyacentes, fue de 120000 T/M². Solamente para este caso se utilizó dicho valor de elasticidad del suelo.

En todos los casos de análisis modal y en los casos de análisis dinámicos en la historia del tiempo, los macroelementos poseen un espesor calculado a través de inercias equivalentes y además una variación de densidades a través de áreas o volúmenes equivalentes.

CAPÍTULO 7. ANÁLISIS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

7.1 INTRODUCCIÓN.

En el capítulo anterior, se realizaron análisis de perturbación lineal, con la finalidad de calibrar y obtener el periodo fundamental de vibración del sistema suelo-cimentación-pórtico, cuyo periodo fue obtenido a través de una prueba de vibración ambiental.

Como se mencionó anteriormente, la interacción dinámica suelo-estructura ya sea del tipo inercial o cinemática son despreciables en este presente trabajo, pero es muy interesante mostrar como los estratos de suelo amplifican las ondas sísmicas, lo cual se ve reflejado en el espectro de diseño, comúnmente en la practica el espectro de diseño se calcula a través del Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS V4.1), de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), por lo cual calcularemos los espectros de diseño para diferentes casos, es decir, considerando las estratificaciones del suelo de la catedral homogéneo y considerando un estrato homogéneo equivalente.

Es muy importante mencionar que nuestra majestuosa catedral de Morelia, posee una importancia estructural (A), por lo que todos los espectros de diseño calculados mediante el programa PRODISIS, tendrán en sus ordenadas espectrales 5% de amortiguamiento crítico.

Cabe mencionar que, para considerar el suelo en los espectros de diseño, es necesario tener las propiedades dinámicas de cada estrato de suelo, es decir, necesitamos conocer la velocidad de ondas de cortante (V_s), el espesor de cada estrato de suelo y sus pesos volumétricos.

Por lo tanto presentaremos enseguida los espectros de diseño para los diferentes casos, es decir, macroelementos sin considerar el suelo, estrato de suelo equivalente homogéneo y estratificación del subsuelo con propiedades dinámicas del suelo obtenidas por diferentes autores.

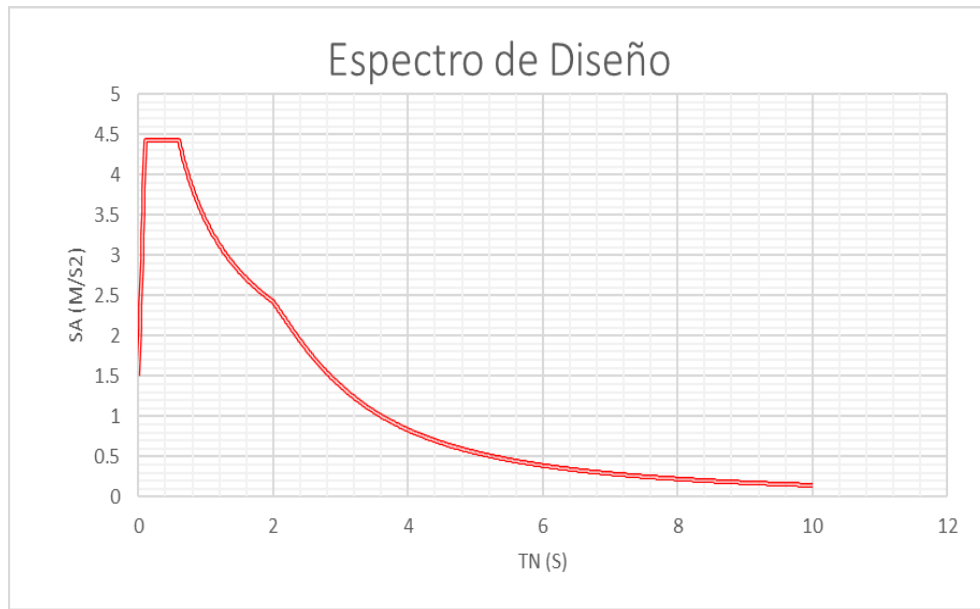


Figura 7.11. Espectro de diseño sin considerar el suelo.

En la **Figura 7.11**. Se puede apreciar el espectro de diseño sin considerar el suelo de la magnífica catedral de Morelia, en el cual se puede observar que la máxima Pseudo-Aceleración (SA) es de 4.42 M/S^2 .



Figura 7.12. Espectro de diseño considerando el un estrato equivalente.

En la **Figura 7.12**. Se puede apreciar el espectro de diseño considerando un estrato equivalente homogéneo del suelo de la magnífica catedral de Morelia, en el cual se puede observar que la máxima Pseudo-Aceleración (SA) es de 15.84 M/S^2 .

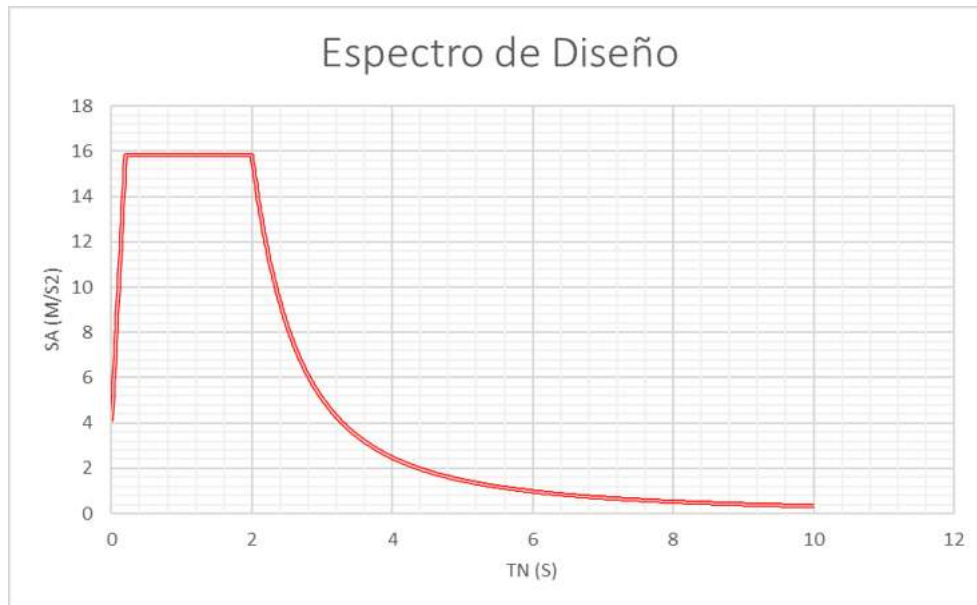


Figura 7.13. Espectro de diseño considerando la estratificación del suelo.

En la **Figura 7.13**. Se puede apreciar el espectro de diseño considerando la estratificación del subsuelo de la magnífica catedral de Morelia, en el cual se puede observar que la máxima Pseudo-Aceleración (SA) es de 15.84 M/S^2 . Es importante recordar que las velocidades de ondas de cortante para cada estrato fueron obtenidas a través de la **Fórmula (6.717)** clásica de la dinámica de suelos, la cual está en función del módulo de rigidez dinámico (G) y la densidad del material, donde la variación del módulo de rigidez dinámico (G) con respecto al incremento de la profundidad, con base en la formulación de los siguientes autores: Yorhito, Ohsaki y Ryoji Iwasaki, (1973), **Figura 6.720**.

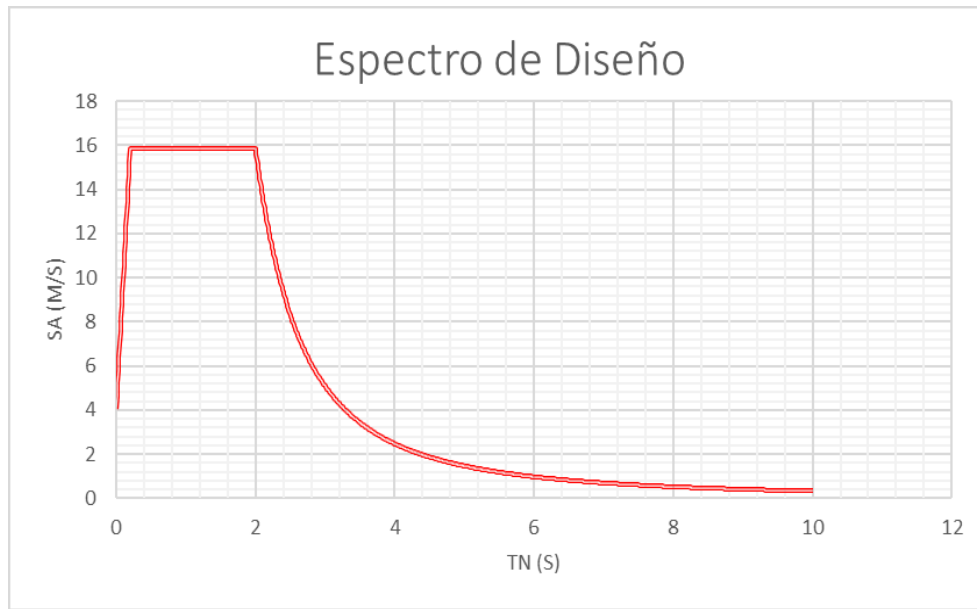


Figura 7.14. Espectro de diseño considerando la estratificación del suelo.

En la **Figura 7.14**. Se puede apreciar el espectro de diseño considerando la estratificación del subsuelo de la magnífica catedral de Morelia, en el cual se puede observar que la máxima Pseudo-Aceleración (SA) es de 15.84 M/S^2 . Es importante recordar que las velocidades de ondas de cortante para cada estrato en este caso, fueron obtenidas a través de la **Fórmula (6.715)**, dicha fórmula relaciona la velocidad de ondas de cortante con los golpes obtenidos en una prueba de penetración estándar, fue propuesta por los autores: Imai, Tonouchi y Uchiyama (1984).

Resumiendo, la Pseudo-Aceleración obtenida en el espectro de diseño mediante el programa PRODISIS, sin considerar el suelo es mucho menor (4.42 M/S^2) que la Pseudo-Aceleración obtenida considerando la estratificación del suelo y el estrato homogéneo equivalente (15.84 M/S^2), por lo que se obtienen un factor de amplificación de 3.58.

7.2 DEMANDA SÍSMICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Como es de saberse, la respuesta sísmica de una estructura es dependiente de la demanda sísmica, además la respuesta sísmica de la estructura depende de la estabilidad de las masas de suelo en las que se encuentre asentada dicha estructura, anteriormente se demostró a través de la velocidad de ondas de cortante, que el suelo en el que se encuentra asentada la catedral de Morelia es del tipo firme.

La catedral de Morelia fue construida a través de varias etapas de construcción, cuyo proceso constructivo fue de 84 años, el material empleado fue cantera denotada por su color rosa, lo cual implica que dicha catedral presenta un comportamiento rígido, es decir, posee periodos naturales de vibración cortos y por lo tanto altas frecuencias, por lo que se presentara el fenómeno de amplificación de las aceleraciones en la catedral de Morelia. Lo cual implica que un sismo de campo cercano provocara mayores daños estructurales y no estructurales que un sismo de campo lejano, ya que el sismo de campo lejano se caracteriza por poseer periodos naturales de vibración largos y frecuencias bajas.

Generalmente en el análisis estructural de edificios históricos a lo largo de la república mexicana, se desprecia la componente vertical del acelerograma, es decir, solo se consideran en el análisis las componentes horizontales del sismo, las cuales son ortogonales entre sí. Pero en realidad dicha componente vertical del sismo causa severos daños a estructuras del tipo histórico, en donde dicha componente vertical toma mayor magnitud en sismos de campo cercano.

Dado que se decidió analizar la catedral de Morelia a través de macroelementos bidimensionales en el plano cartesiano, solo se utilizará una componente horizontal en el análisis dinámico en la historia del tiempo, despreciando así la componente vertical, cabe mencionar que de las componentes horizontales de cada acelerograma se considerará la de mayor aceleración.

Es muy importante mencionar que México es un país que se encuentra localizado en una zona altamente sísmica, por lo que es de suma importancia analizar la respuesta estructural de los distintos edificios históricos ante sismos de diferente magnitud. Por lo que se consideran conjuntos de acelerogramas de los sismos ocurridos el 7 de septiembre del 2017, 19 de septiembre del 2017 y 3 de marzo del 2019.

El sismo ocurrido el 7 de septiembre del 2017 con magnitud de momento de 8.2, a las 23:49:18 horas, con localización en el golfo de Tehuantepec, con una distancia epicentral de 133 kilómetros al suroeste de Pijijiapan en el Estado de Chiapas, con un foco o hipocentro localizado a 58 kilómetros, se produjo como resultado de fallas normales en una profundidad intermedia, las soluciones de mecanismos focales para el sismo indican que se produjo un deslizamiento ya sea en una falla que se sumerge muy poco hacia el sureste o en una falla de inmersión abrupta, este sismo fue sentido en el centro y sur del país, dos días después de ocurrido el sismo, se registraron 482 réplicas y a los 15 días se habían registrado ya 4326 réplicas, cuya distribución abarca todo el golfo de Tehuantepec (Servicio Sismológico Nacional).

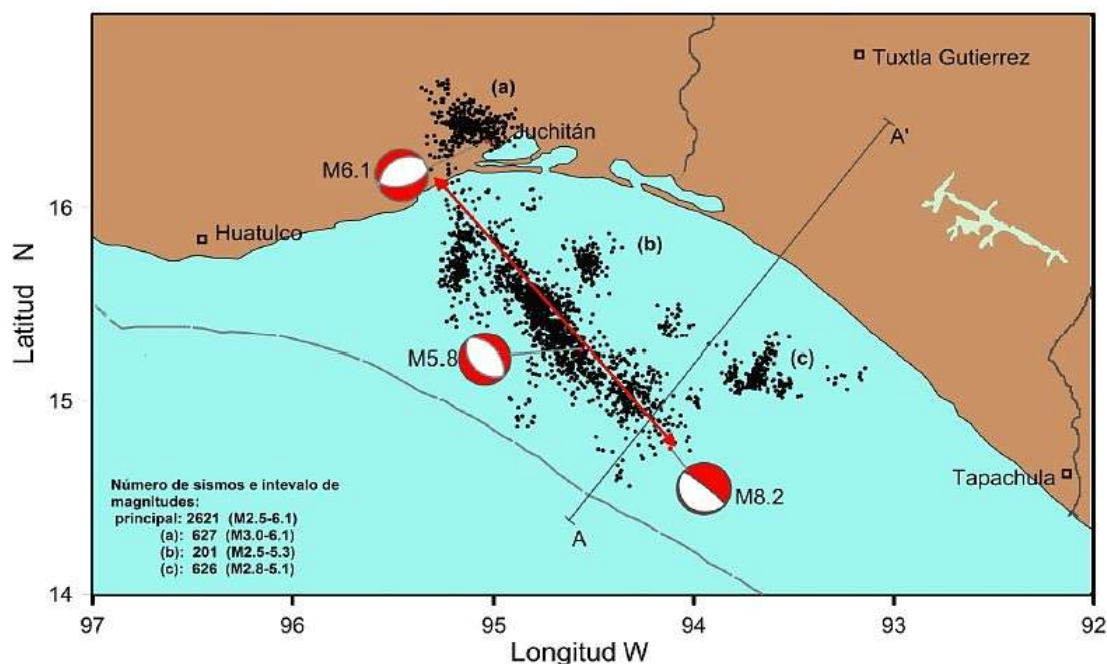


Figura 7.211. Sismicidad registrada el 7 de septiembre del 2017 en el golfo de Tehuantepec. (Fuente: Servicio Sismológico Nacional).

Al ocurrir el sismo principal, de manera inmediata se registraron una gran cantidad de réplicas a lo largo del plano de falla, el cual tiene aproximadamente una longitud de 230 kilómetros (Servicio Sismológico Nacional).

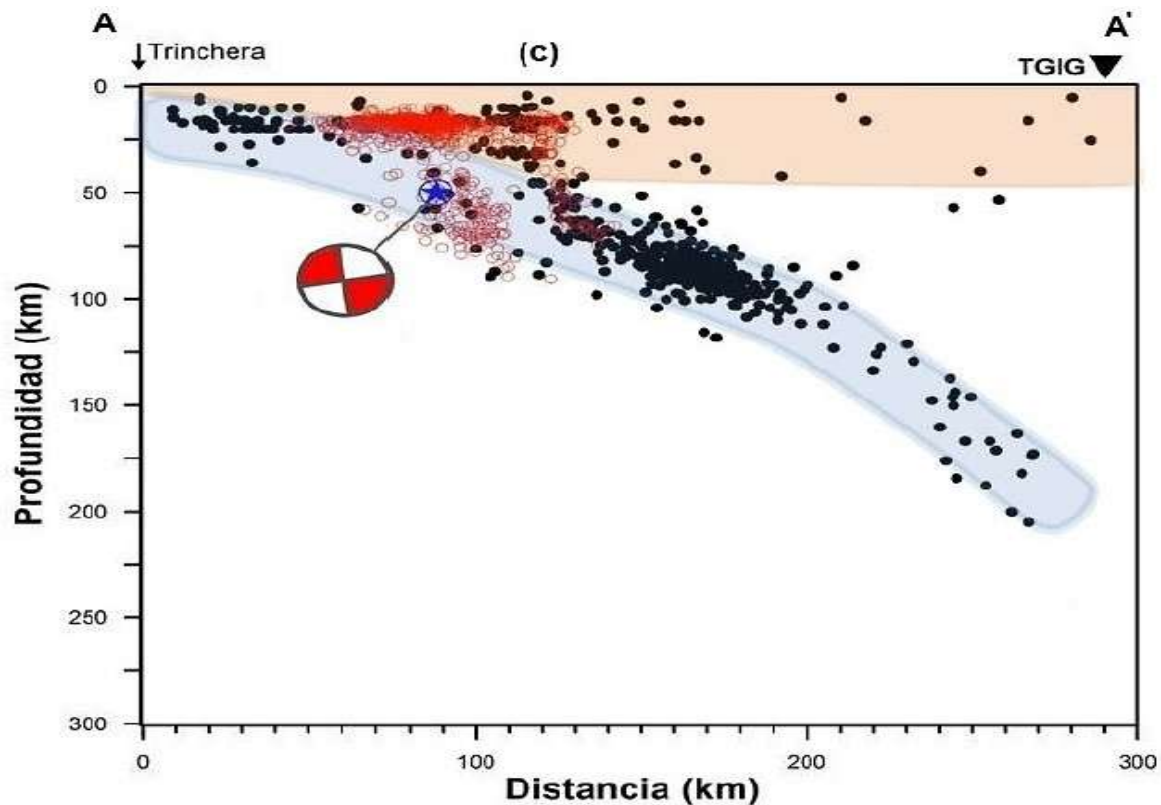


Figura 7.212. Sección epicentral perpendicular a la trinchera Mesoamericana. (Fuente: Servicio Sismológico Nacional).

En la **Figura 7.212**. Se puede apreciar una sección a la trinchera mesoamericana (sección A-A') de la **Figura 7.211**, en la cual se puede apreciar el hipocentro del sismo principal (circulo con estrella azul), la región de réplicas sugiere que el sismo rompió la litosfera completa, también se puede apreciar que bajo el inciso (c) se observa una falla paralela con la misma tendencia, los puntos de color negro corresponden a la sismicidad histórica entre los años 2000 - 2016, la zona sombreada en color azul es una idea de la geometría de la placa tectónica de cocos bajo la placa tectónica de Norteamérica (Servicio Sismológico Nacional).

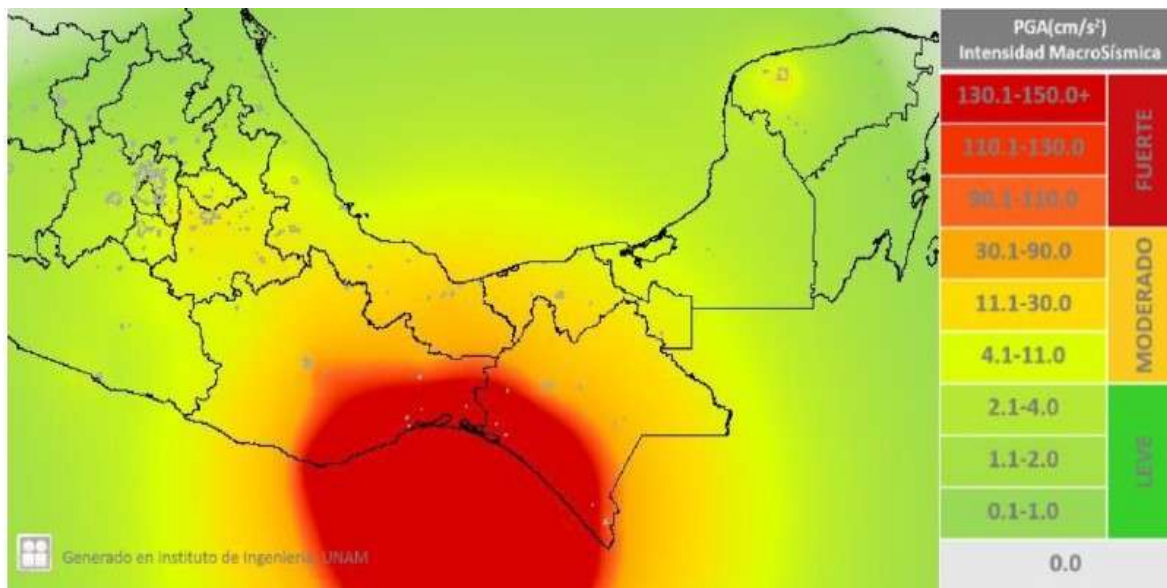


Figura 7.213. Mapa de intensidades del temblor del 7 de septiembre del 2017. (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

En la **Figura 7.213**. Se puede observar con completa claridad que las intensidades máximas se encuentran localizadas en la región del Golfo de Tehuantepec, lo cual implica que las ciudades costeras son las que más afectadas resultaron por el sismo del 7 de septiembre del 2017 (Instituto de Ingeniería de la UNAM).

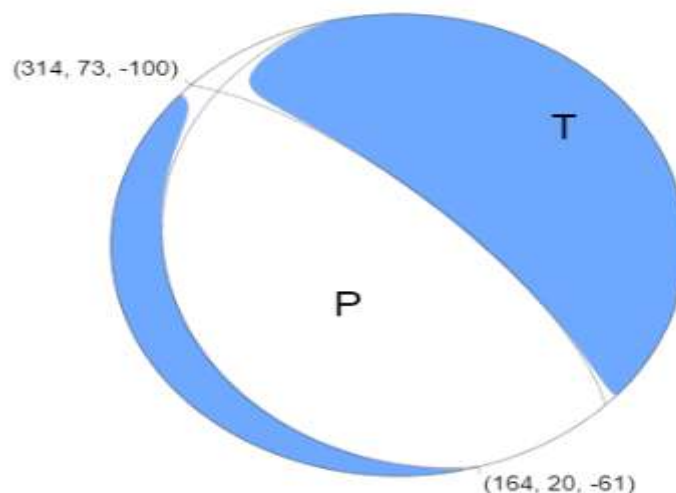


Figura 7.214. Tensor de momento del sismo del 7 de septiembre del 2017 (Fuente: USGS).

Las zonas más afectadas fue Juchitán en el Estado de Oaxaca, en donde el palacio municipal construido a base de adobe en el año de 1860, fue completamente destruido y en el Estado de Chiapas, en donde 52 templos sufrieron daños, en este lugar la catedral de San Cristóbal presento graves daños en sus elementos estructurales, principalmente en sus columnas, además las capillas presentan severos daños, específicamente el templo de San Vicente Ferrer (Fuente: https://ern.com.mx/boletines/Boletin_ERNterate_DanosSismo_070917.pdf).



Figura 7.215. Daños en el Templo San Vicente Ferrer en Juchitán, Oaxaca. ⁽¹⁾

En la **Figura 7.215**. Se observan los daños causados en el templo de San Vicente Ferre en Juchitán, Oaxaca, debido al sismo del 7 de septiembre del 2017.

Días después del sismo del 7 de septiembre del 2017, ocurriría otro sismo, el día 19 de septiembre del 2017, con magnitud de momento de 7.1, el cual se localizó en el límite estatal entre los Estados de Puebla y Morelos, a 12 kilómetros al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 kilómetros de la ciudad de México, dicho sismo ocurrió a las 13:14:40 horas, el cual fue sentido fuertemente en el centro del país, localizando el foco o hipocentro a una profundidad de 57 kilómetros, la ruptura ocurrió dentro de la placa oceánica cocos por debajo del continente, la ubicación, la profundidad del hipocentro y el mecanismo de falla normal indica que se trata de un sismo intraplaca (Servicio Sismológico Nacional).

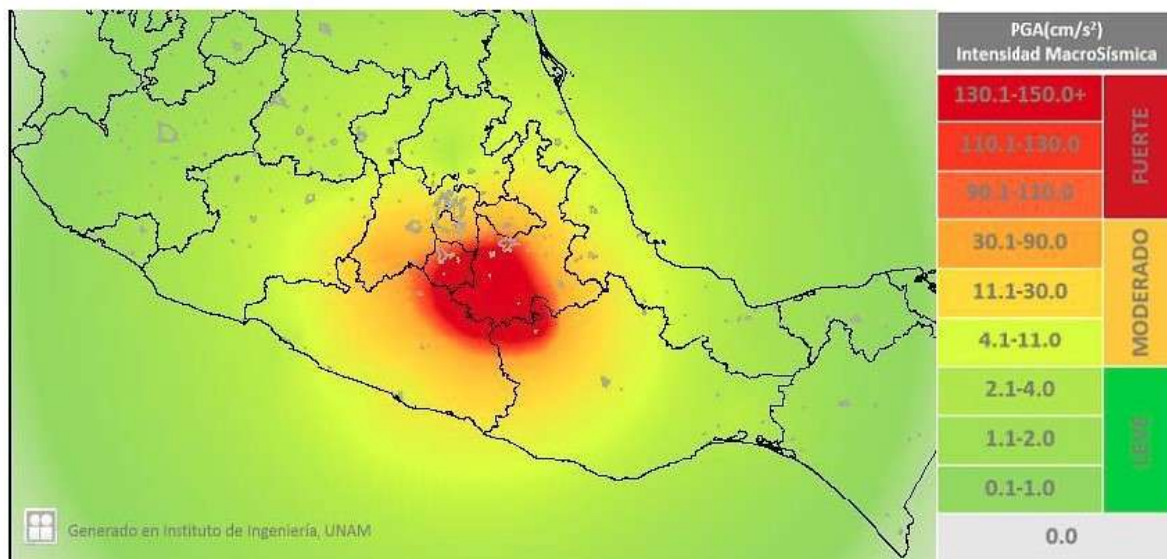


Figura 7.216. Mapa de intensidades del sismo del 19 de septiembre del 2017 (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

En la **Figura 7.216.** Se puede apreciar el mapa de intensidades máximas localizadas en la región del epicentro, entre los estados de Puebla, Morelos y Guerrero (Instituto de Ingeniería de la UNAM). En una sección hipocentral perpendicular a la trinchera mesoamericana se puede apreciar que el hipocentro del sismo del 19 de septiembre del 2017 ocurrió debajo de la placa continental, en la placa de cocos, **Figura 7.217.**

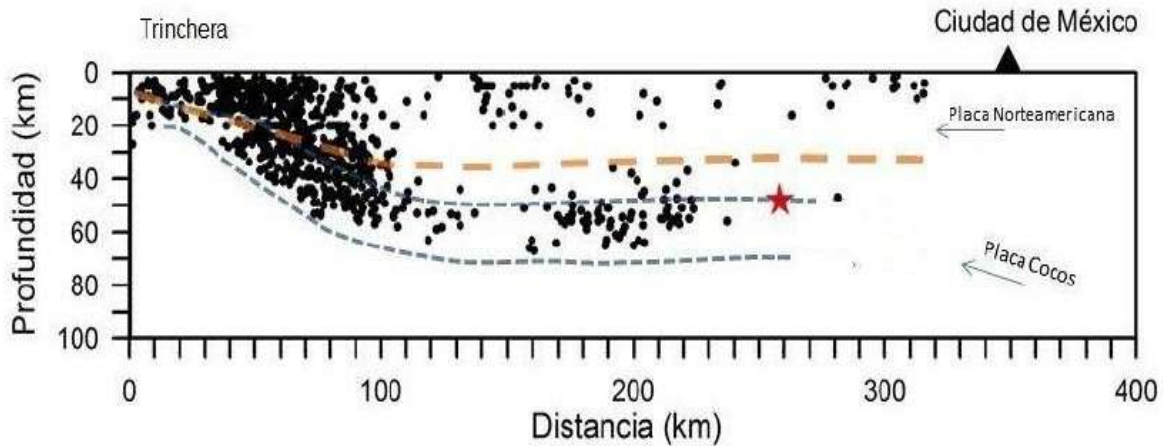


Figura 7.217. Sección hipocentral perpendicular a la trinchera mesoamericana del sismo del 19 de septiembre del 2017 (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

En la **Figura 7.217**. Se observa de manera eficiente el hipocentro (estrella color rojo) y los puntos negros corresponden a hipocentros de otros sismos ocurridos entre los años 2000-2016, las líneas punteadas de color gris representan la geometría de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica, la línea punteada de color ocre indica de manera aproximada la profundidad a la que llega la placa continental (Instituto de Ingeniería de la UNAM). Este sismo registrado con fecha del 19 de septiembre del 2017, fue el que causó los mayores daños a edificios históricos ubicados en los estados de Puebla, Morelos y la ciudad de México.

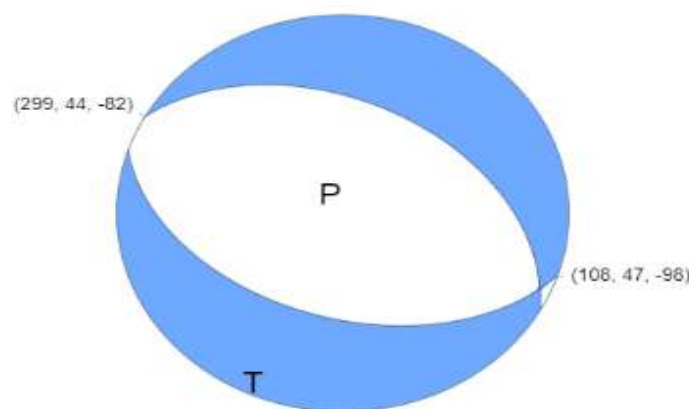


Figura 7.218. Tensor de momento del sismo del 19 de septiembre del 2017 (Fuente: USGS).



Figura 7.218. Daños en las torres del Santuario de la Virgen de los Remedios en Cholula, Puebla. ⁽²⁾



Figura 7.219. Daños en el Convento de San Juan Bautista en Tlayacapan, Morelos.
(3)



Figura 7.220. Daños en el Templo de San Gregorio Atlapulco, Xochimilco. ⁽³⁾



Figura 7.220. Colapso del Templo de Santiago, Atzala, Puebla. ⁽³⁾

Finalmente, el 3 de marzo del 2019 ocurrió un sismo, cuya magnitud fue de 5.3, con un epicentro localizado a 58 kilómetros del suroeste de Huetamo, el cual se encuentra localizado en la región conocida como “Tierra caliente”, en donde se sintió, pero no se reportaron daños en las estructuras, dicho sismo inicio a las 9:25 horas, con una latitud de 18.33, longitud de -101.36, cuyo hipocentro estuvo localizado a una profundidad de 68 kilómetros. Dicho sismo es considerado de origen tectónico intraplaca (Servicio Sismológico Nacional).

Como es de apreciarse, los sismos ocurridos el 7 de septiembre del 2017 y el 19 de septiembre del 2017, causaron graves daños estructurales en edificios históricos, al igual que en edificios y viviendas de interés social, es muy triste imaginar que en algún determinado tiempo en el futuro, nuestro majestuoso centro histórico de la ciudad de Morelia, sufriera los efectos de sismos de semejante magnitud, en el cual, varios edificios históricos sufrirían daños y colapsos, es muy difícil conocer el

verdadero sentimiento de tristeza al imaginarse que la catedral de Morelia colapso debido al embate de sismos semejantes a los anteriormente mencionados.

Lo cual pues suceder en el futuro, ya que los sismos no son predecibles, debido a la complejidad de su origen y a la complejidad matemática que se necesitaría desarrollar, por lo que es necesario analizar la respuesta estructural de nuestra catedral de Morelia, ya que la república mexicana se encuentra localizada en una zona altamente sísmica debido a la interacción de las placas de Rivera, Pacífico, cocos, Norteamérica y del Caribe.



Figura 7.221. Placas tectónicas que interactúan en el territorio mexicano (Fuente: Servicio Sismológico Nacional).

Por lo tanto, debido a la probabilidad en un futuro, de que nuestra emblemática catedral de Morelia, sufra daños estructurales y no estructurales, debido a sismos semejantes a los que ocurrieron el 7 y 19 de septiembre del 2017, es necesario analizar el comportamiento de dicha catedral ante dichos sismos, por lo que nos dimos a la tarea de realizar una intensa búsqueda de los acelerogramas con la mayor aceleración del terreno, por lo que encontramos 8 acelerogramas del sismo

del 7 de septiembre del 2017 y 9 acelerogramas del sismo del 19 de septiembre del 2017, además de último momento se decidió agregar a la lista el acelerograma ocurrido el 3 de marzo del 2019, cabe mencionar que de las 2 componentes horizontales de cada acelerograma, se eligió la componente con mayor aceleración, la componente vertical de los acelerogramas se despreció.

Es importante mencionar que los acelerogramas elegidos, tanto de los sismos del 7, 19 de septiembre del 2017 y 3 de marzo del 2019, la zona de periodos en la que se concentra la energía del sismo (Fase intensa) coincide con los periodos naturales de vibración de la catedral de Morelia y del suelo en el que se encuentra sustentada.

Primeramente, describiremos los acelerogramas del 7 de septiembre del 2017:

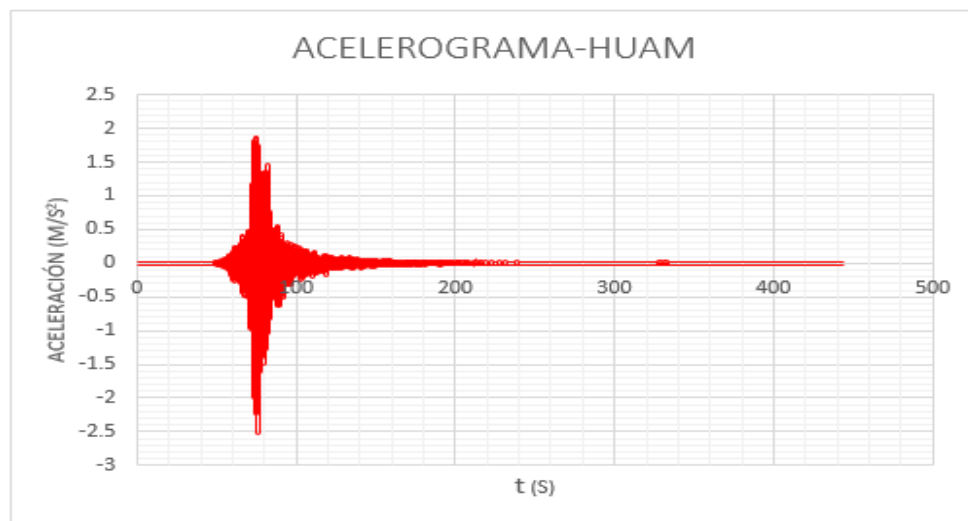


Figura 7.222. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.222**. Se observa el acelerograma denominado HUAM (Huamelula), localizado a un costado norte de la iglesia, camino hacia el rio, San pedro Huamelula, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.5173 M/S^2 y con suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

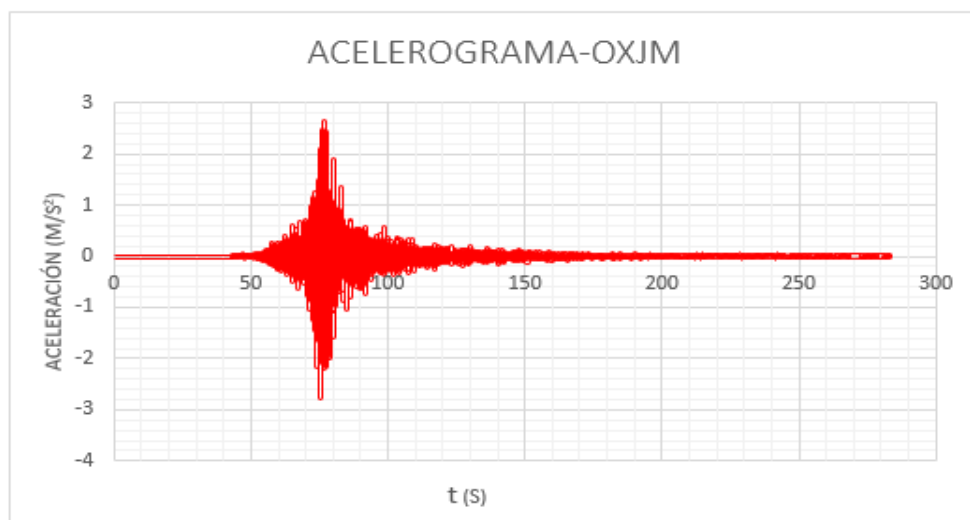


Figura 7.223. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.223**. Se observa el acelerograma denominado OXJM (Jalapa de Marques), localizado en el cerro de Chapultepec, al Noroeste del poblado Jalapa de Marques, a 60 kilómetros de Tehuantepec, carretera Salina cruz, Oaxaca. Con una aceleración máxima de $2.7578 M/S^2$ y con suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

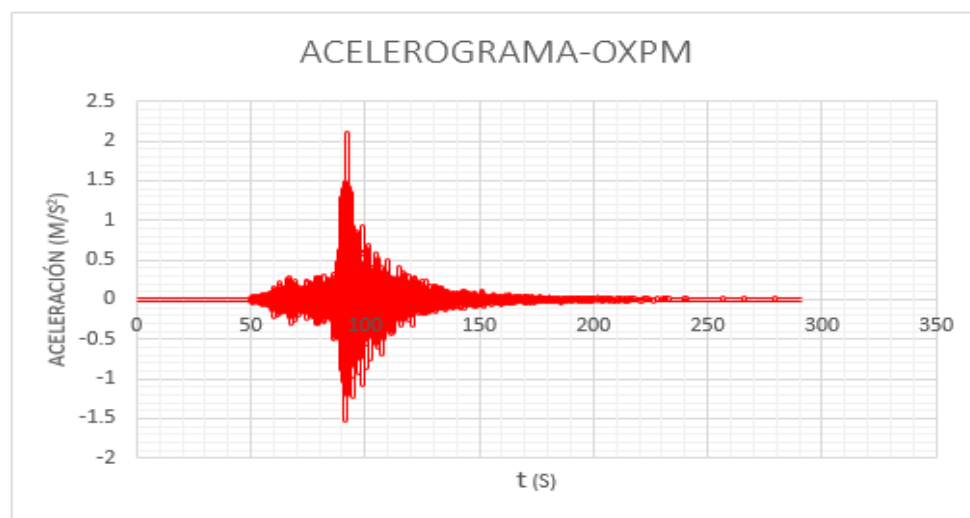


Figura 7.224. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.224**. Se observa el acelerograma denominado OXPM (Escuela Primaria Mujica), localizado en la calle de Santos Degollado, esquina con la Avenida

Morelos de la ciudad de Oaxaca, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.1074 M/S^2 y con suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

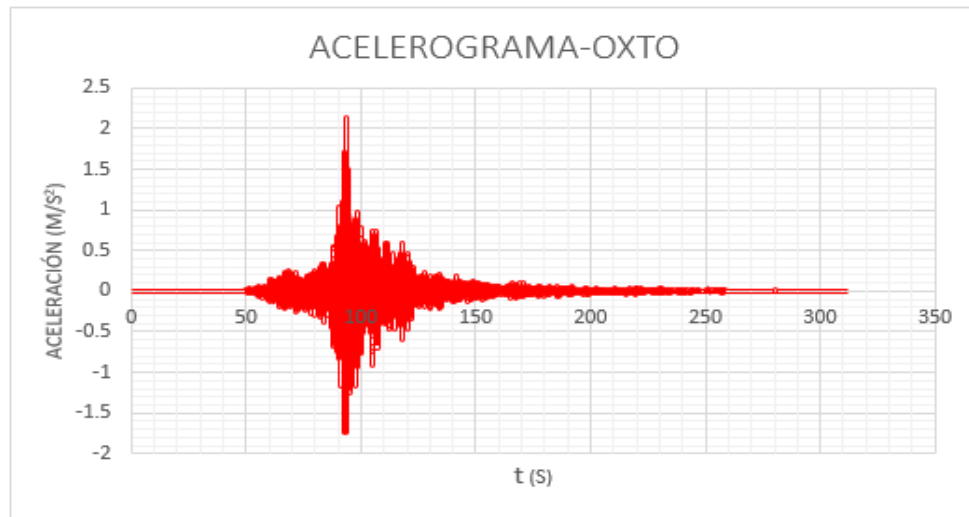


Figura 7.225. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.225**. Se observa el acelerograma denominado OXTO (Instituto Tecnológico de Oaxaca), localizado en las instalaciones del Instituto Tecnológico de Oaxaca, división de ciencias de la tierra, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.1325 M/S^2 y con un tipo de suelo aluvial (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

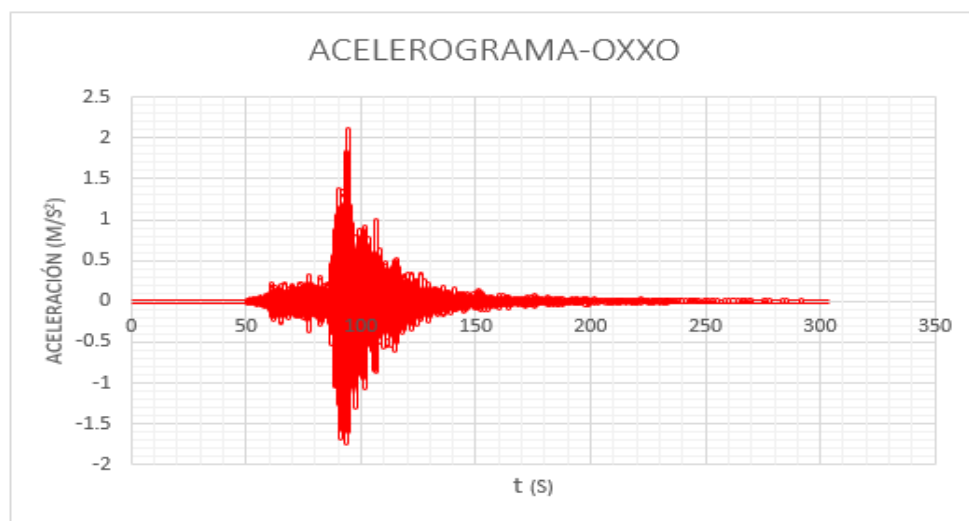


Figura 7.226. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.226**. Se observa el acelerograma denominado OXXO (CBTIS 259, "Manuel García Vigil"), localizado en el camino antiguo a San Bartolo Coyotepec Xoxocotlan, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.1069 M/S^2 y con un suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

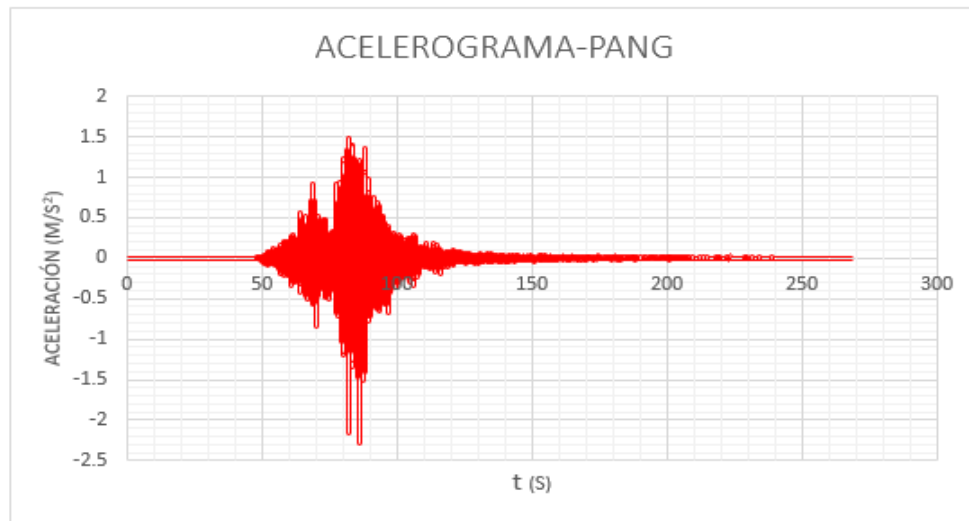


Figura 7.227. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.227**. Se observa el acelerograma denominado PANG (Puerto Ángel), localizado en el centro de salud de Puerto Ángel, a un lado de la comandancia de la policía, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.2877 M/S^2 y con un suelo tipo roca sedimentaria (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

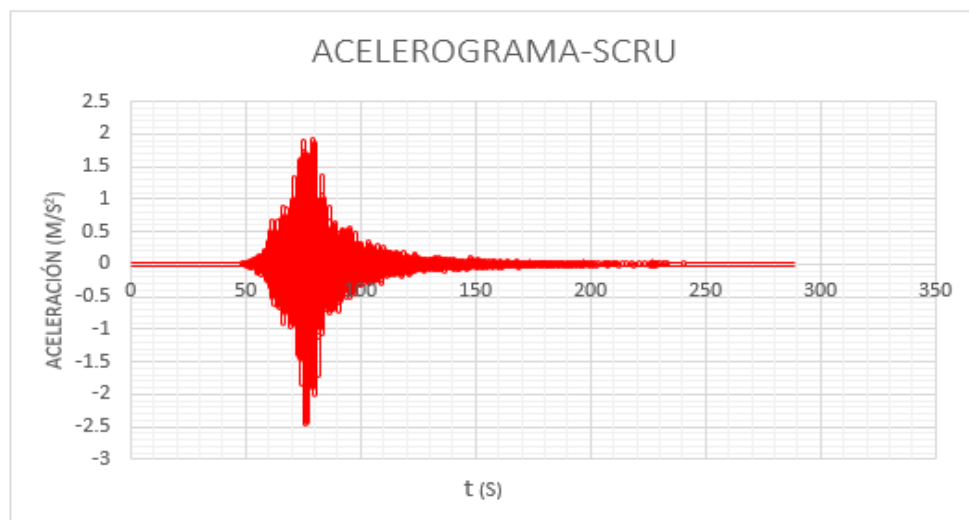


Figura 7.228. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.228**. Se observa el acelerograma denominado PANG (Puerto Ángel), localizado en el centro de salud de Puerto Ángel, a un lado de la comandancia de la policía, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.4620 M/S^2 y con un suelo tipo roca sedimentaria (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

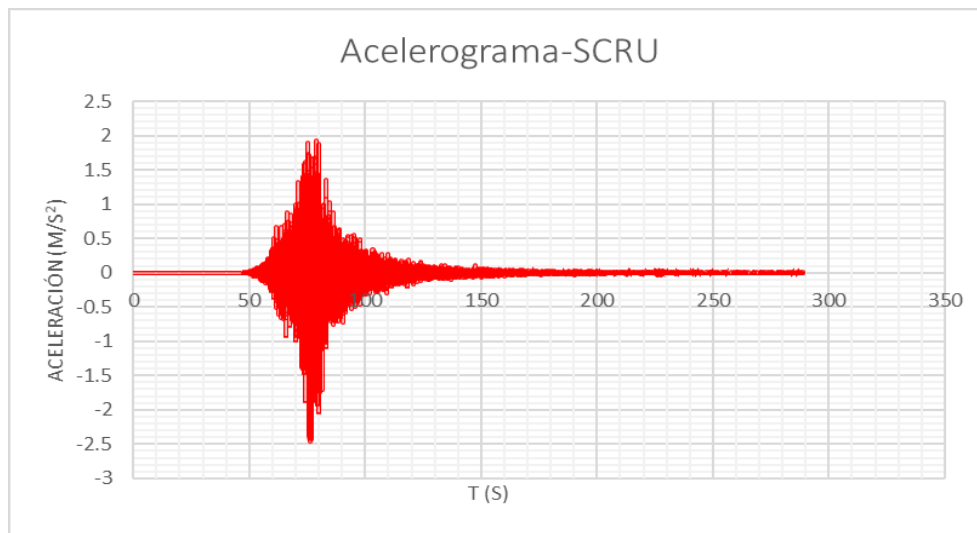


Figura 7.229. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.229**. Se observa el acelerograma denominado SCRÚ (Salina Cruz), localizado en la escuela primaria Francisco Villa, Oaxaca. Con una aceleración máxima de 2.4620 M/S^2 y con un suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

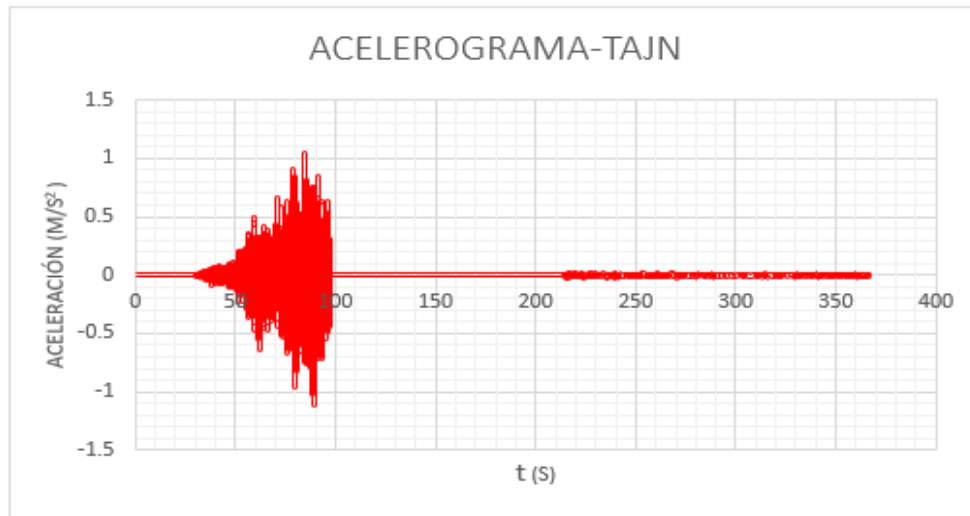


Figura 7.230. Acelerograma del sismo del 7 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.230**. Se observa el acelerograma denominado TAJN (Tapachula), localizado en el jardín de niños “José Manuel Villalpando”, calle: Emiliano Zapata, Tapachula, Chiapas. Con una aceleración máxima de 1.1068 m/s^2 y con un suelo tipo blando (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

Enseguida, describiremos los acelerogramas del 19 de septiembre del 2017:

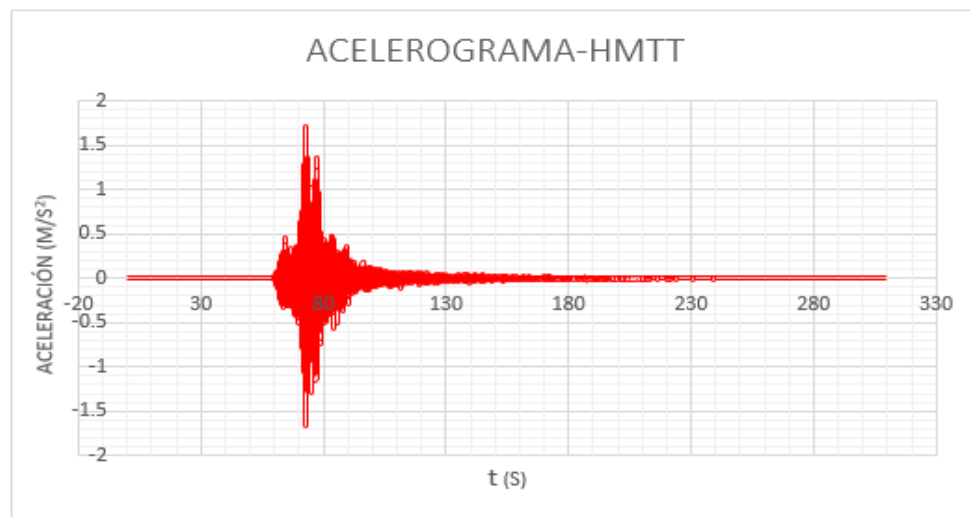


Figura 7.231. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.231**. Se observa el acelerograma denominado HMTT (Huamuxtitlan), localizado en la capilla “El Calvario”, en Huamuxtitlan, Guerrero. Con una aceleración máxima de 1.7047 M/S^2 y con un suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

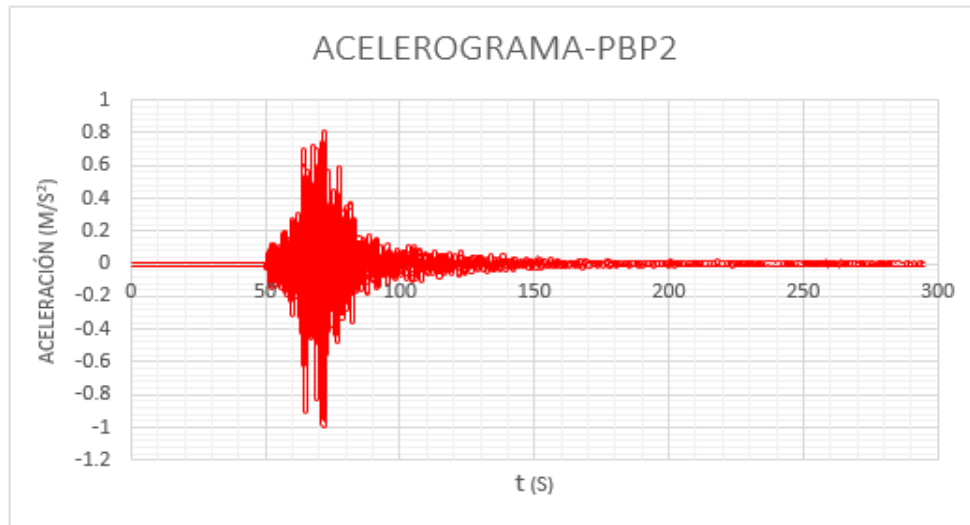


Figura 7.232. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.232**. Se observa el acelerograma denominado PBP2 (Puebla), localizado en la plaza “Paseo Nicolás Bravo”, zona centro, Puebla. Con una aceleración máxima de 0.9868 M/S^2 (Fuente: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla).

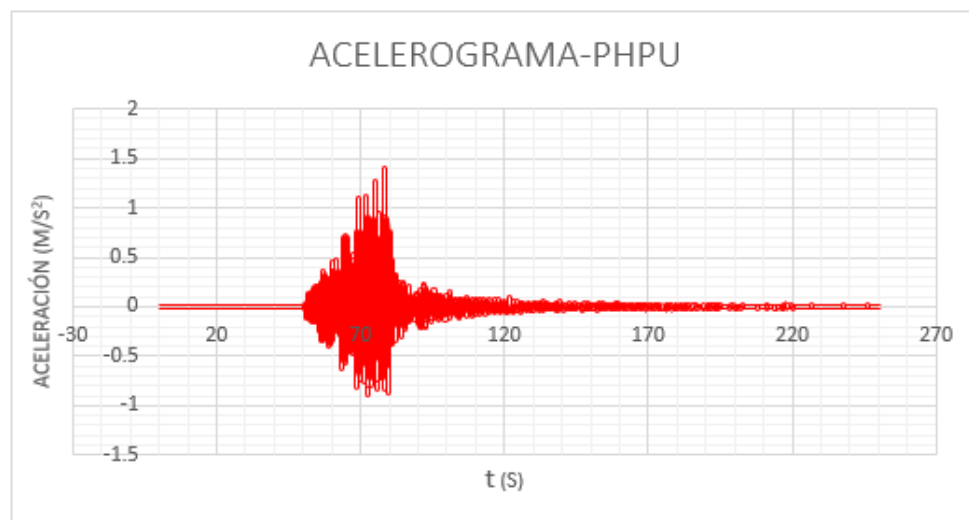


Figura 7.233. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.233**. Se observa el acelerograma denominado PHPU (Puebla), localizado en el parque “La Habana”, zona oriente, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.3955 M/S^2 (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

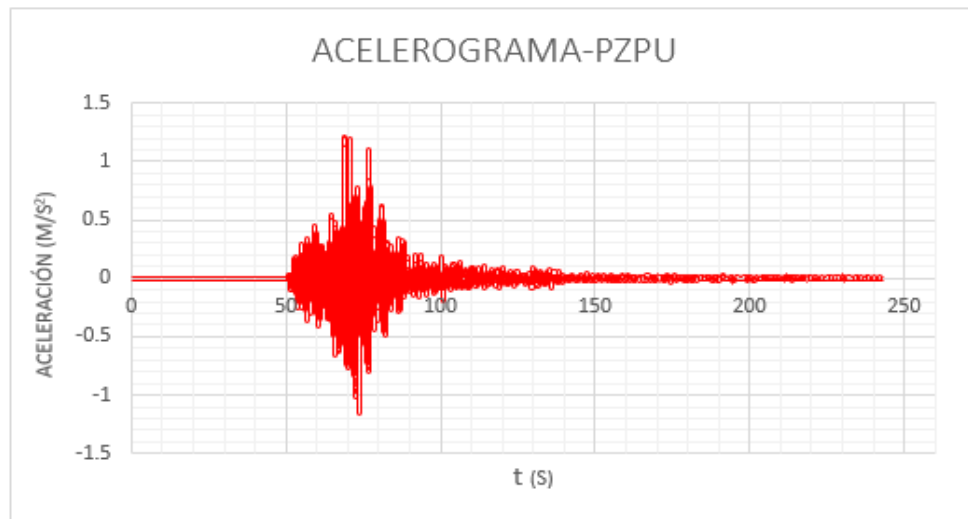


Figura 7.234. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.234**. Se observa el acelerograma denominado PHPU (Puebla), localizado en el cerro de la paz, junto a la casa de la junta de colonos, frente a la estación retransmisora del canal 13, zona oeste, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.1997 M/S^2 , con un suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

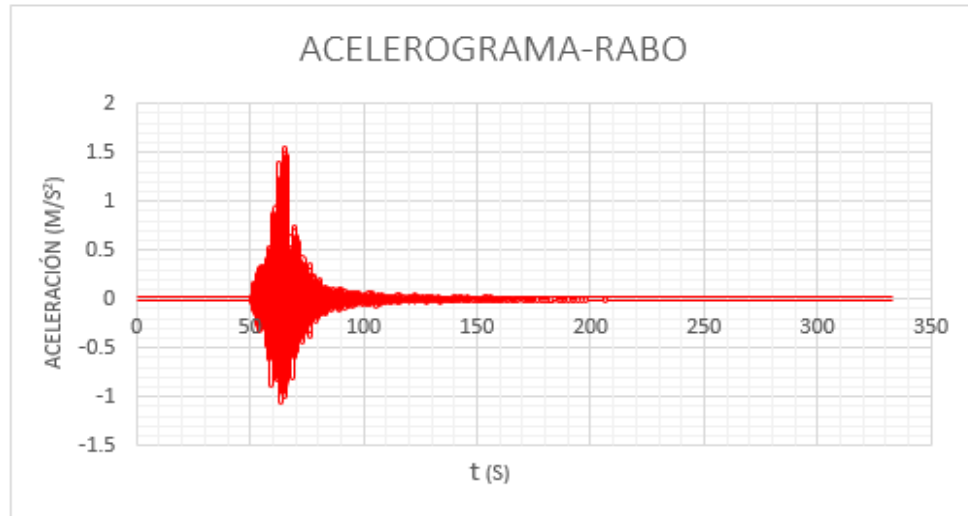


Figura 7.235. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.235**. Se observa el acelerograma denominado RABO (Puebla), localizado en el Pueblo Raboso a 6 kilómetros de Izucar de Matamoras, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.5469 m/s^2 , con un suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

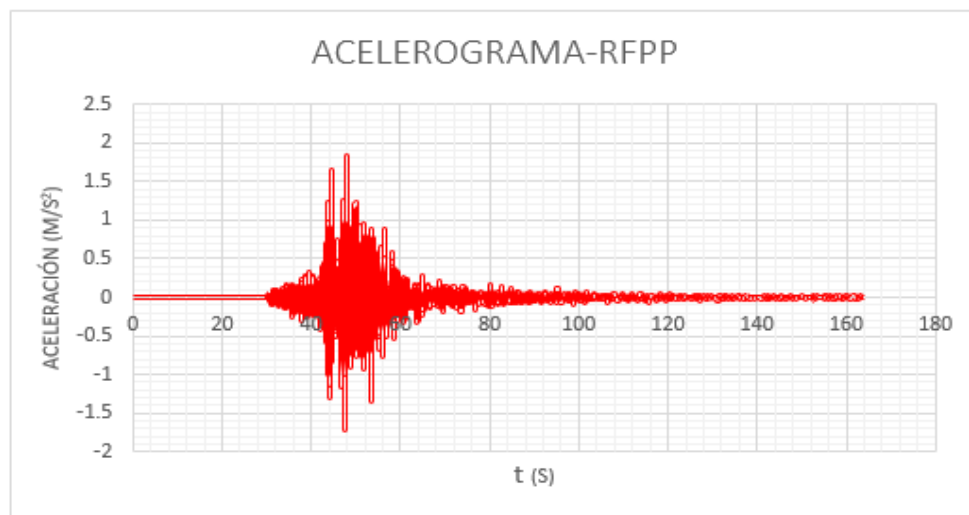


Figura 7.236. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.236**. Se observa el acelerograma denominado RFPP (Puebla), localizado en Rio San Francisco, estacionamiento del centro de convenciones,

cerca del templo de San Francisco, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.8395 M/S^2 (Fuente: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla).

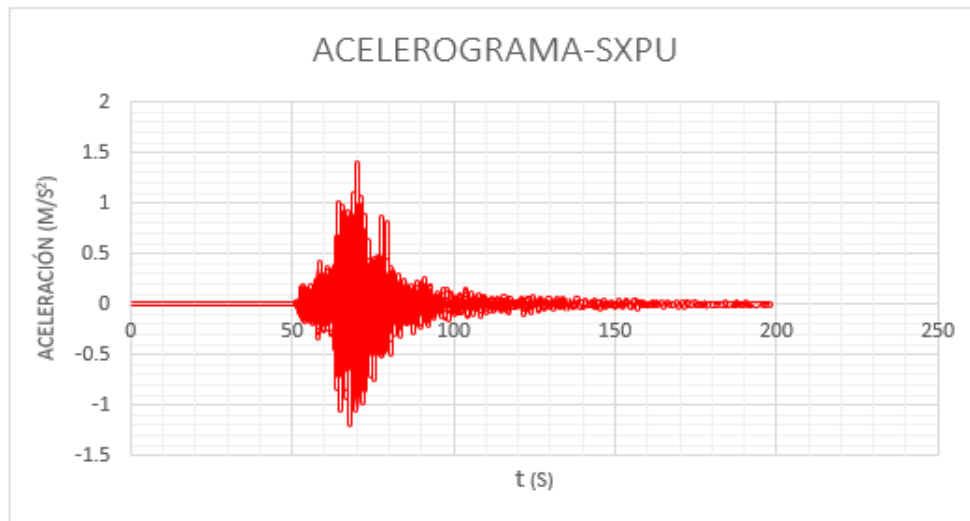


Figura 7.237. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.237**. Se observa el acelerograma denominado SXPU (Puebla), localizado en el estacionamiento posterior del edificio de oficinas de la CFE, calle 27 poniente, zona centro, ciudad de Puebla, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.3918 M/S^2 (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

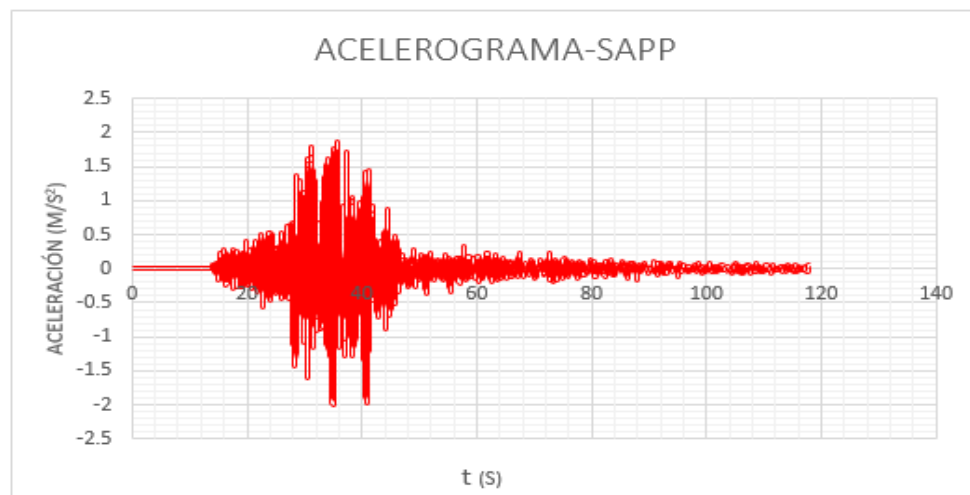


Figura 7.238. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.238**. Se observa el acelerograma denominado SAPP (Puebla), localizado en el jardín del hospital del IMSS “San Alejandro”, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.9976 M/S^2 , con un tipo de suelo lacustre (Fuente: Benemérita Universidad Autónoma de Puebla).

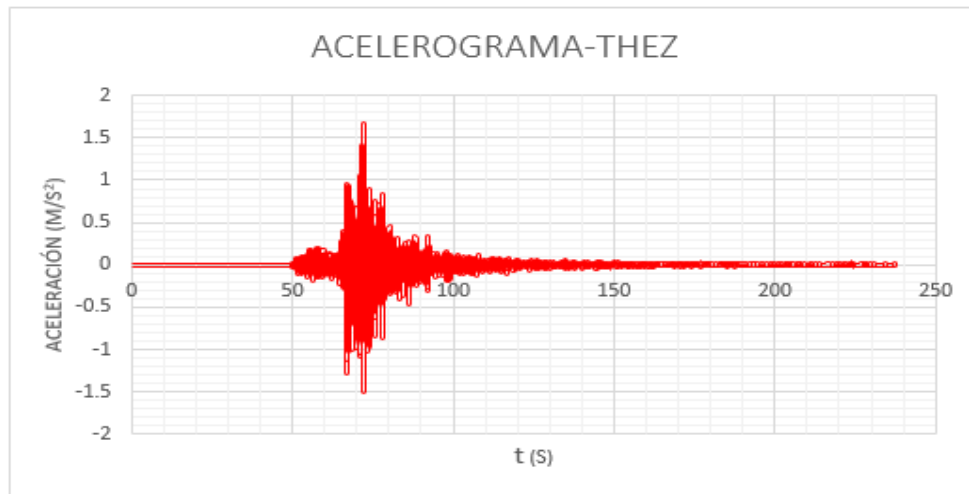


Figura 7.239. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre del 2017.

En la **Figura 7.239**. Se observa el acelerograma denominado THEZ (Puebla), localizado en la escuela primaria “Emiliano Zapata”, Tehuacán, Puebla. Con una aceleración máxima de 1.6650 M/S^2 , con un suelo tipo roca (Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM).

Anteriormente se mencionaron los acelerogramas del 7, 19 de septiembre del 2017 y 3 de marzo del 2019, cabe mencionar que en dichos acelerogramas emplearemos el concepto de duración significativa, es decir, la fase intensa, la cual obtendremos a través del método de intensidad de arias, el cual implica encontrar la zona de frecuencias en donde se concentra la energía del movimiento del suelo, por lo que, la intensidad de Arias es una medida de la energía del sismo.

Ya que, en el análisis dinámico en la historia del tiempo, nos interesa conocer la capacidad de la catedral de Morelia sometida a demandas sísmicas por efecto de los acelerogramas seleccionados anteriormente, por lo que, en la fase intensa es la

zona de periodos en la que se concentra la energía del movimiento del suelo y coincide con la zona de periodos de la catedral de Morelia y del suelo sustentante.

Fecha	Estación	Magnitud	Aceleración máxima (M/S ²)
7 de septiembre del 2017	HUAM (Oaxaca)	8.2	2.5173
	OXJM (Oaxaca)	8.2	2.7578
	OXPM (Oaxaca)	8.2	2.1074
	OXT0 (Oaxaca)	8.2	2.1325
	OXXO (Oaxaca)	8.2	2.1069
	PANG (Oaxaca)	8.2	2.2877
	SCRU (Oaxaca)	8.2	2.4620
	TAJN (Chiapas)	8.2	1.1068
19 de septiembre del 2017	HMTT (Guerrero)	7.1	1.7047
	PBP2 (Puebla)	7.1	0.9868
	PHPU (Puebla)	7.1	1.3955
	PZPU (Puebla)	7.1	1.1997
	RABO (Puebla)	7.1	1.5469
	RFPP (Puebla)	7.1	1.8395
	SXPU (Puebla)	7.1	1.3918
	SAPP (Puebla)	7.1	1.9976
	THEZ (Puebla)	7.1	1.6650
3 de marzo del 2019	NICOLÁS (Morelia)	5.3	0.00945

Figura 7.240. Máximas aceleraciones del terreno del conjunto de acelerogramas del 7, 19 de septiembre del 2017 y 3 de marzo del 2019.

De los acelerogramas seleccionados anteriormente, se calcularán sus espectros de respuesta, con una fracción de amortiguamiento del 5 %, los cuales se muestran enseguida:

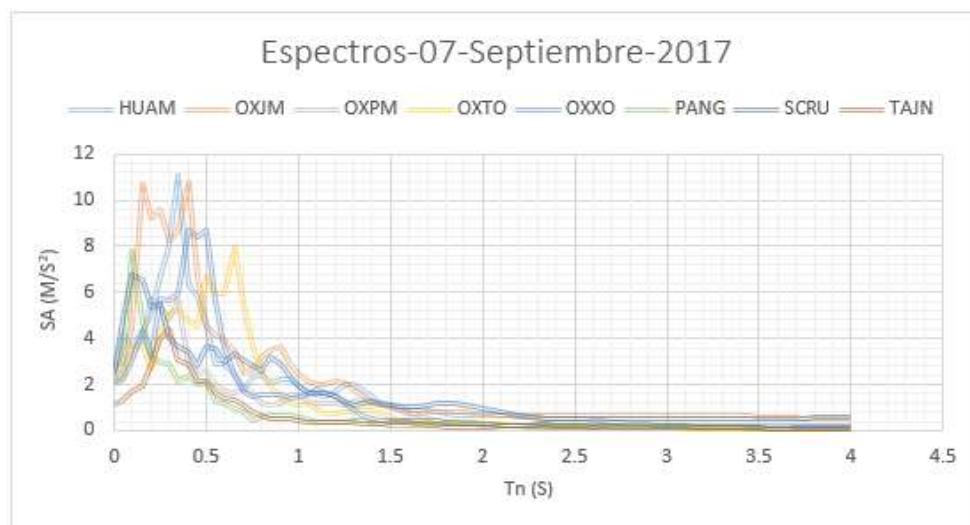


Figura 7.241. Espectros de respuesta de los acelerogramas del sismo del 7 de septiembre del 2017.

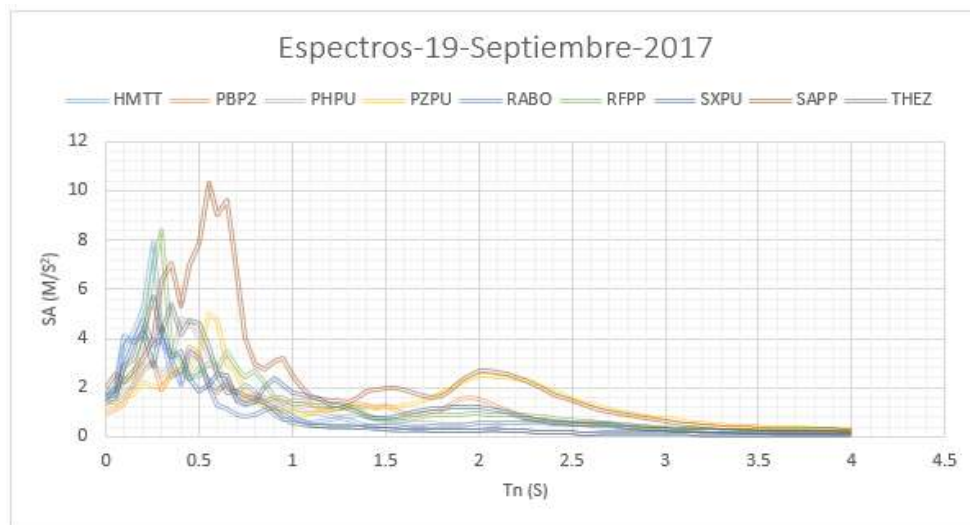


Figura 7.242. Espectros de respuesta de los acelerogramas del sismo del 19 de septiembre del 2017.

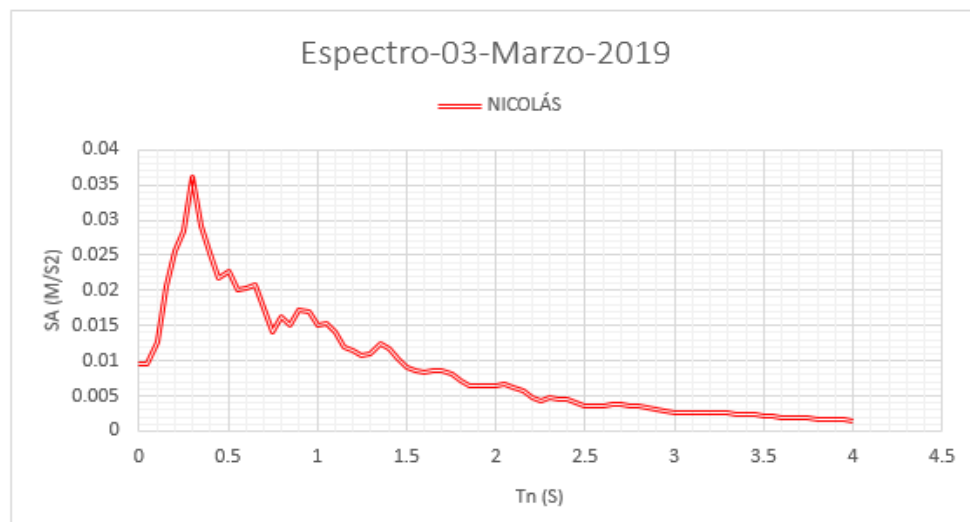


Figura 7.243. Espectro de respuesta del acelerograma del sismo del 03 de marzo del 2019.

De los acelerogramas descritos anteriormente, emplearemos solo la fase intensa del acelerograma, es decir, la zona de frecuencias del movimiento del terreno en donde se concentra la energía del sismo, dicha fase intensa de los acelerogramas

son las que emplearemos en el análisis dinámico en la historia del tiempo en el programa denominado Abaqus.

Cabe mencionar que el periodo fundamental del suelo de la catedral de Morelia es de 0.23 segundos, el periodo de las naves de dicha catedral es de 0.38 segundos y el periodo de las torres es de 0.73 segundos, por lo que nuestro rango de periodos es desde 0.23-0.73 segundos, con lo cual nos basamos para seleccionar los acelerogramas anteriormente descritos. Ya que como se sabe de los principios básicos de la dinámica estructural, la coincidencia de los periodos de la estructura con la zona de periodos del movimiento del terreno en donde se concentra la energía del sismo, implica una amplificación de la respuesta de la estructura, es este caso, la catedral de Morelia.

Fecha	Estación	Magnitud	Duración Fase Intensa (S)
7 de septiembre del 2017	HUAM (Oaxaca)	8.2	17
	OXJM (Oaxaca)	8.2	23
	OXPM (Oaxaca)	8.2	33
	OXT0 (Oaxaca)	8.2	33
	OXXO (Oaxaca)	8.2	26
	PANG (Oaxaca)	8.2	28
	SCRU (Oaxaca)	8.2	26
	TAJN (Chiapas)	8.2	35
19 de septiembre del 2017	HMTT (Guerrero)	7.1	19
	PBP2 (Puebla)	7.1	28
	PHPU (Puebla)	7.1	25
	PZPU (Puebla)	7.1	29
	RABO (Puebla)	7.1	16
	RFPP (Puebla)	7.1	15
	SXPU (Puebla)	7.1	24
	SAPP (Puebla)	7.1	18
	THEZ (Puebla)	7.1	21
3 de marzo del 2019	NICOLÁS (Morelia)	5.3	63

Figura 7.244. Duración de la fase intensa de los acelerogramas del 7 y 19 de septiembre del 2017.

7.3 PRESENCIA DE TÚNELES EN LA CATEDRAL DE MORELIA.

Como es sabido, existe la creencia de que en el subsuelo del centro histórico de la ciudad de Morelia existen túneles, en donde, dichos túneles se creen, conectan varios edificios históricos de Morelia, entre ellos, nuestra emblemática Catedral de Morelia, cabe decir, que en general se llega a confundir los sistemas de drenajes contruidos por los antiguos constructores en aquel entonces (1664, año de inicio de la construcción de la Catedral de Morelia) con túneles.

Dado a que el mito sobre la presencia de los túneles fue creciendo con el transcurso de los siglos, al igual que fue tomando cada vez mayor fuerza, por lo que el gobierno municipal de la ciudad de Morelia, en donde el edil era Fausto Vallejo Figueroa, junto con otras asociaciones civiles y el Instituto de Ingeniería de la UNAM, campus Morelia, realizaron un proyecto denominado: “La Morelia Soterrada”.

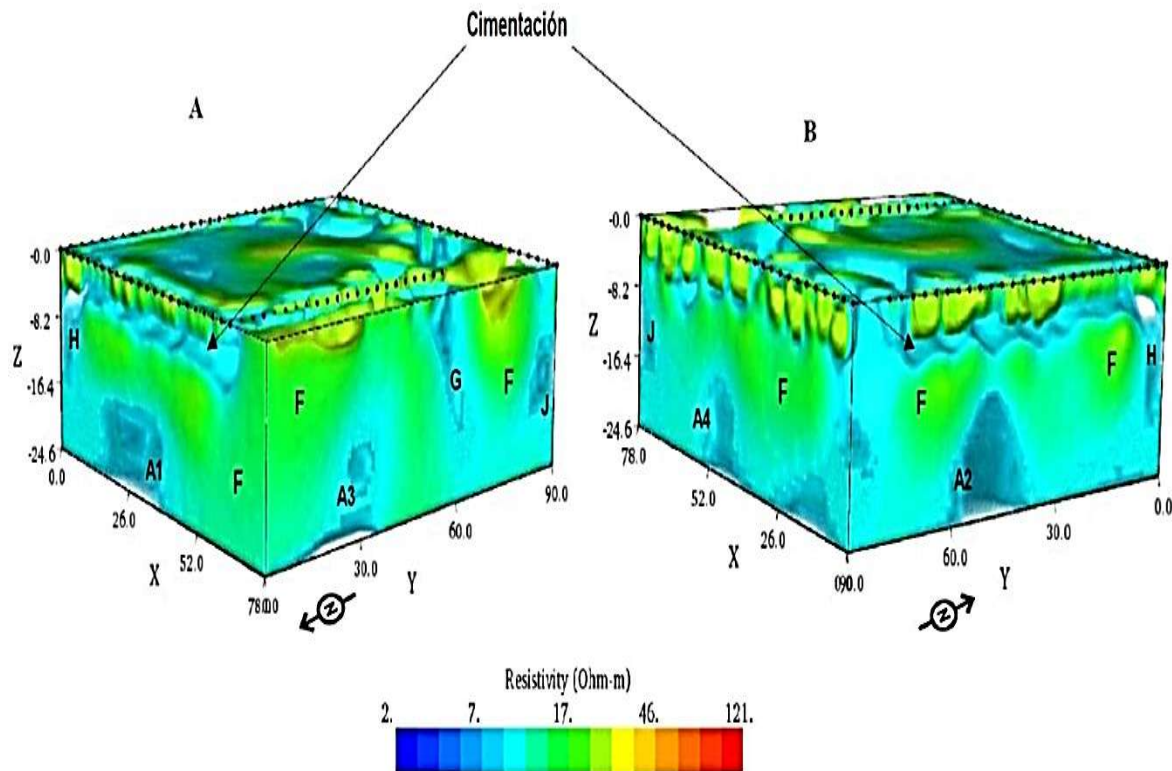


Figura 7.31. Tomografía de resistividad eléctrica en 3D del suelo de la catedral de Morelia (Fuente:

<http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

En la **Figura 7.31**. Se puede apreciar los túneles en el subsuelo de la Catedral de Morelia, identificados como: A1(12 metros de base), A2 (20 metros de base), A3 (6 metros de base), y A4. Además de puede apreciar la cimentación de dicha Catedral (Según el estudio de Tomografía de Resistividad Eléctrica en 3D, realizado por el instituto de ingeniería Geofísica de la UNAM). Además, se puede observar que partir de una profundidad de aproximadamente 18 metros, la resistividad eléctrica es homogénea, lo cual indica que el subsuelo se aproxima a ser completamente homogéneo.

El túnel A1, se encuentra localizado en la entrada principal de la Catedral de Morelia, se habla de la existencia de un túnel entre la catedral de Morelia y la casa del Obispado (Palacio de Gobierno), el túnel denominado A2, el cual presenta la forma

de un arco ojival, se asocia con un túnel que comunica con la cripta de los Obispos, cuya entrada se encuentra localizada a un costado del Altar Mayor, el túnel denominado A3, es de menores dimensiones y con una forma circular (Fuente:<http://www.geofisica.unam.mx/iframes/divulgacion/geonoticias/archivos/geonoticias150.pdf>).

La presencia de dichos túneles en el subsuelo de la Catedral de Morelia de semejante envergadura, modifican de manera muy significativa la respuesta estructural de dicha catedral, además hablando estructuralmente, la capacidad del suelo no es capaz de resistir el peso propio de la catedral moreliana con semejantes túneles en su subsuelo, por lo cual se deben realizar análisis estructurales en la catedral de Morelia considerando dichos túneles en el subsuelo, además considerando los acelerogramas de los sismos de 7 y 19 de septiembre del 2017, en los cuales solo se empleara su fase intensa, en la cual es donde se concentra la energía del sismo.

7.4ANÁLISIS DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-MACROELEMENTO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Dado que el estudio de tomografía de resistividad eléctrica en 3D, fue realizado hasta una profundidad de 24.6 metros y nuestro sondeo de penetración estándar tiene una profundidad de 19 metros, dado que en la **Figura 7.41**. Se puede apreciar que partir de una profundidad de aproximadamente 18 metros, la resistividad eléctrica es homogénea, lo cual indica que el subsuelo se aproxima a ser completamente homogéneo.

Por lo cual se decidió incrementar la profundidad hasta los 24.6 metros, con la finalidad de analizar el cambio en la respuesta del sistema suelo-cimentación-macroelemento ante la presencia de los túneles, los cuales se confirmó su existencia en el proyecto denominado: “La Morelia Soterrada”. Los cuales se representan en la **Figura 7.41**.

Cabe recordar, que el suelo en el que se encuentra asentada la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, junto al suelo adyacente, se analiza como un estrato equivalente de suelo, ya que se decidió calibrarlo en base a su periodo fundamental de vibración, el cual fue obtenido a través de pruebas de vibración ambiental, por lo que incrementar la profundidad del subsuelo 5.6 metros no afecta, además se observa en la **Figura 7.41**, como la resistividad eléctrica es homogénea a partir de los 18 metros de profundidad.

Por lo tanto, enseguida se representan los planos de los macroelementos de la catedral de Morelia, con su profundidad con la que se modelara en el programa en Abaqus, con la finalidad de incluir en el estrato de suelo equivalente los túneles cuya existencia se menciona en el proyecto anteriormente mencionado y denominado como: “La Morelia Soterrada”.

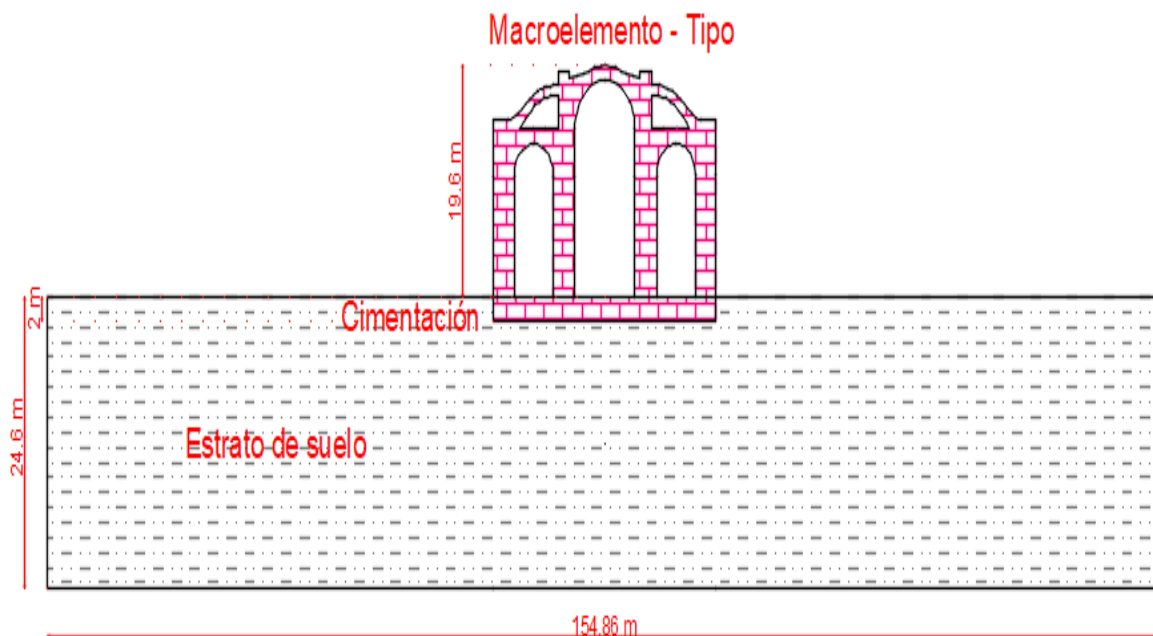


Figura 7.511. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Pórtico-Tipo, con incremento de la profundidad del estrato) de la catedral de Morelia.

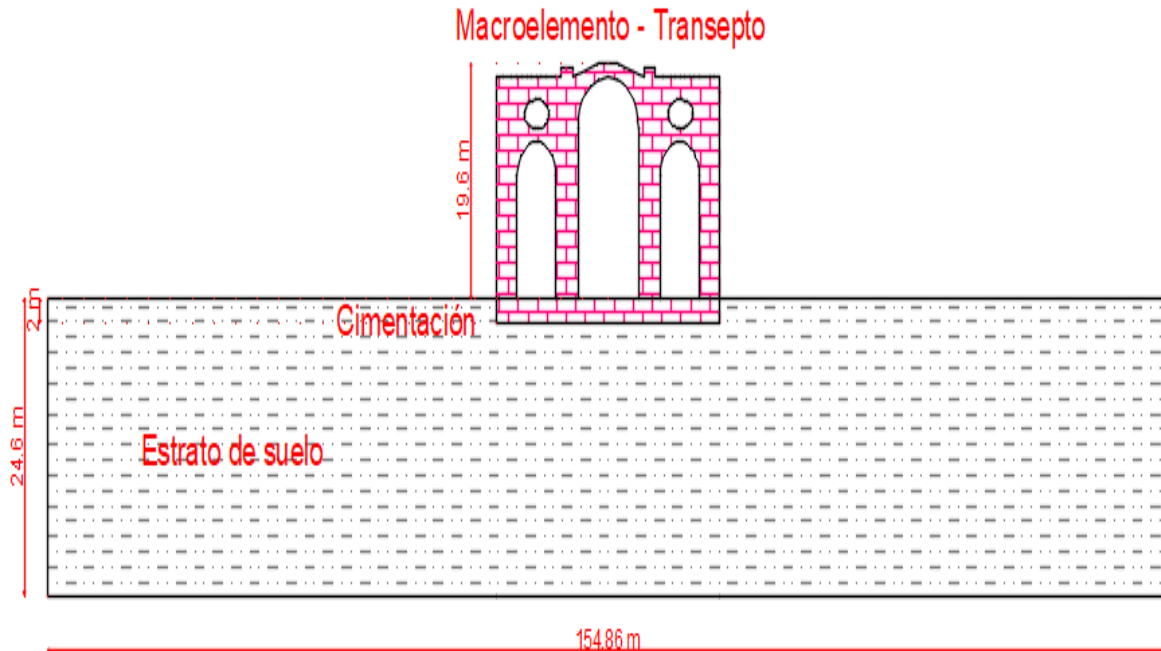


Figura 7.412. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Pórtico-Transepto, con incremento de la profundidad del estrato) de la catedral de Morelia.

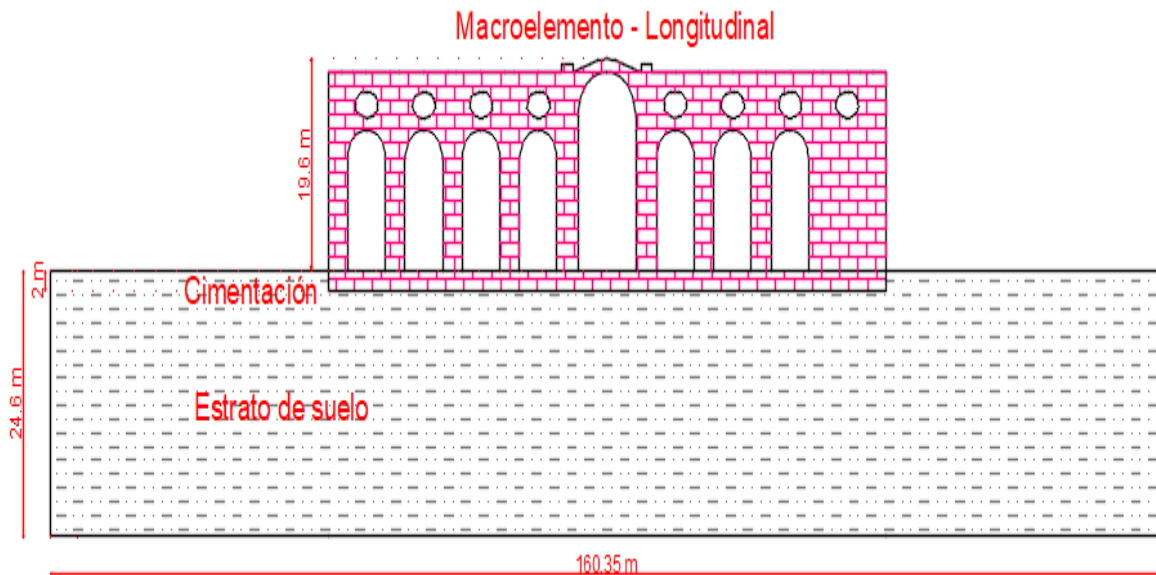


Figura 7.413. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Pórtico-Longitudinal, con incremento de la profundidad del estrato) de la catedral de Morelia.

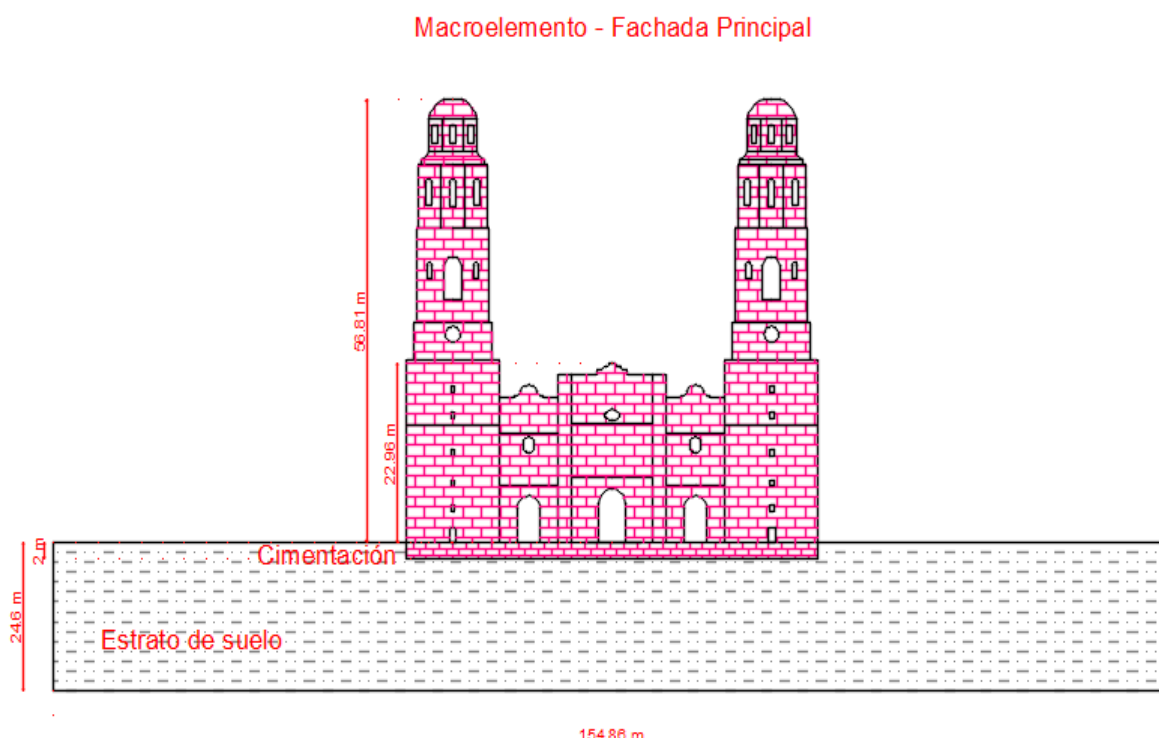


Figura 7.414. Sistema suelo-cimentación-estructura (Macroelemento-Fachada Principal, con incremento de la profundidad del estrato) de la catedral de Morelia.

Como se mencionó anteriormente, los macroelementos y el estrato de suelo fueron calibrados con respecto al periodo fundamental de vibración, el cual fue obtenido a través de pruebas de vibración ambiental, enseguida se muestra el resumen de resultados.

ESTRUCTURA	$E(T/M^2)$	DENSIDAD (T^*S^2/M^4)	FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	T_n (CALIBRADO)
MACROELEMENTO TIPO	800000	0.2039	5%	0.38
MACROELEMENTO TRANSEPTO	700000	0.2039	5%	0.38
MACROELEMENTO LONGITUDINAL	660000	0.2039	5%	0.38
FACHADA PRINCIPAL	610000	0.2039	5%	0.73
SUELO	120000	0.187	5%	0.23

Figura 7.415. Calibración de los periodos naturales de vibración de los macroelementos y estrato de suelo de la catedral de Morelia

Cabe mencionar que los túneles se analizan estructuralmente sin revestimiento, dado que el espesor que se le darían rigidizaría el estrato de suelo, además de que es casi imposible realizar este tipo de túneles en el tiempo en que se construyó la catedral de Morelia, es decir, el proceso constructivo, por lo que simplemente solo se incluye las oquedades (túneles).

De igual manera en que se calibraron los macroelementos de la catedral de Morelia sin túneles en el subsuelo, es decir, a través de un análisis modal, de igual manera se realizara la calibración de los macroelementos, pero con túneles en el subsuelo de dicha catedral.

La calibración de los modelos está en función de los periodos fundamentales de vibración para las naves ($T_n = 0.38$ s), por lo que las propiedades dinámicas de los macroelementos y cimentación quedan iguales (calibración de los macroelementos sin túneles), por lo que es necesario rigidizar el subsuelo en caso de ser necesario, con la finalidad de obtener dicha calibración.

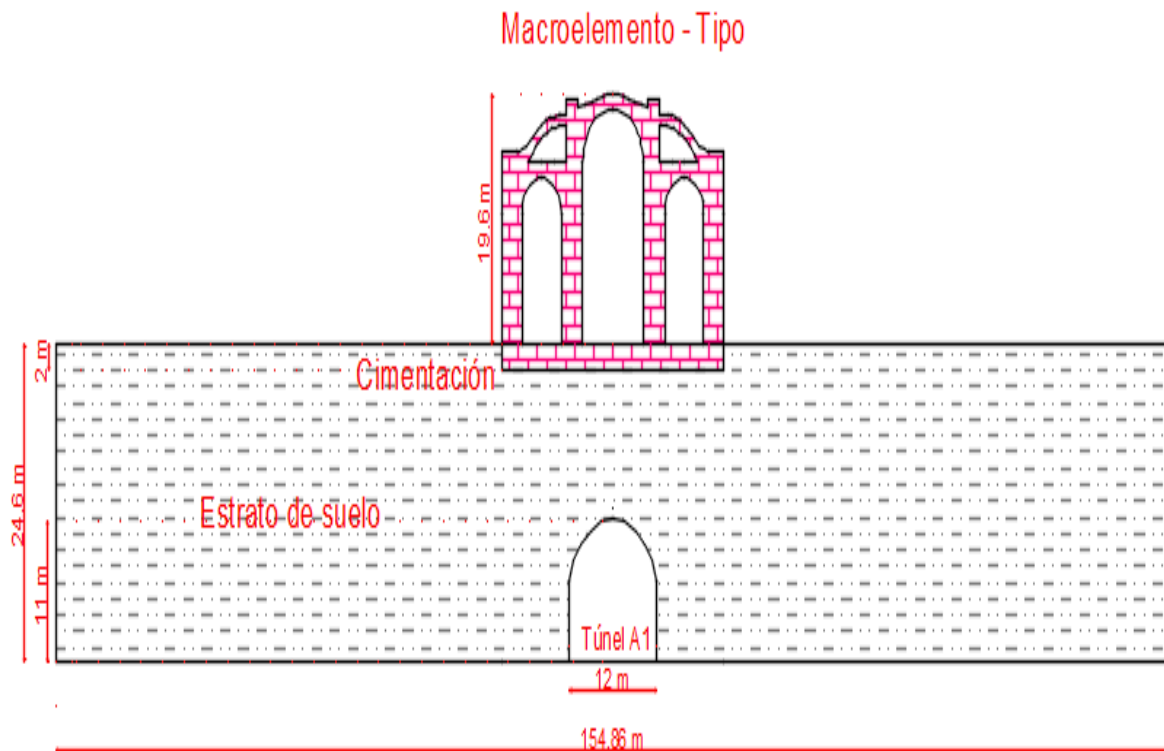


Figura 7.416. Macroelemento tipo con su cimentación, estrato homogéneo de suelo y localización del túnel A1.

En la **Figura 7.416**. Se observa la localización del túnel denominado A1 en el subsuelo de la catedral de Morelia, cabe recordar que dicho túnel se encuentra localizado en el centro del macroelemento, es decir, además es de apreciarse sus dimensiones de dicho túnel.

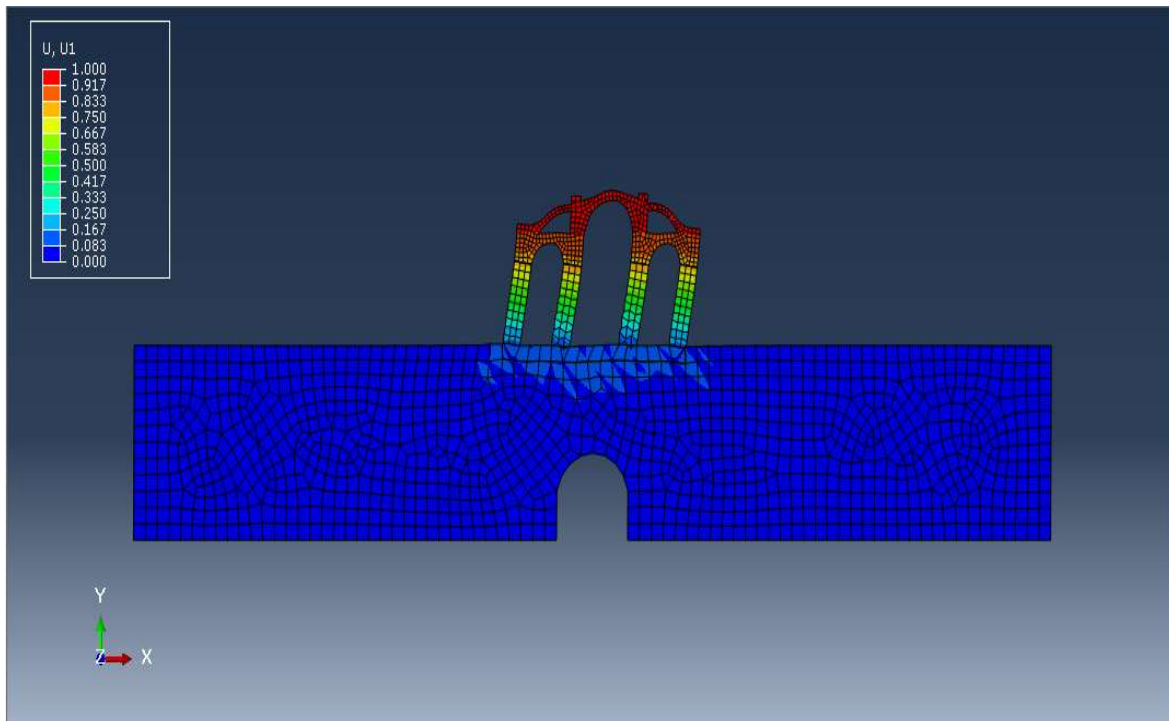


Figura 7.417. Análisis modal del pórtico tipo en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 7.417**. Se puede apreciar el sistema suelo-túnel-cimentación-pórtico tipo, en el cual se observa el primer modo de vibrar, calculado a través de un análisis de frecuencias (Perturbación lineal), se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad del suelo, densidad del suelo y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.186.$$

$$a_1 = 0.011.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E (\text{suelo}) = 120000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.187 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.35.$$

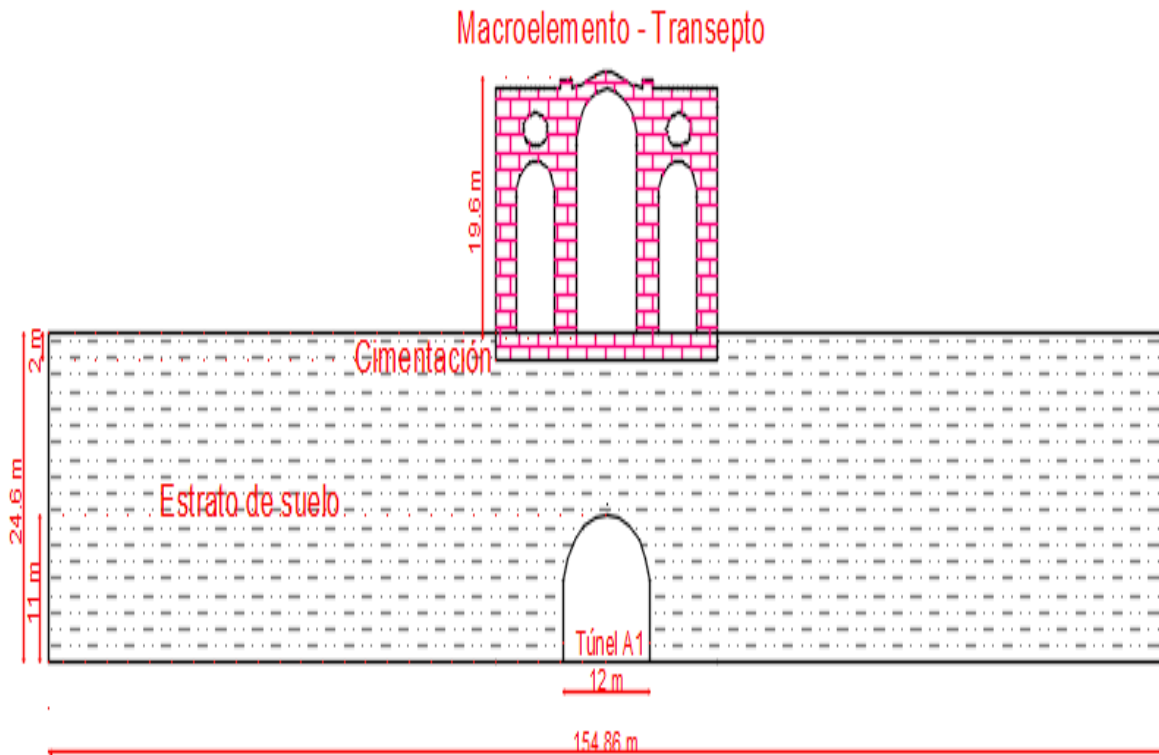


Figura 7.418. Macroelemento transepto con su cimentación, estrato homogéneo de suelo y localización del túnel A1.

En la **Figura 7.418**. Se observa la localización del túnel denominado A1 en el subsuelo de la catedral de Morelia, cabe recordar que dicho túnel se encuentra localizado en el centro del macroelemento, es decir, además es de apreciarse sus dimensiones de dicho túnel. Además, cabe recordar que dicho macroelemento es el más crítico, ya que se encuentra localizado en el crucero de la catedral de Morelia y sostiene una cuarta parte de la cúpula.

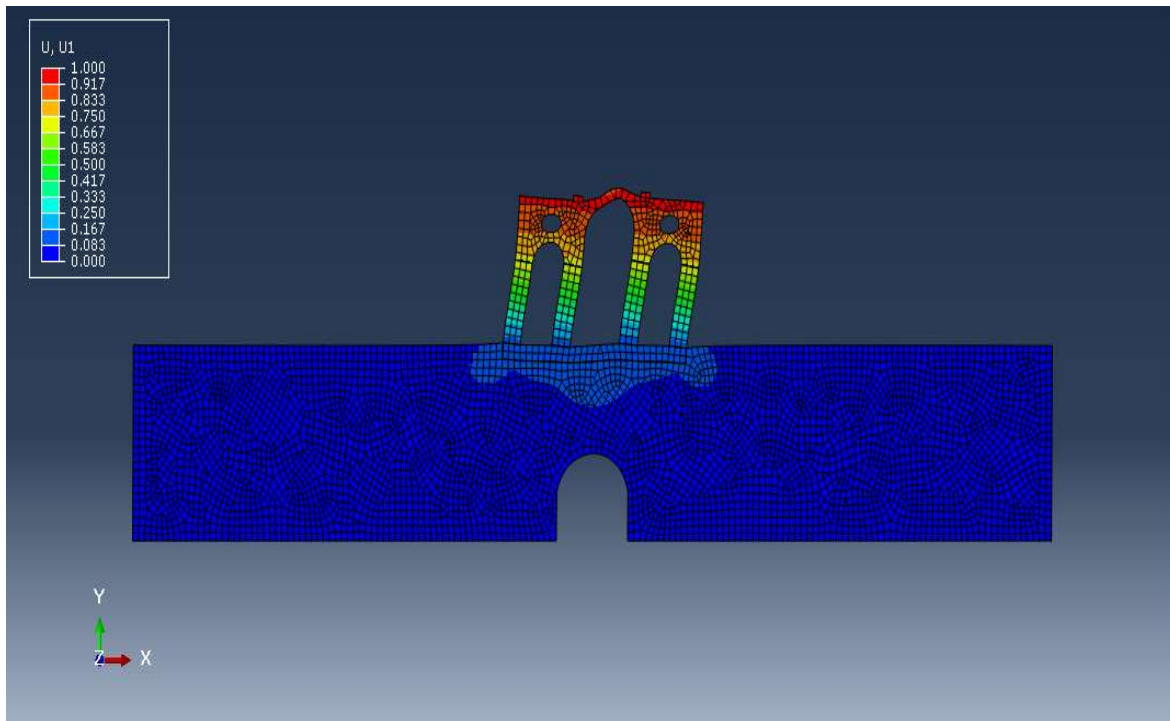


Figura 7.419. Análisis modal del pórtico transepto en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 7.419**. Se puede apreciar el sistema suelo-túnel-cimentación-pórtico transepto, en el cual se observa el primer modo de vibrar, calculado a través de un análisis de frecuencias (Perturbación lineal), se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad del suelo, densidad promedio del suelo y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.176.$$

$$a_1 = 0.013.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E (\text{suelo}) = 120000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.187 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.35.$$

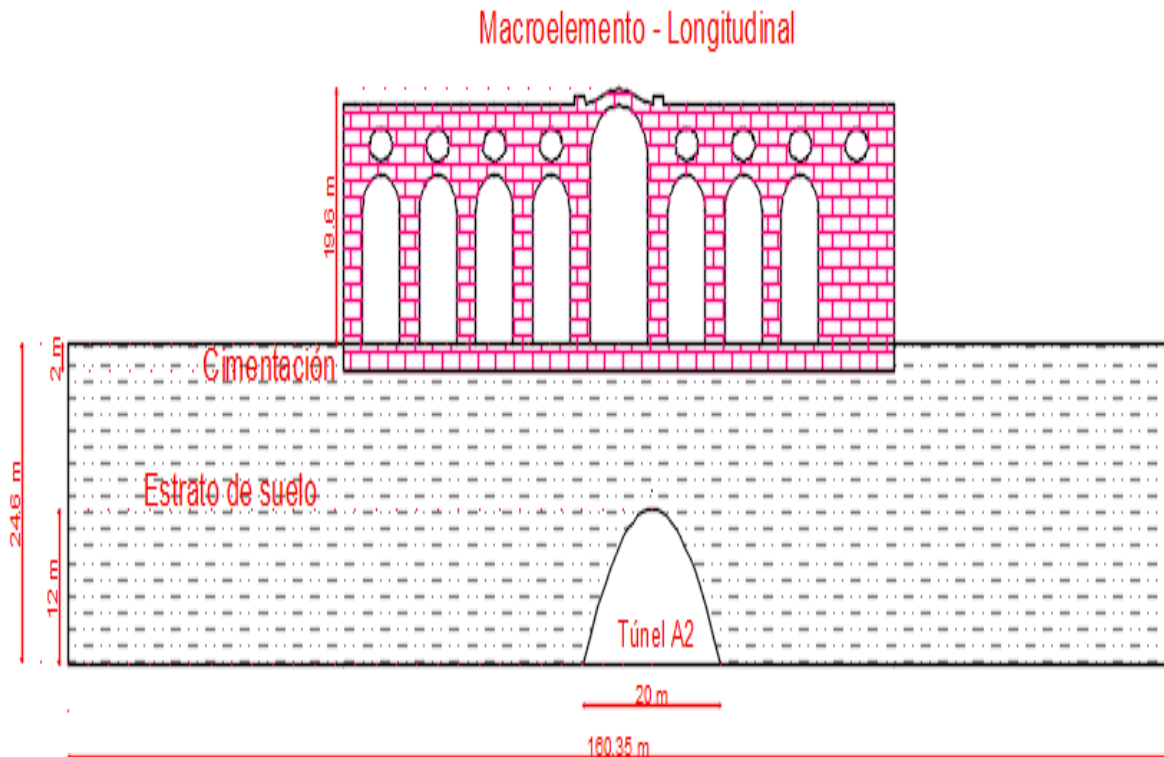


Figura 7.420. Macroelemento longitudinal con su cimentación, estrato homogéneo de suelo y localización del túnel A2, con un espesor de 1.3 metros.

En la **Figura 7.420**. Se observa la localización del túnel denominado A2 en el subsuelo de la catedral de Morelia, dicho túnel entra por un costado de dicha catedral, es decir, por la plaza denominada: Plaza de Armas (Plaza de los Mártires), como sabemos, la catedral de Morelia posee 2 macroelementos longitudinales, pero se decidió que el túnel A2, solo llega hasta la parte central de la catedral, ya que se desconoce si en realidad cruza todo el subsuelo en el cual se encuentra asentada nuestra catedral moreliana.

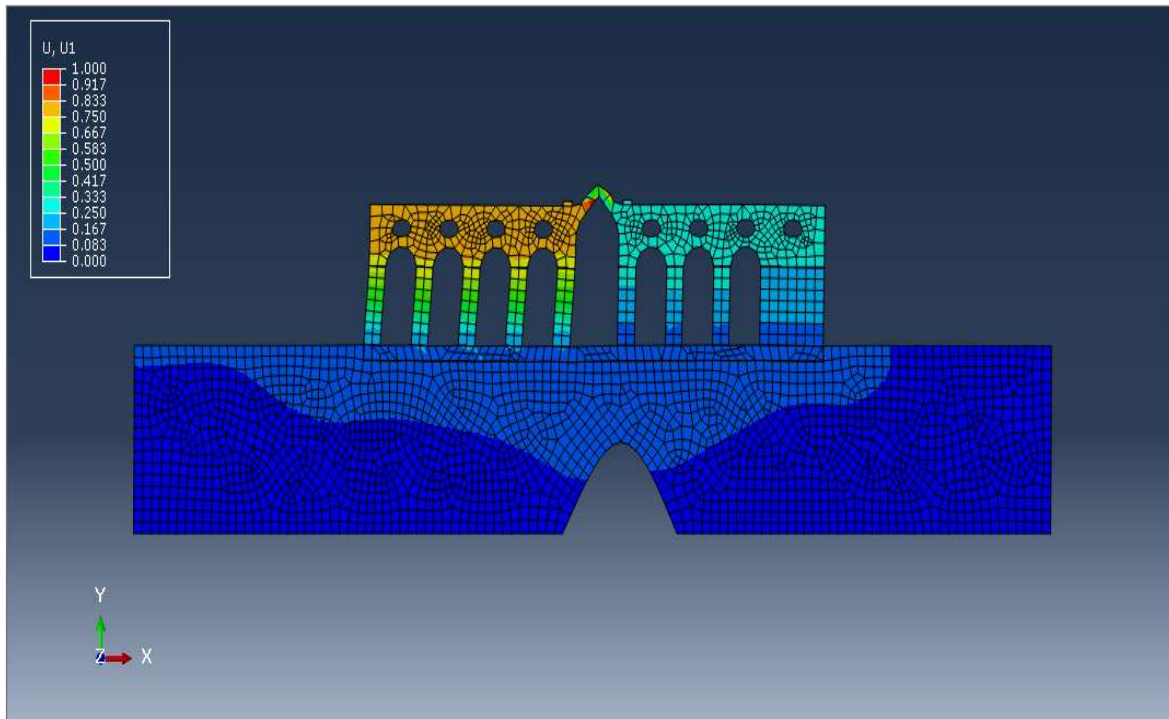


Figura 7.42. 1 Análisis modal del pórtico transepto en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 7.421**. Se puede apreciar el sistema suelo-túnel-cimentación-pórtico longitudinal, en el cual se observa el primer modo de vibrar, calculado a través de un análisis de frecuencias (Perturbación lineal), se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad del suelo, densidad promedio del suelo y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.177.$$

$$a_1 = 0.012.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E (\text{suelo}) = 130000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.187 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.35.$$

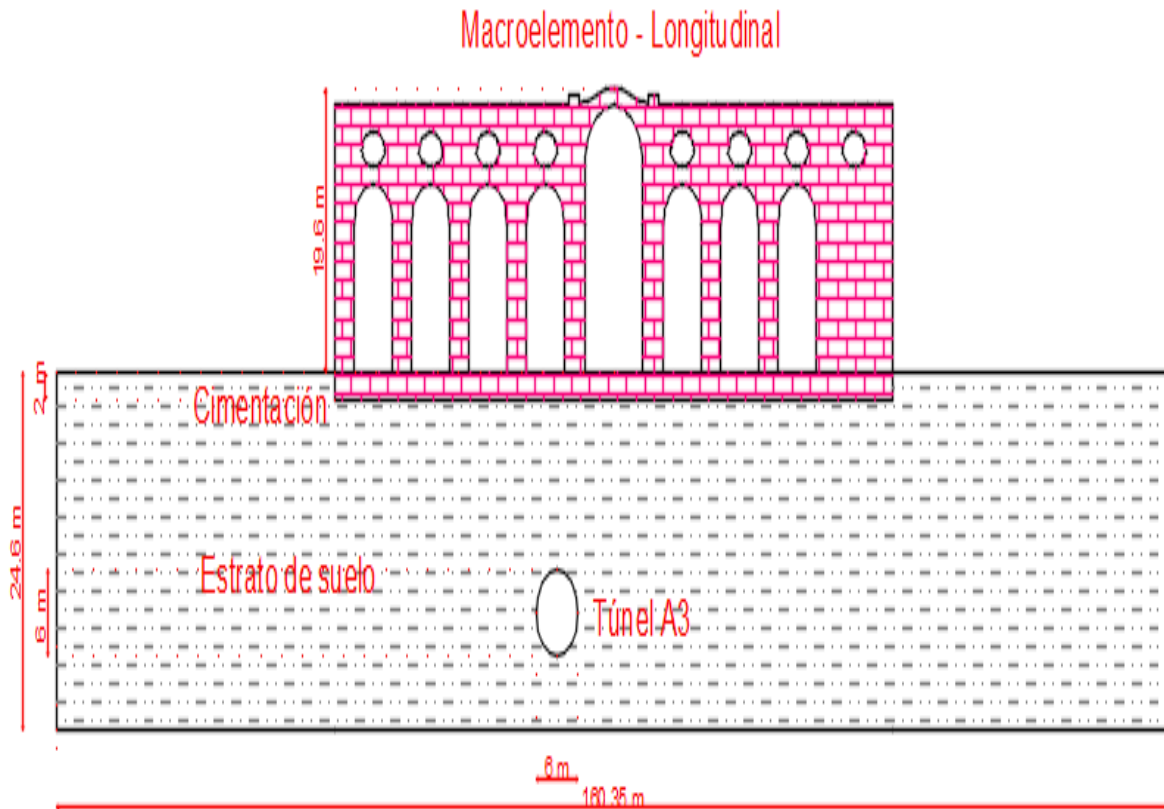


Figura 7.422. Macroelemento longitudinal con su cimentación, estrato homogéneo de suelo y localización del túnel A3.

En la **Figura 7.422**. Se observa la localización del túnel denominado A3 en el subsuelo de la catedral de Morelia, dicho túnel entra por un costado de dicha catedral, es decir, por la plaza denominada: Melchor Ocampo, de igual manera que el túnel A2, se desconoce si cruza todo el subsuelo de la catedral.

Dada la importancia de la catedral de Morelia, los antiguos constructores emplearon los mejores materiales disponibles para construirla, por lo que suponemos que la super-estructura (catedral de Morelia), la cimentación y los túneles en el subsuelo de dicha catedral fueron contruidos con la misma calidad de los materiales (cantera), es decir, de excelente calidad, al igual, que el proceso constructivo.

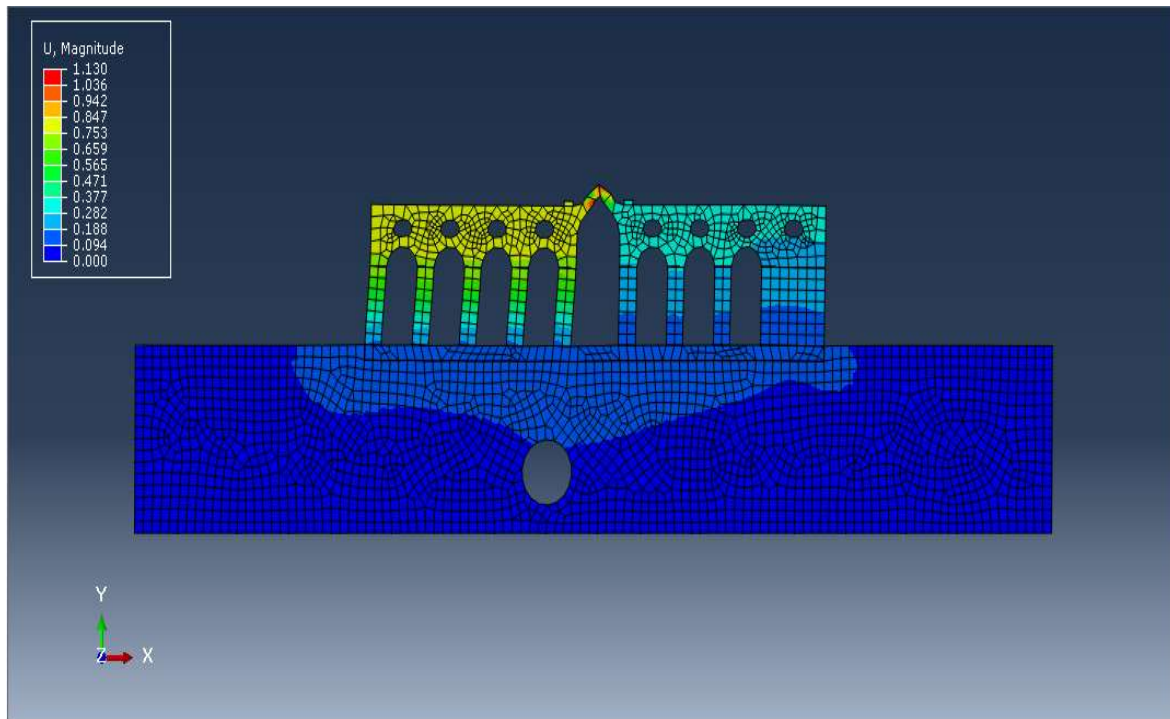


Figura 7.422. Análisis modal del pórtico longitudinal en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 7.422**. Se puede apreciar el sistema suelo-túnel-cimentación-pórtico longitudinal, en el cual se observa el primer modo de vibrar, calculado a través de un análisis de frecuencias (Perturbación lineal), se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad del suelo, densidad promedio del suelo y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.178.$$

$$a_1 = 0.012.$$

$$T_n = 0.38 \text{ segundos.}$$

$$E (\text{suelo}) = 120000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho = 0.187 \frac{T \cdot S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.35.$$

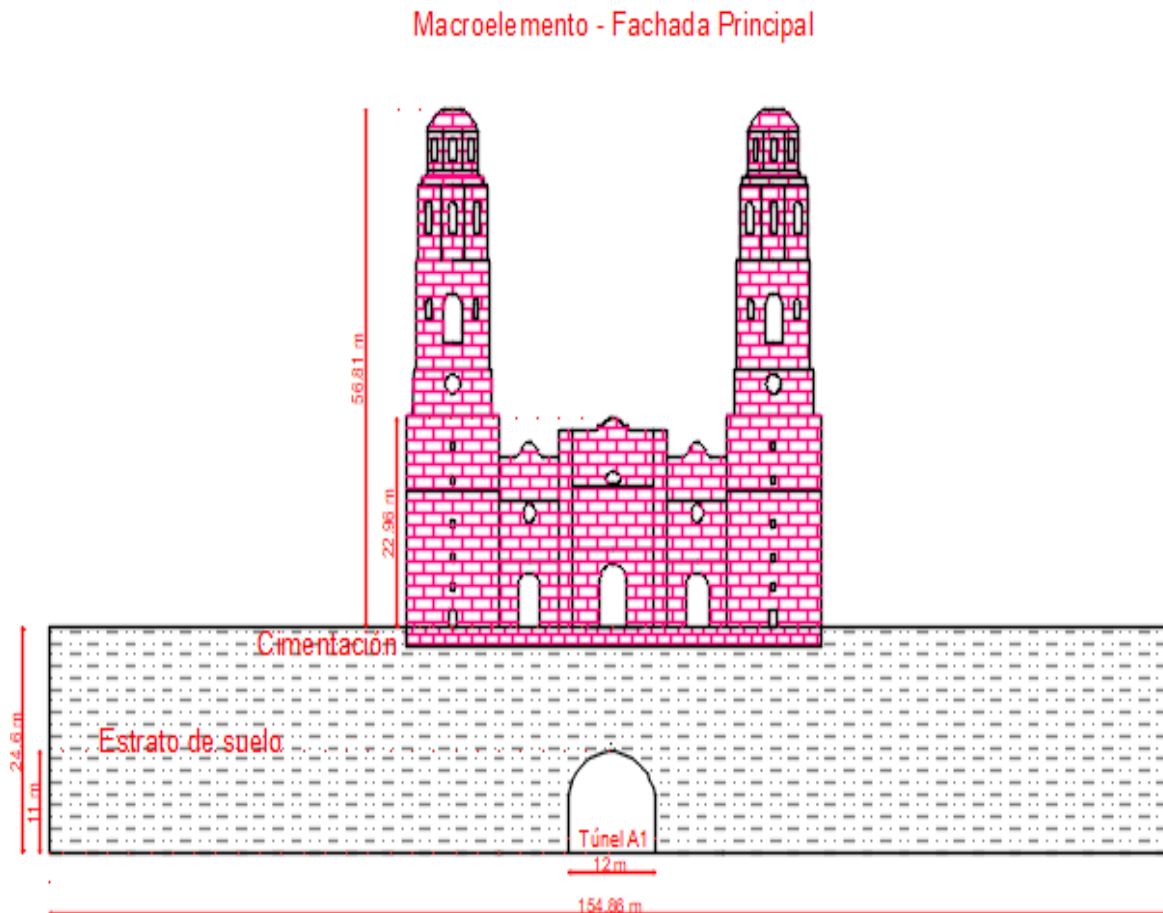


Figura 7.423. Macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia con su cimentación, estrato homogéneo de suelo y localización del túnel A1.

En la **Figura 7.423**. Se observa la localización del túnel denominado A1 en el subsuelo de la catedral de Morelia, cabe recordar que dicho túnel se encuentra localizado en el centro del macroelemento, además es de apreciarse sus dimensiones de dicho túnel.

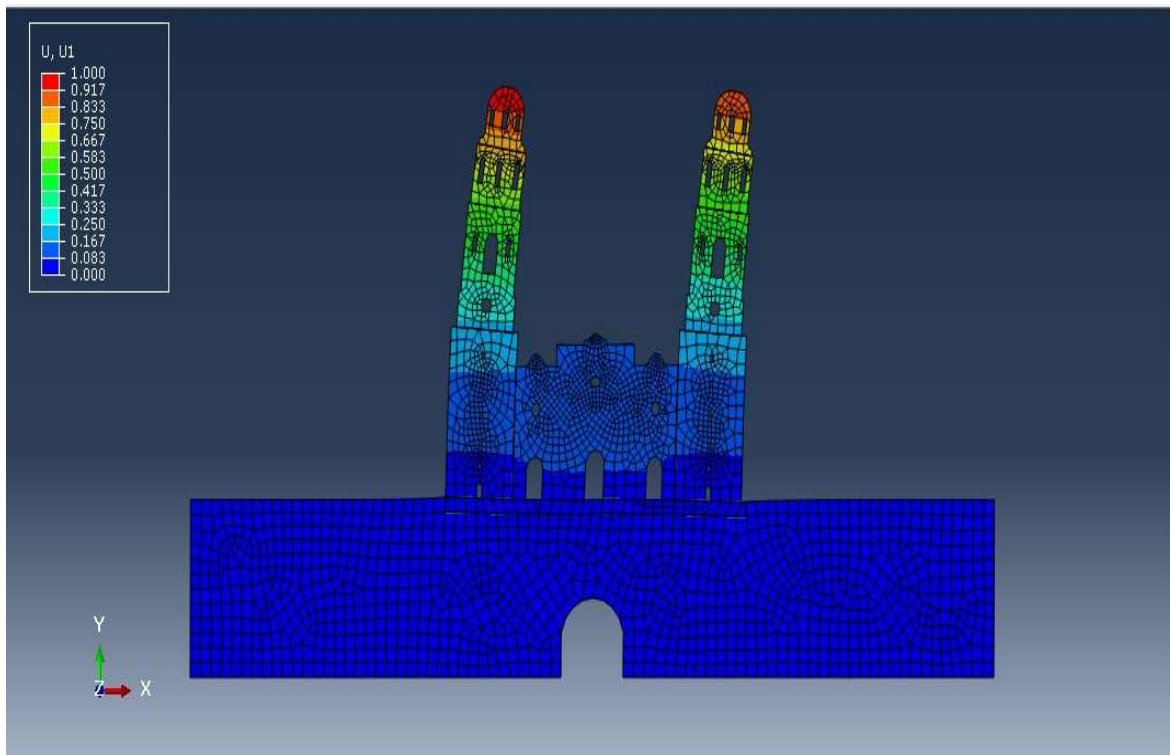


Figura 7.424. Análisis modal del pórtico Fachada Principal de la catedral de Morelia en Abaqus (Modo número 1).

En la **Figura 7.424**. Se puede apreciar el sistema suelo-túnel-cimentación-macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, en el cual se observa el primer modo de vibrar, calculado a través de un análisis de frecuencias (Perturbación lineal), se consideró una fracción de amortiguamiento del 5%, por lo que los coeficientes de Rayleigh, el periodo fundamental de vibración del sistema, módulo de elasticidad del suelo, densidad promedio del suelo y el coeficiente de Poisson son:

$$a_o = 0.10.$$

$$a_1 = 0.012.$$

$$T_n = 0.73 \text{ segundos.}$$

$$E (\text{suelo}) = 120000 \frac{T}{M^2}.$$

$$\rho (\text{suelo}) = 0.187 \frac{T * S^2}{M^4}.$$

$$\mu = 0.35.$$

Como es de apreciarse en los análisis modales (perturbación lineal), los distintos macroelementos (Tipo, Transepto, Longitudinal y la Fachada) presentan distintos comportamientos, dados a la diferencia de masa y rigidez. Cabe recordar que los diferentes macroelementos se calibraron a sus respectivos periodos fundamentales de vibración incluyendo el estrato de suelo.

7.5 ANÁLISIS ESTÁTICOS DE LOS MACROELEMENTOS.

Como es sabido, las propiedades dinámicas de una estructura dependen de la rigidez y masa de la propia estructura, dichos macroelementos fueron calibrados a su respectivo periodo fundamental de vibrar, cabe mencionar que en cada macroelemento modelado a través de un simple análisis estático se realizó su correspondiente bajada de cargas, las cuales se añadieron a cada macroelemento en forma de esfuerzos, el espesor de cada macroelemento se calculó a partir de inercias equivalentes y el peso propio de cada uno se calculó a través de volúmenes equivalentes, de tal manera que después se realizaran sus correspondientes análisis no lineales en la historia del tiempo.

En este caso, solo nos interesa representar los desplazamientos horizontales y verticales, así como las concentraciones de esfuerzos de cada macroelemento, cabe mencionar que sigue siendo un análisis lineal.

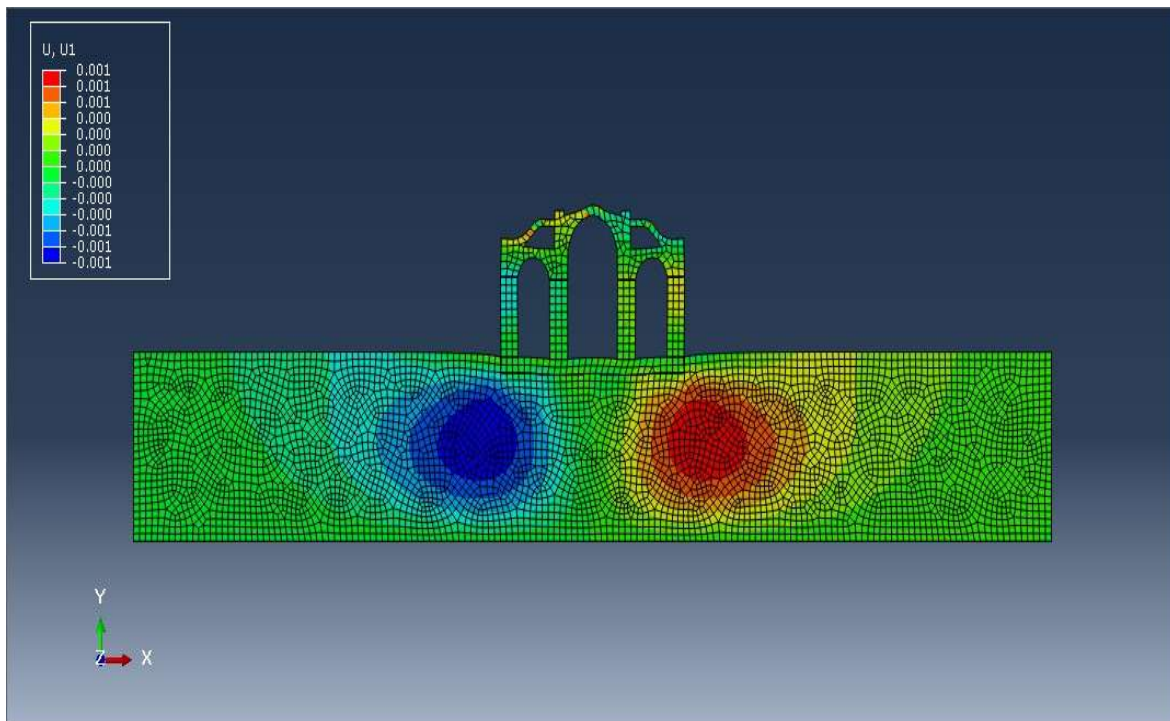


Figura 7.511. Análisis estático del macroelemento Tipo, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

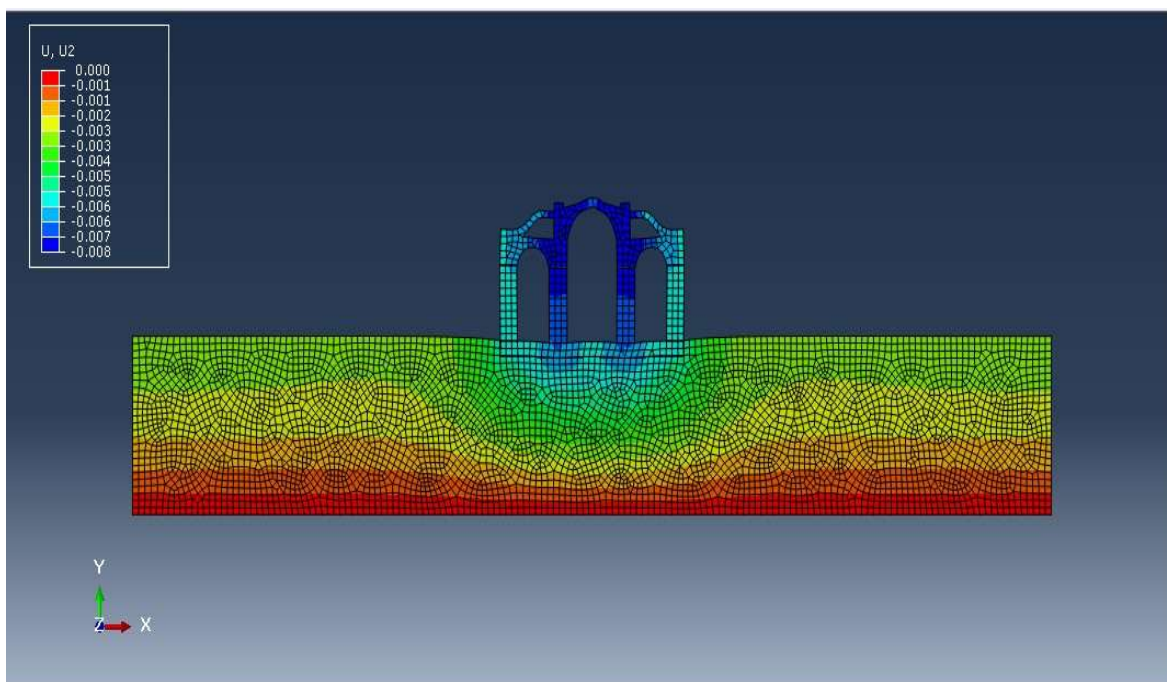


Figura 7.512. Análisis estático del macroelemento Tipo, en el cual se representan los desplazamientos en la dirección vertical (M).

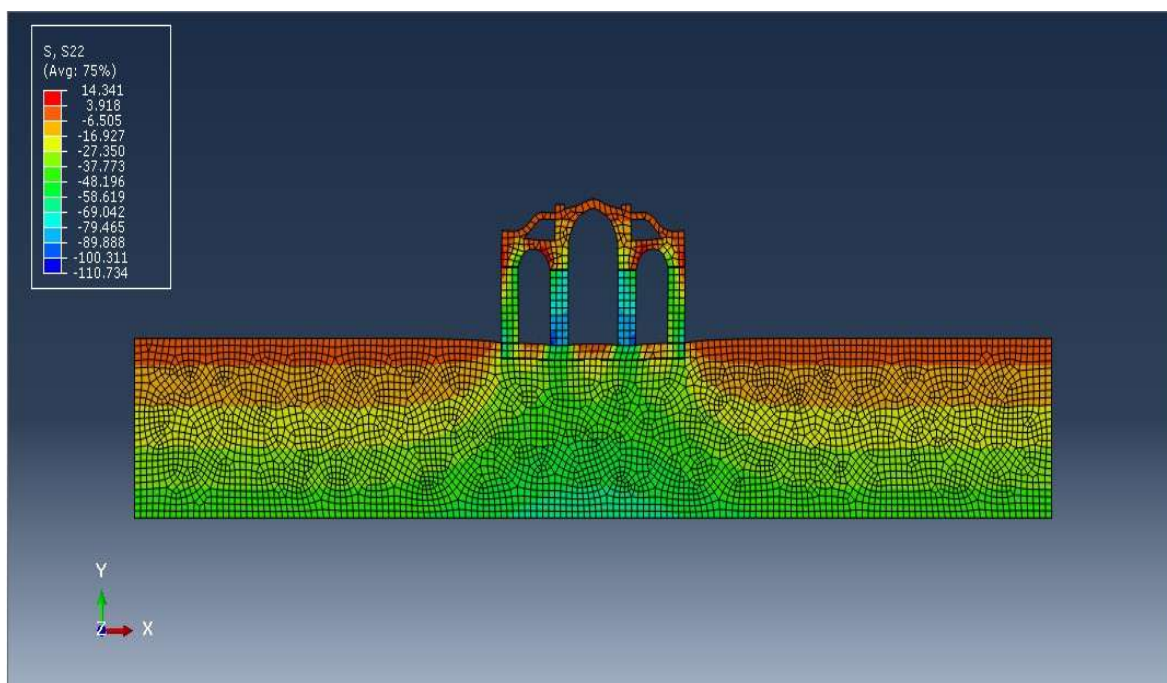


Figura 7.513. Análisis estático del macroelemento Tipo, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M²).

Como es de observarse en las **Figuras 7.511, 7.512 y 7.513**, los desplazamientos en la dirección horizontal y vertical son muy pequeños, apenas de algunos milímetros, los desplazamientos horizontales, los mayores se presentan en la parte superior de los pilares, los mayores desplazamientos verticales se presentan en el arco localizado en la bóveda principal, se presentan pequeñas concentraciones de esfuerzos en los arcos localizados en las bóvedas secundarias, al igual que en la parte inferior donde arrancan los arbotantes.

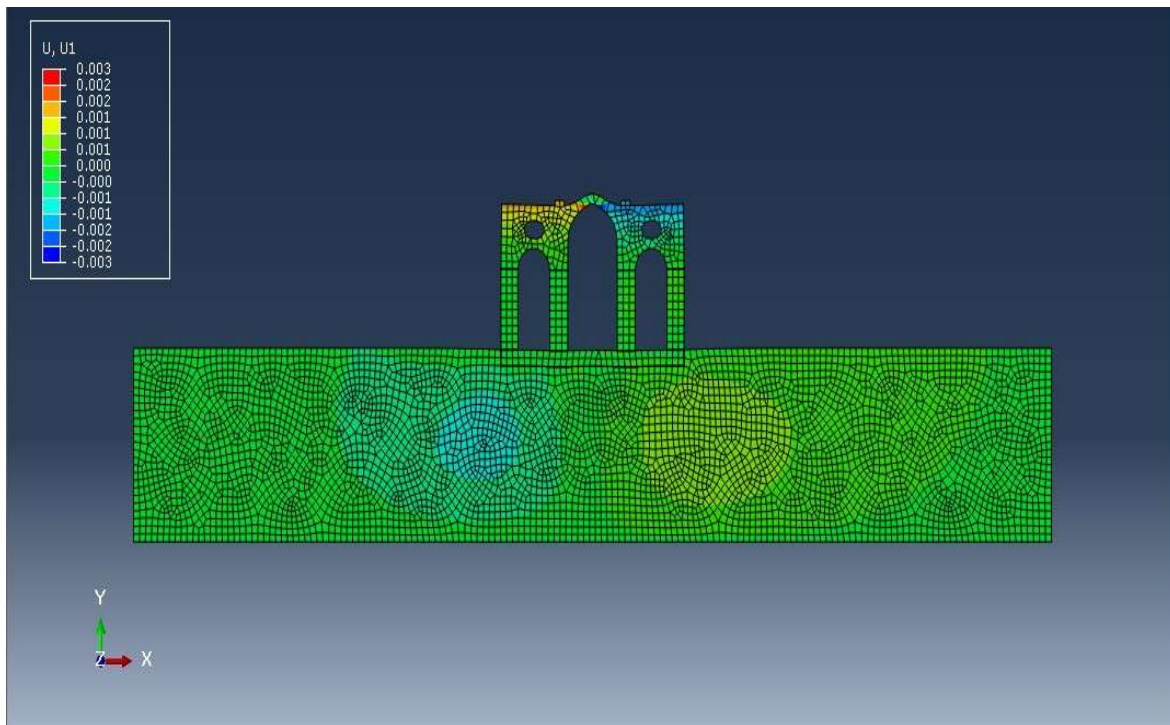


Figura 7.514. Análisis estático del macroelemento Transepto, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

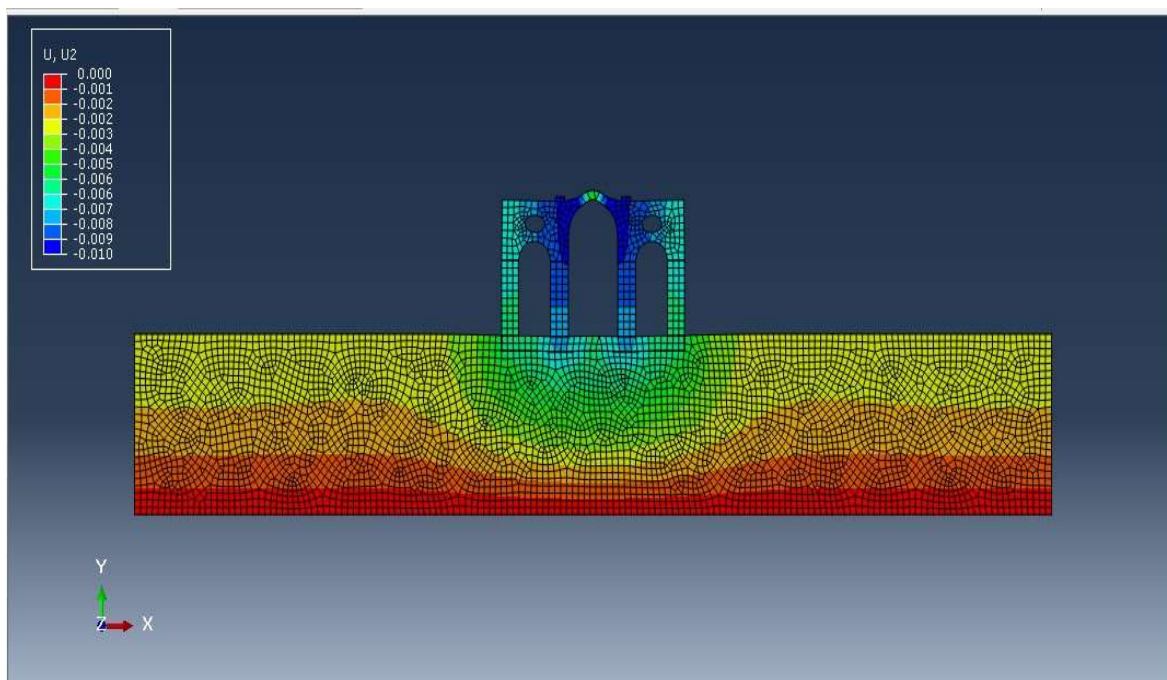


Figura 7.515. Análisis estático del macroelemento Transepto, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

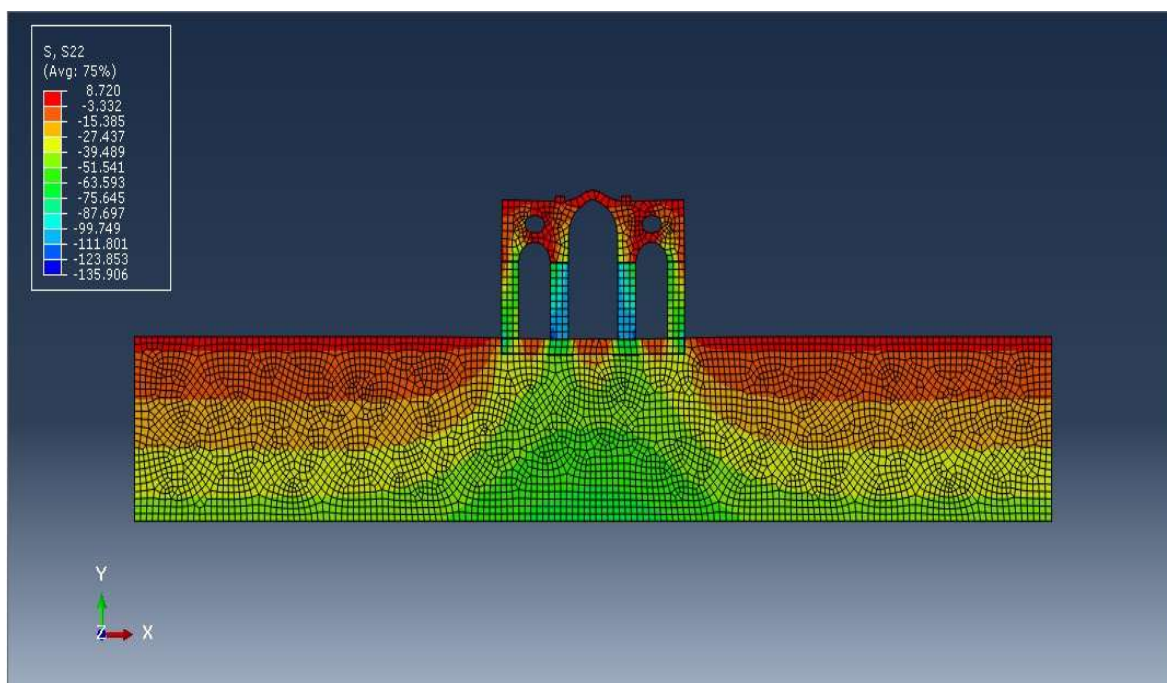


Figura 7.516. Análisis estático del macroelemento Transepto, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.514, 7.515 y 7.516**, los desplazamientos en la dirección vertical son de apenas algunos milímetros, los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte superior del macроеlemento, mientras que los mayores desplazamientos verticales se presentan en el arco localizado en la bóveda principal, además se presentan concentraciones de esfuerzos en la unión de los pilares centrales con la cimentación, dado que es la parte con mayor carga.

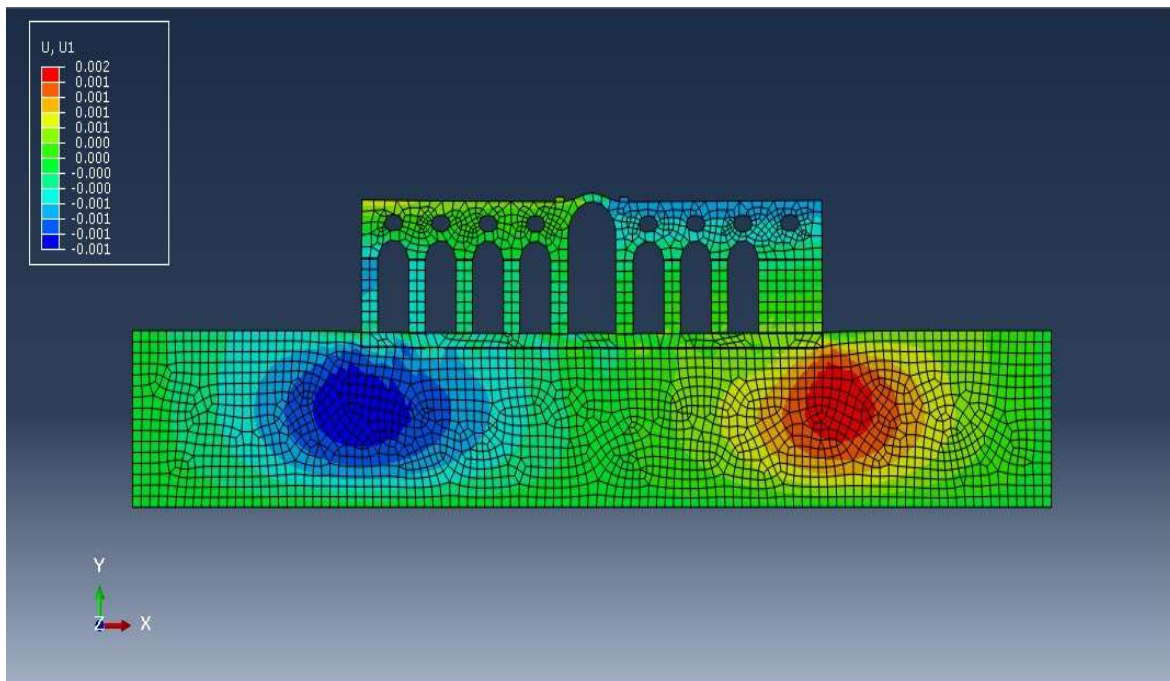


Figura 7.517. Análisis estático del macроеlemento Longitudinal, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

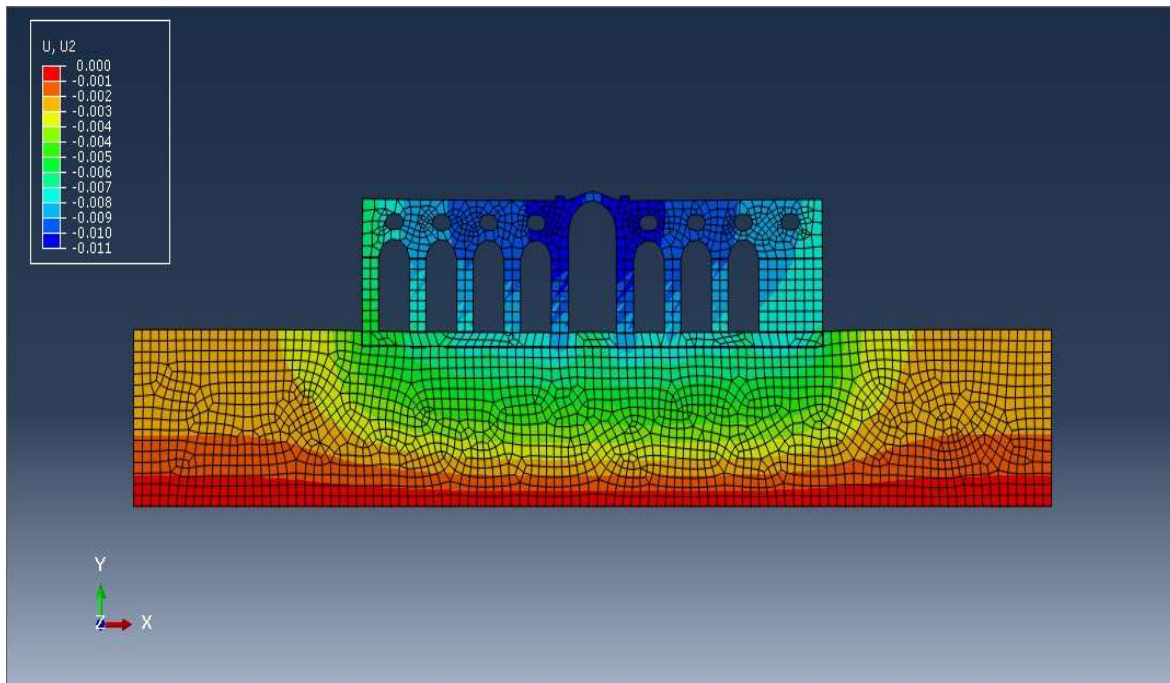


Figura 7.518. Análisis estático del macroelemento Longitudinal, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

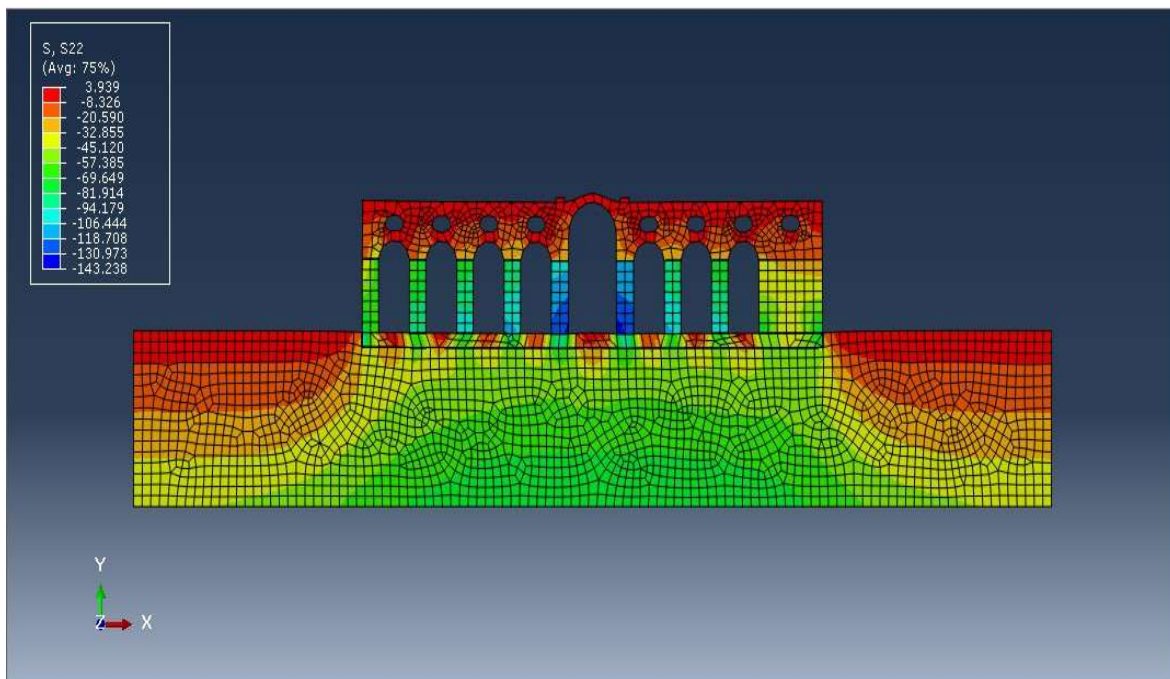


Figura 7.519. Análisis estático del macroelemento Longitudinal, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.517, 7.518 y 7.519**, los desplazamientos en la dirección vertical son de apenas algunos centímetros, los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte superior derecha del macroelemento, al igual que en los pilares localizados en la parte izquierda, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte central de dicho macroelemento, ya que es la parte con mayor carga, se presentan concentraciones de esfuerzos en la cimentación y pilares centrales del macroelemento.

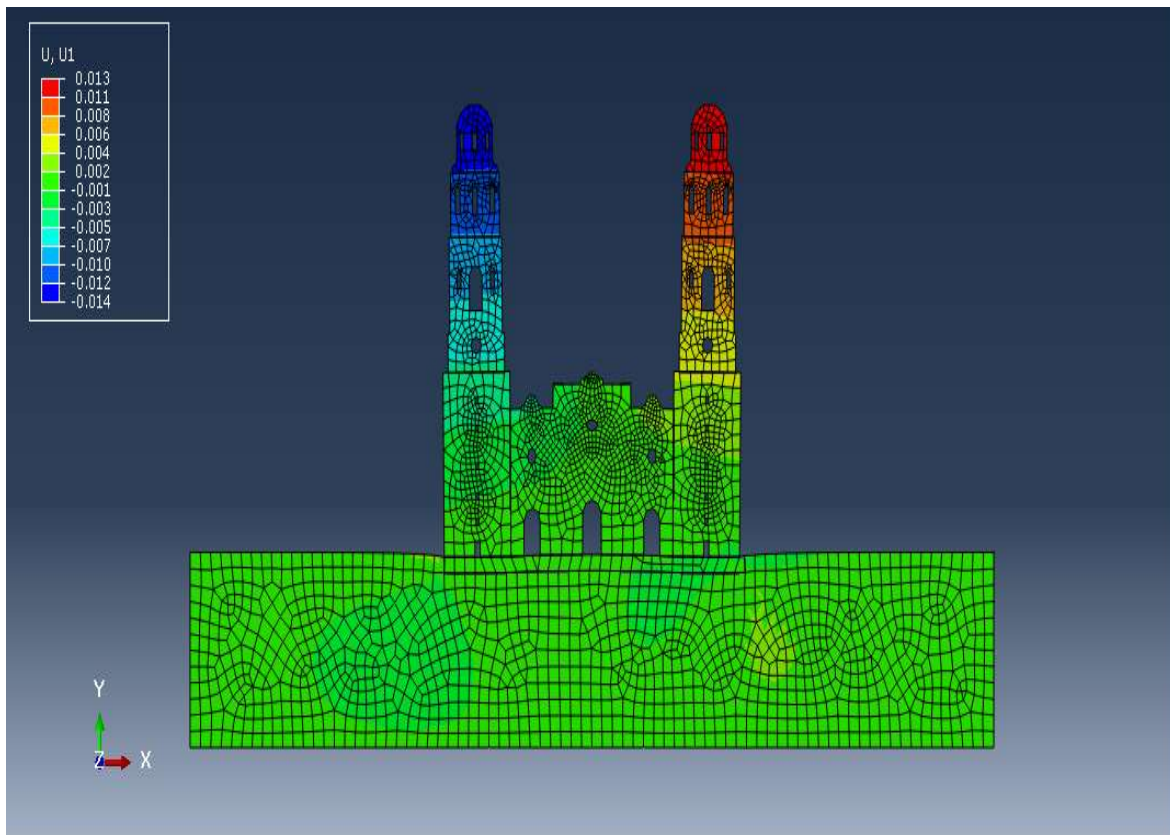


Figura 7.520. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

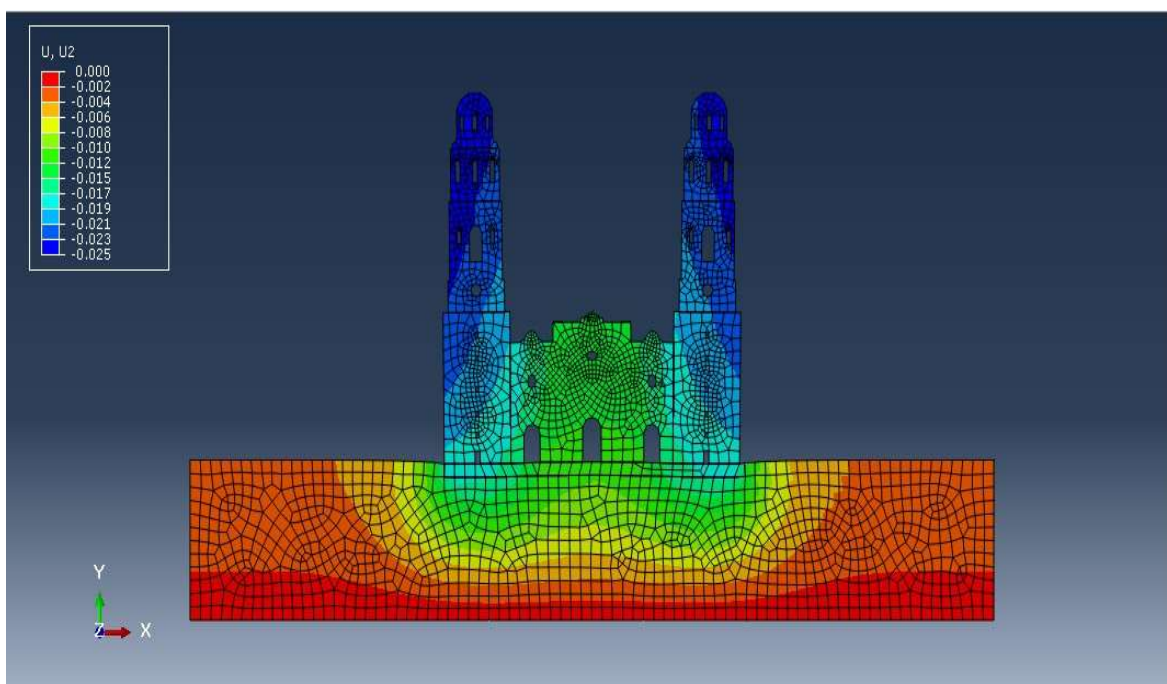


Figura 7.521. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

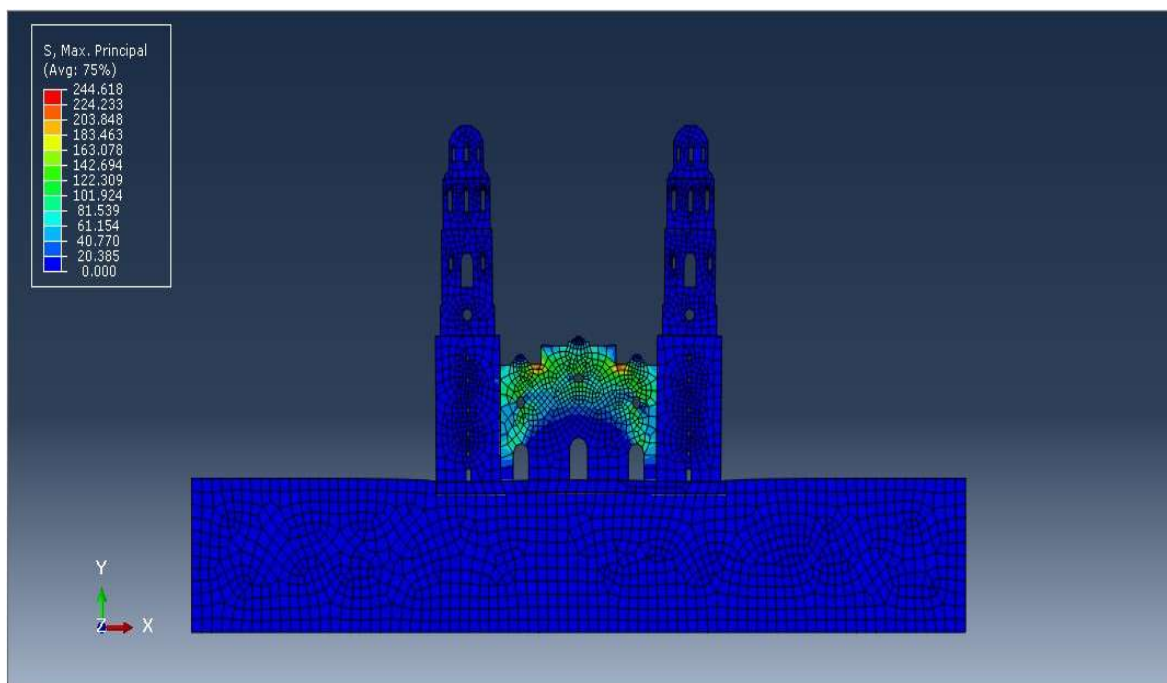


Figura 7.522. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).

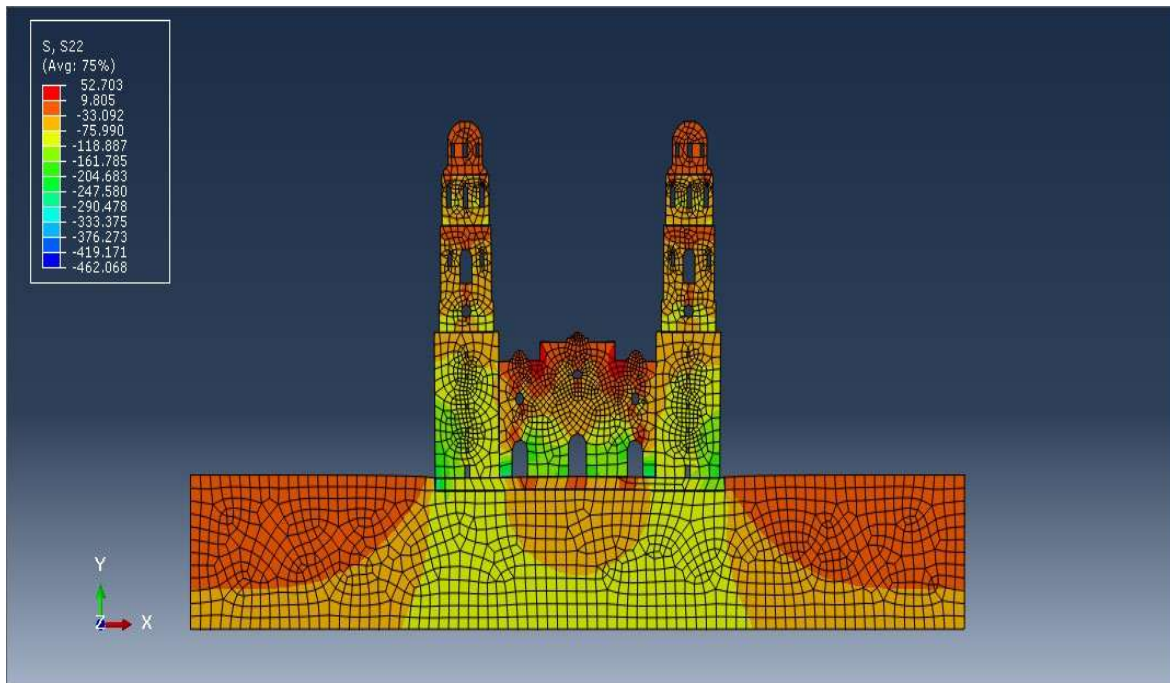


Figura 7.523. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.520, 7.521, 7.522 y 7.523**, los desplazamientos son muy pequeños, de apenas algunos centímetros, los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte superior de las torres, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte superior de las torres y en los extremos de la fachada tripartita, la concentración de esfuerzos se presenta en la parte superior de la fachada tripartita, debido a las pequeñas rotaciones que se presentan en la base de las torres de la catedral de Morelia.

Los desplazamientos en todos los macroelementos analizados a través de un análisis estático son muy pequeños de apenas algunos milímetros, en el caso de los macroelementos Longitudinal y la Fachada Principal de la catedral de Morelia los desplazamientos se incrementan un poco, las concentraciones de esfuerzos se localizan en las partes centrales de los macroelementos, al igual que en la cimentación, con lo cual se comprueba que la cimentación presenta un comportamiento muy rígido, al igual que los macroelementos de la catedral de Morelia.

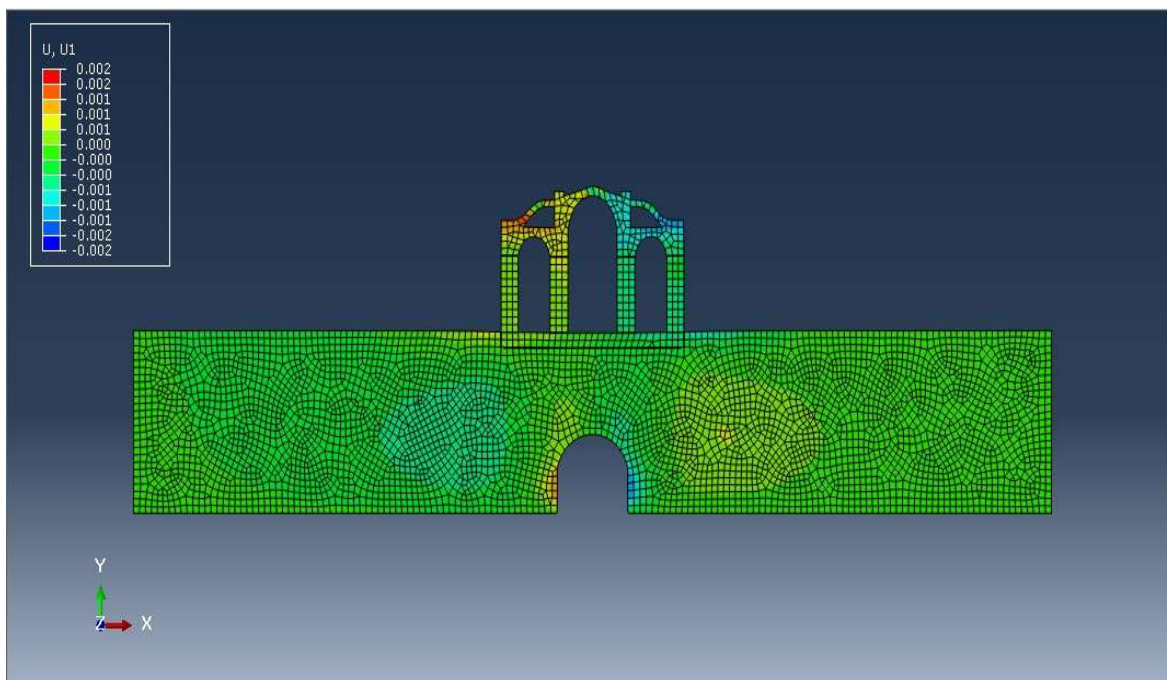


Figura 7.524. Análisis estático del macroelemento Tipo con túnel, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

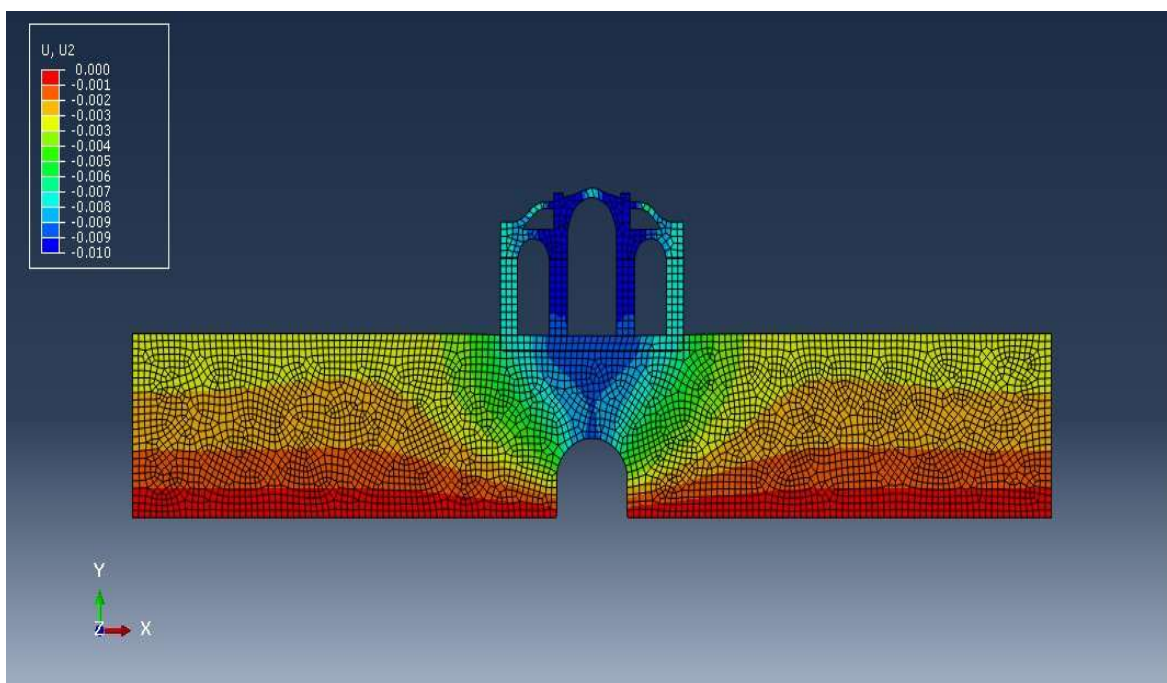


Figura 7.525. Análisis estático del macroelemento Tipo con túnel, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

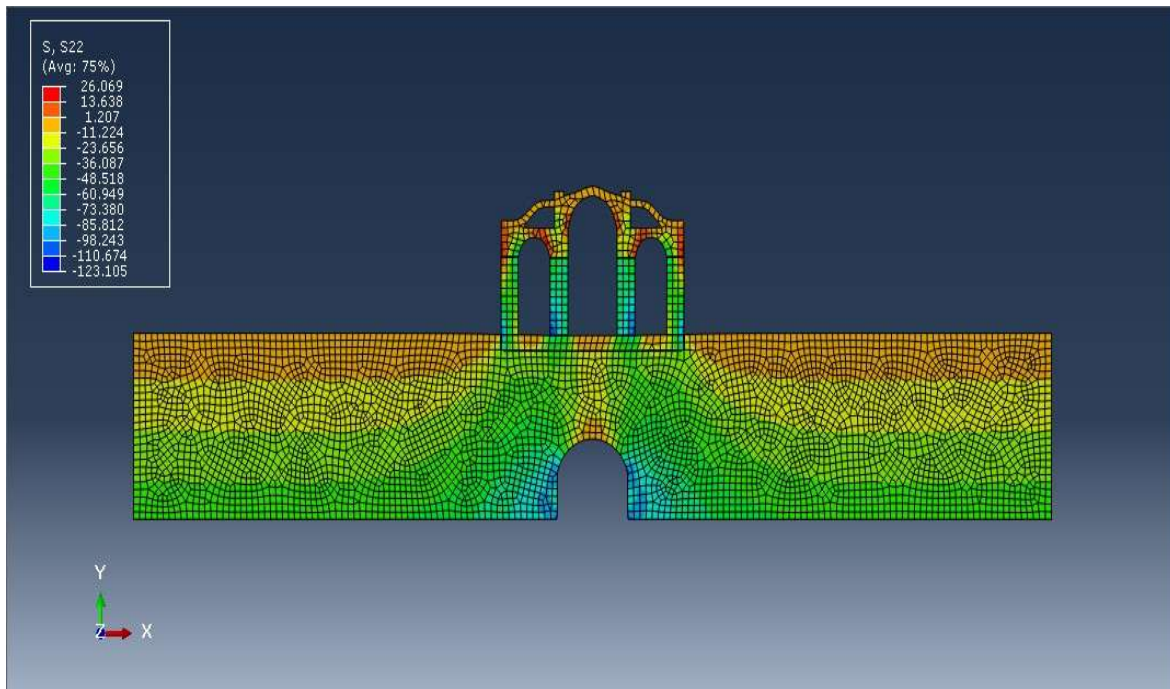


Figura 7.526. Análisis estático del macroelemento Tipo con túnel, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M²).

Como es de observarse en las **Figuras 7.524, 7.525 y 7.526**, los desplazamientos son muy pequeños, se puede notar que los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte superior de los pilares, debido al coceo de los arcos, respecto al túnel, los mayores desplazamientos se presentan en sus extremos, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte central del macroelemento, en el túnel ocurren en donde se encuentra la clave, es de notar como la distribución de desplazamientos verticales tiende de la cimentación hacia la parte central del túnel, la concentración de esfuerzos se localiza en los arcos de las bóvedas secundarias, en la unión de los pilares con la cimentación, respecto al túnel, se observa concentración de esfuerzos en su parte inferior.

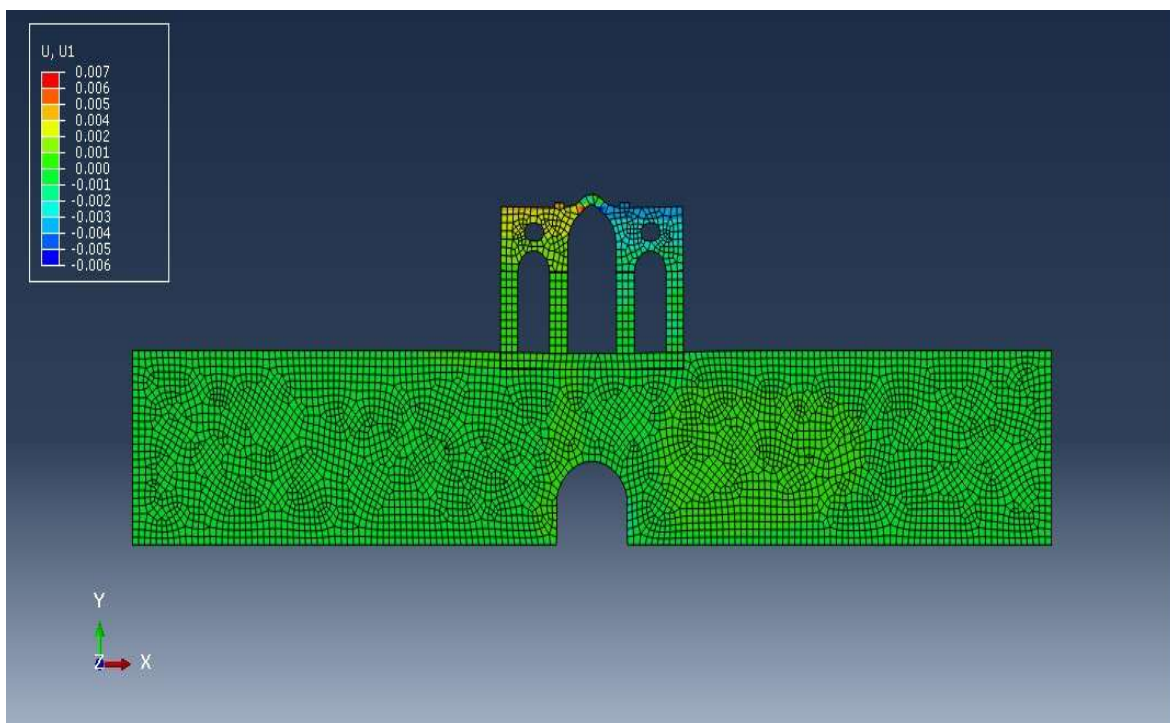


Figura 7.527. Análisis estático del macroelemento Transepto con túnel, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

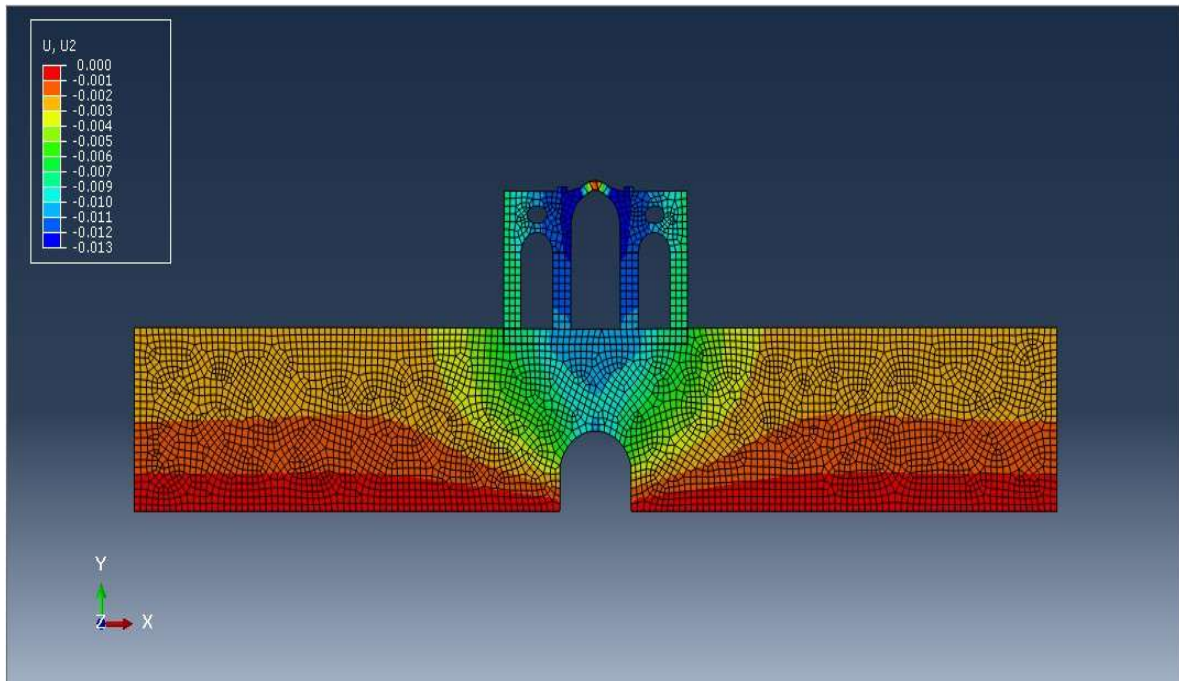


Figura 7.528. Análisis estático del macroelemento Transepto con túnel, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

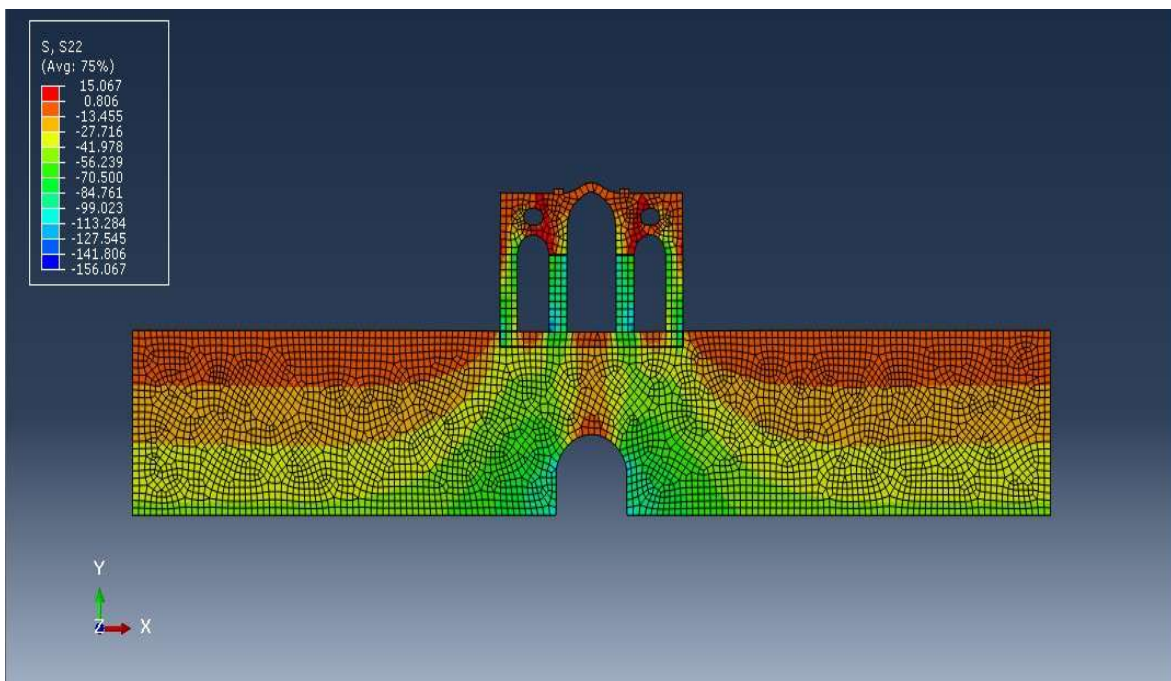


Figura 7.529. Análisis estático del macroelemento Tipo con túnel, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.527, 7.528 y 7.529**, los desplazamientos son muy pequeños, los mayores desplazamientos horizontales se presentan en el arco de la bóveda principal, al igual que en los óculos, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte central del macroelemento, ya que en donde existe mayor carga, se puede observar que la distribución de desplazamientos verticales tiende de la cimentación hacia la parte central del túnel, por lo que dicha parte del túnel es la que sufre mayores desplazamientos, la concentración de esfuerzos se localiza alrededor de los arcos de las bóvedas secundarias y en la unión de los pilares centrales con la cimentación, a lo largo de todo el perímetro del túnel se pueden observar concentraciones de esfuerzos.

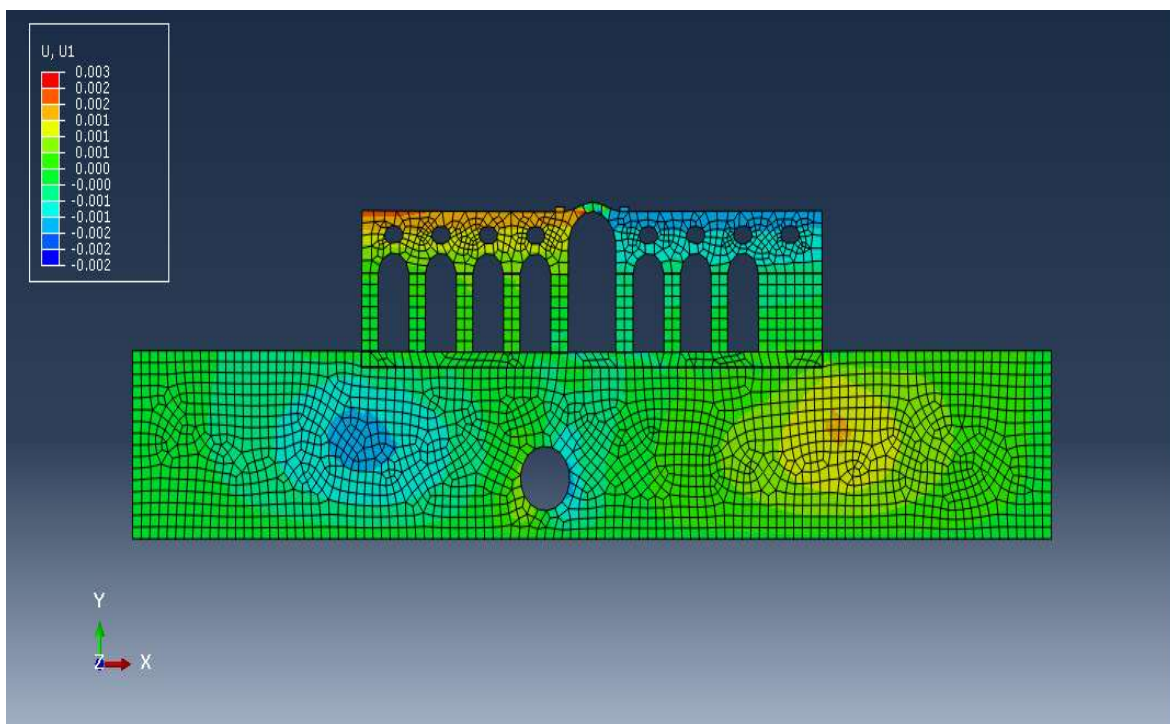


Figura 7.530. Análisis estático del macroelemento Longitudinal con túnel circular, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

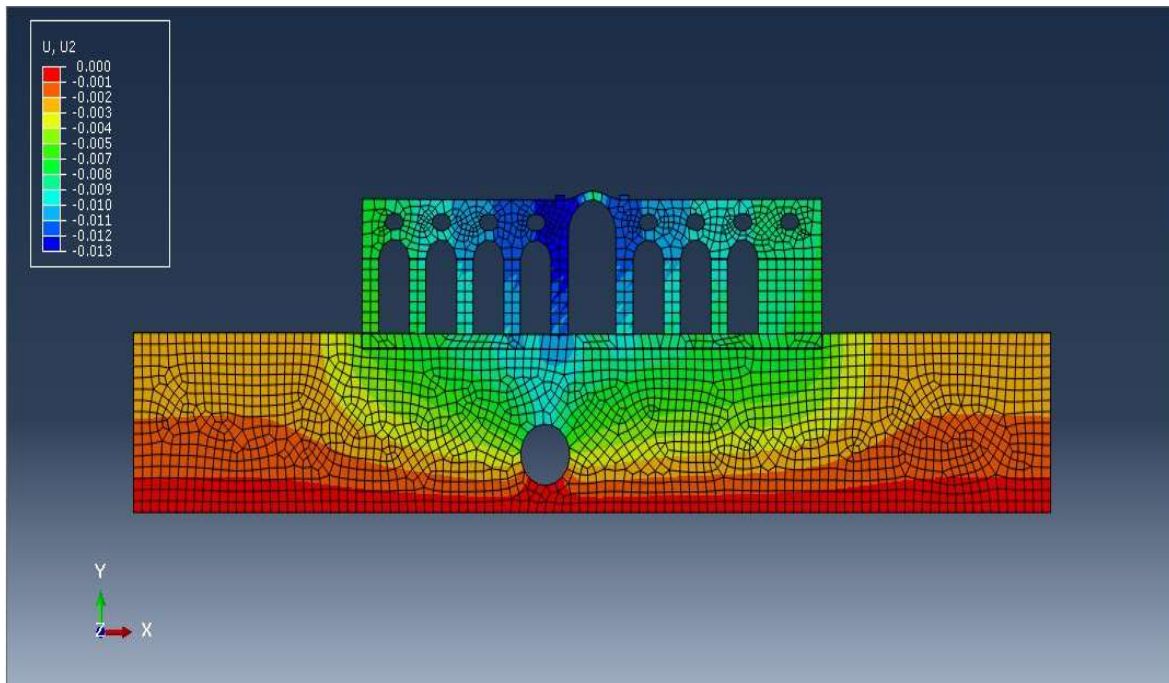


Figura 7.531. Análisis estático del macroelemento Longitudinal con túnel circular, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

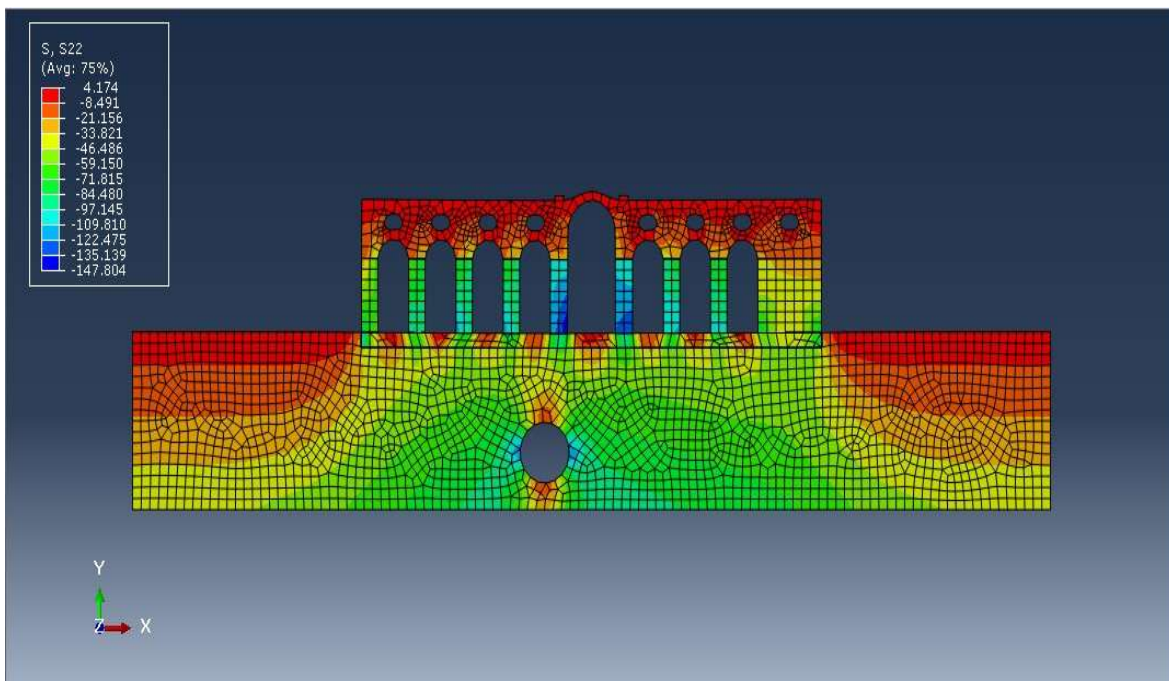


Figura 7.532. Análisis estático del macroelemento Longitudinal con túnel circular, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.530, 7.531 y 7.532**, los desplazamientos son muy pequeños, los mayores desplazamientos se presentan en la parte superior del macroelemento, debido a la deformación de los óculos, se puede apreciar como los desplazamientos horizontales deforman el túnel circular, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte central del macroelemento, dado que es el lugar con mayor carga, se hace notar como existe una tendencia en la distribución de desplazamientos verticales de la cimentación hacia la parte central del túnel, lo que hace que dicha zona presente los mayores desplazamientos verticales, existen concentraciones de esfuerzos en los pilares del centro, al igual que en partes centrales de la cimentación y en la parte inferior del túnel.

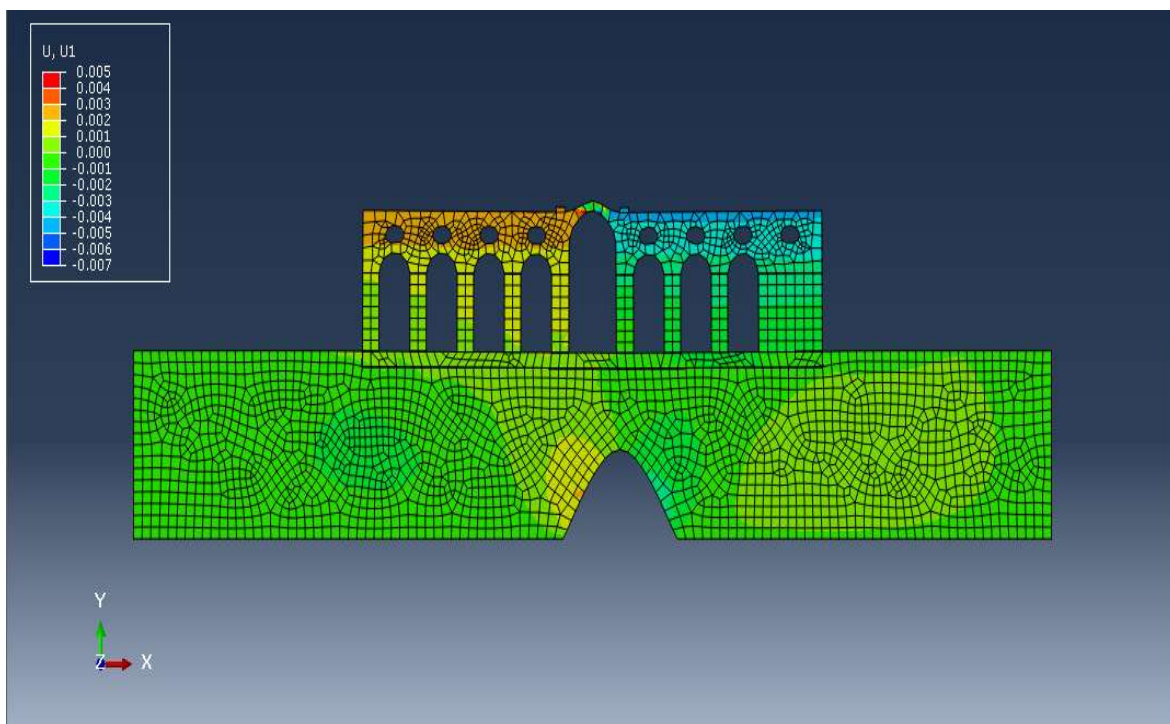


Figura 7.533. Análisis estático del macroelemento Longitudinal con túnel ojival, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

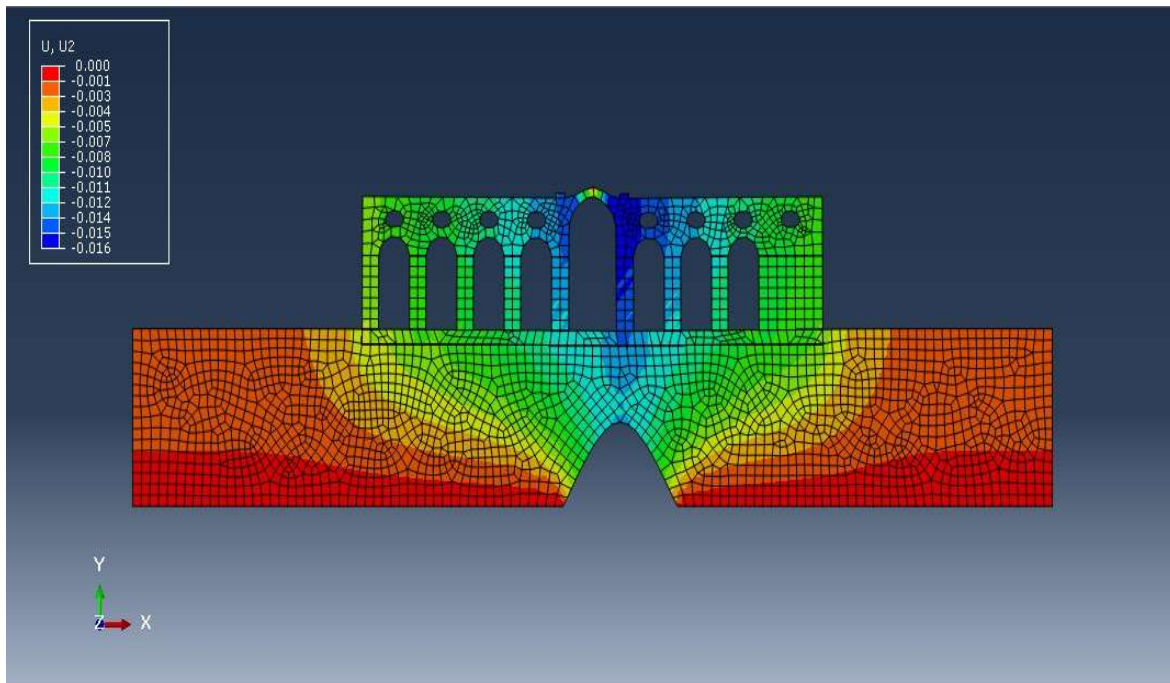


Figura 7.534. Análisis estático del macroelemento Longitudinal con túnel ojival, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

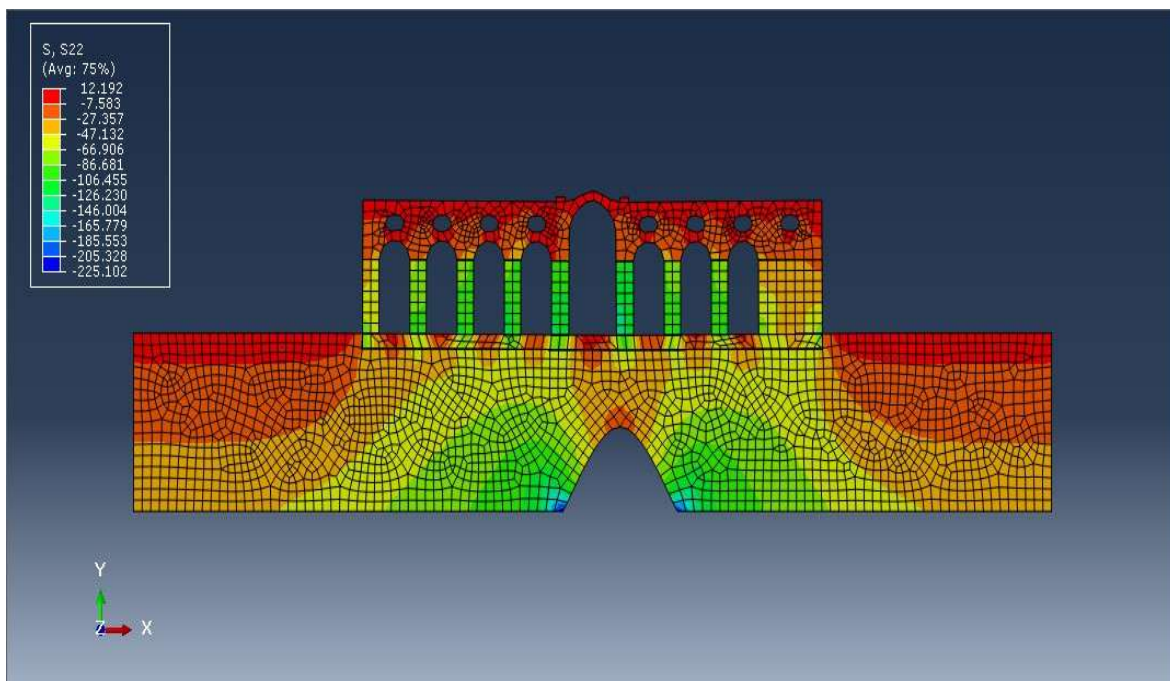


Figura 7.535. Análisis estático del macroelemento Longitudinal con túnel ojival, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.533, 7.534 y 7.535**, los desplazamientos son muy pequeños, los mayores desplazamientos se presentan en la parte superior del macroelemento, debido a las deformaciones de los óculos, al igual que se aprecian desplazamientos horizontales alrededor del perímetro del túnel, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte central del macroelemento, además de presentarse desplazamientos en los pilares centrales y en sus uniones con la cimentación, existe una tendencia en la distribución de desplazamientos verticales de la cimentación hacia la parte central del túnel, lo cual indica que es la zona del túnel que mayores desplazamientos presenta, existen concentraciones de esfuerzos en los pilares del centro, en su parte inferior, justamente en su unión con la cimentación, igualmente alrededor del perímetro del túnel se presentan concentraciones de esfuerzos, aumentando su magnitud conforme se incrementa la profundidad del subsuelo.

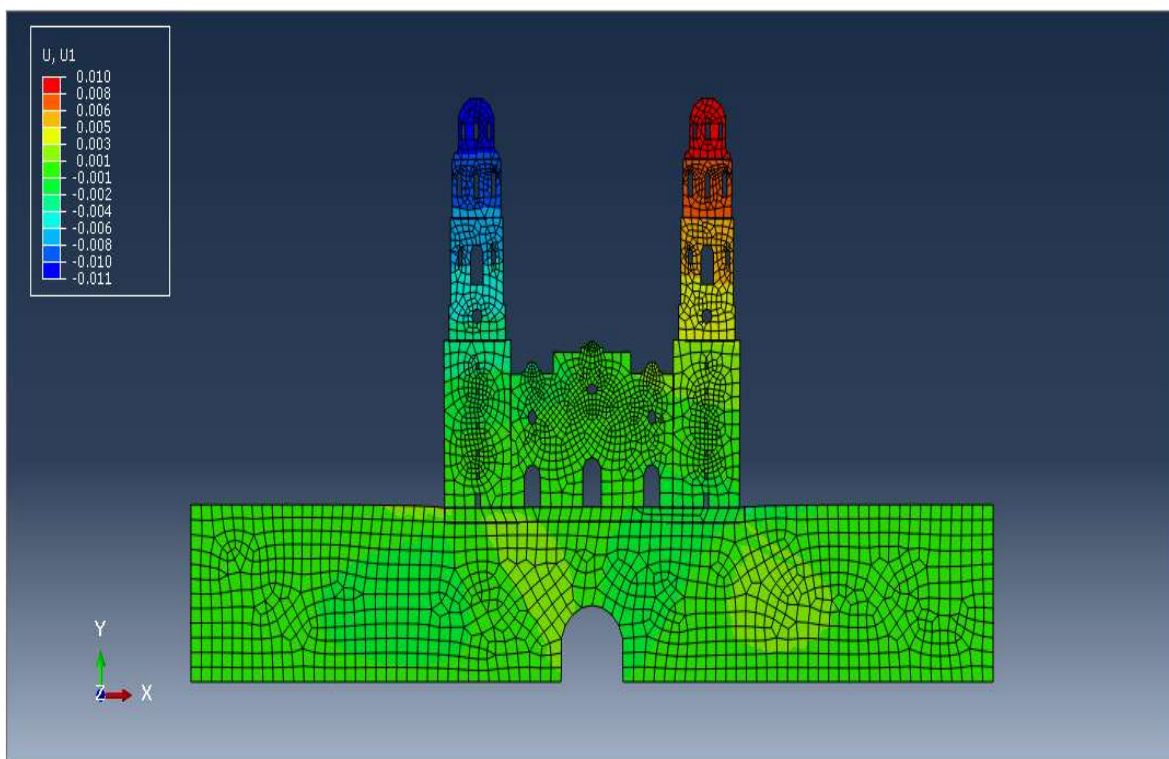


Figura 7.536. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia con túnel, en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

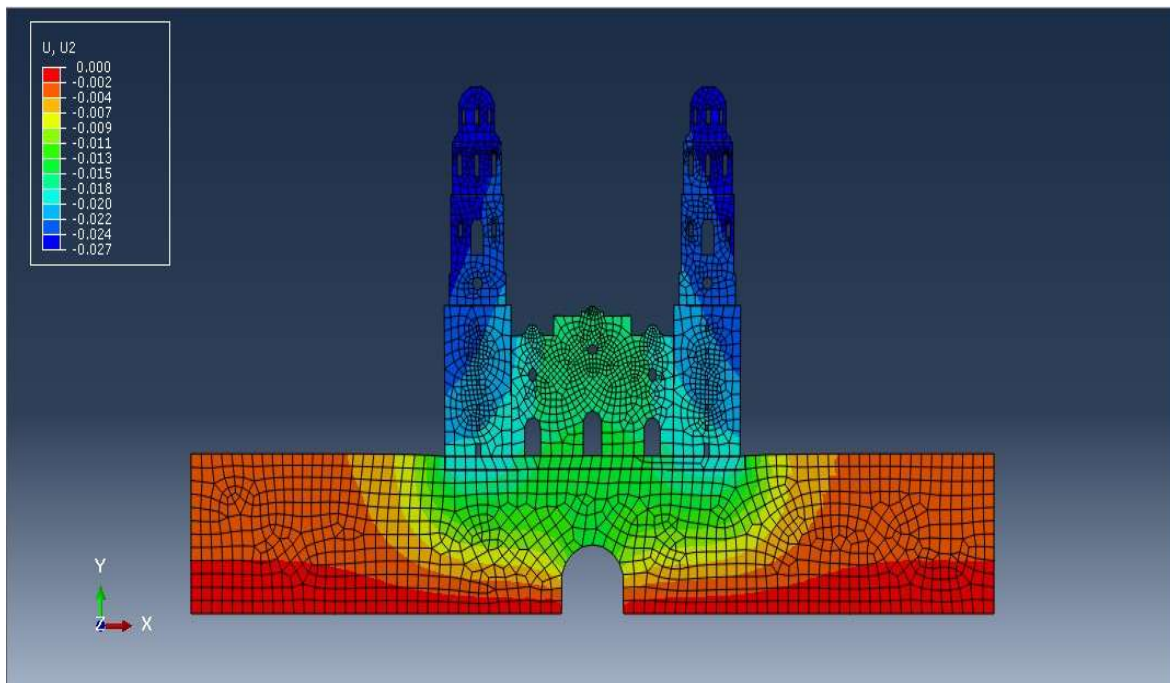


Figura 7.537. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia con túnel, en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

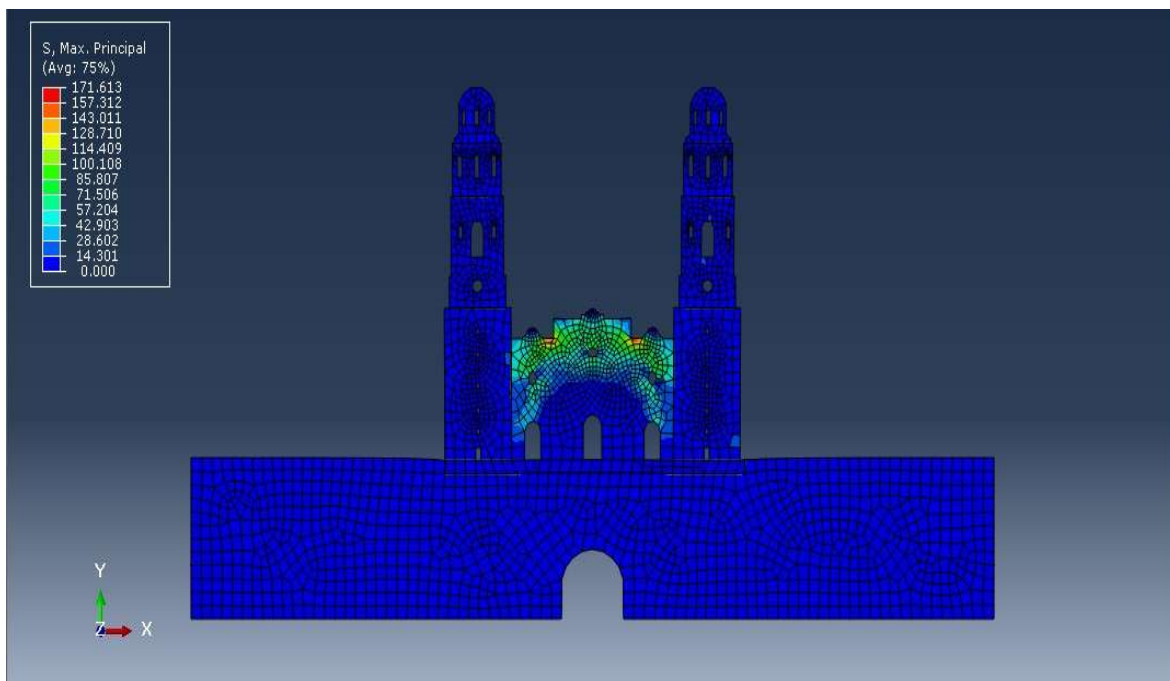


Figura 7.538. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia con túnel, en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

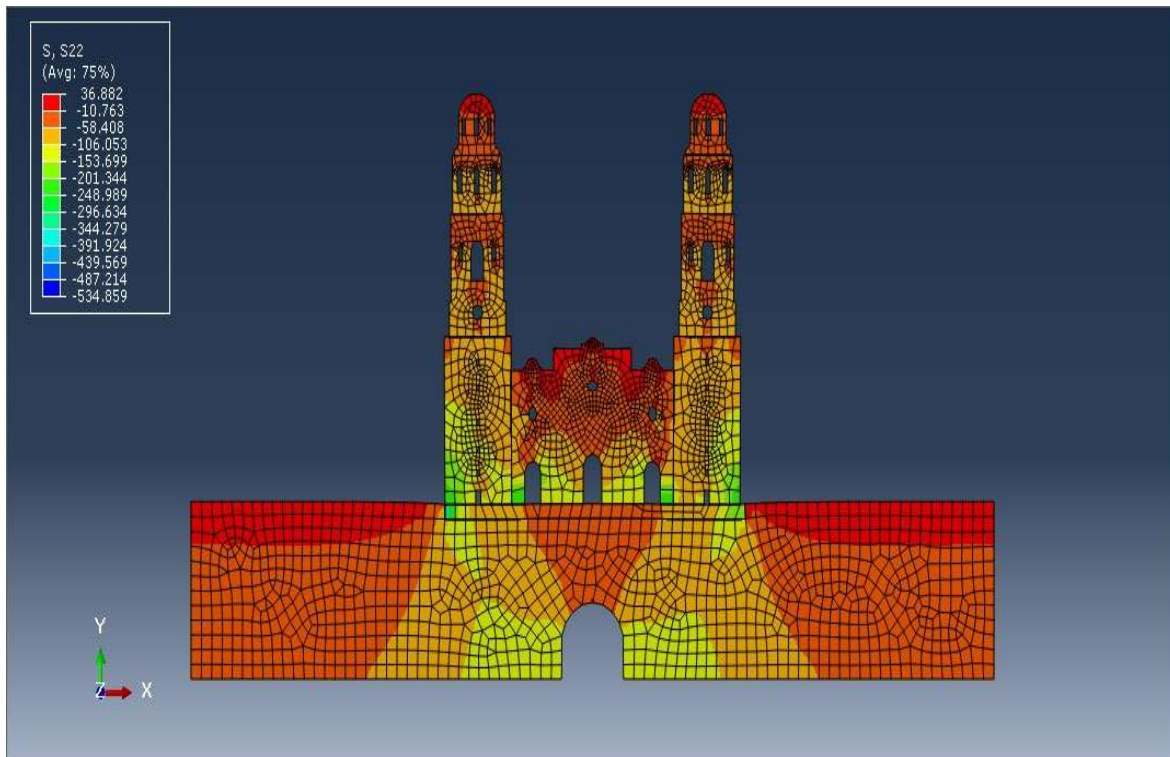


Figura 7.539. Análisis estático del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia con túnel, en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

Como es de observarse en las **Figuras 7.536, 7.537, 7.538 y 7.539**, los desplazamientos son muy pequeños, los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte superior de las torres, los mayores desplazamientos verticales de igual manera a los horizontales se presentan en ambas torres y en su cimentación, al igual que en los extremos de la portada tripartita de la catedral de Morelia, respecto al túnel, los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte superior del túnel, se presentan concentraciones de esfuerzos muy interesantes, dichas concentraciones de esfuerzos están localizadas en la parte superior de la portada tripartita de la catedral de Morelia, esto debido a las pequeñas rotaciones inducidas en la base de las torres debido a la presencia de asentamientos en el subsuelo, además se pueden apreciar cómo se deforman los óculos en la portada tripartita de dicha catedral.

7.6 ANÁLISIS DINÁMICOS LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO.

Anteriormente se realizaron análisis estáticos para conocer los desplazamientos horizontales, verticales y esfuerzos que se presentaban en los macroelementos de la catedral de Morelia, se observó y demostró que presentan un comportamiento muy rígido, lo cual también se demostró con sus respectivos periodos fundamentales de vibrar.

Ahora es necesario realizar análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo, con la finalidad de conocer los desplazamientos en diferentes puntos clave de los macroelementos de la catedral de Morelia, cabe recordar que solamente emplearemos los acelerogramas del 7 y 19 de septiembre del 2017, además del ocurrido el 3 de marzo del 2019, pero sin realizar un escalamiento, ya que dichos desplazamientos son un punto de partida para los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, primeramente representaremos los macroelementos sin túnel y después con túnel, en los cuales mostraremos los diferentes puntos de control.

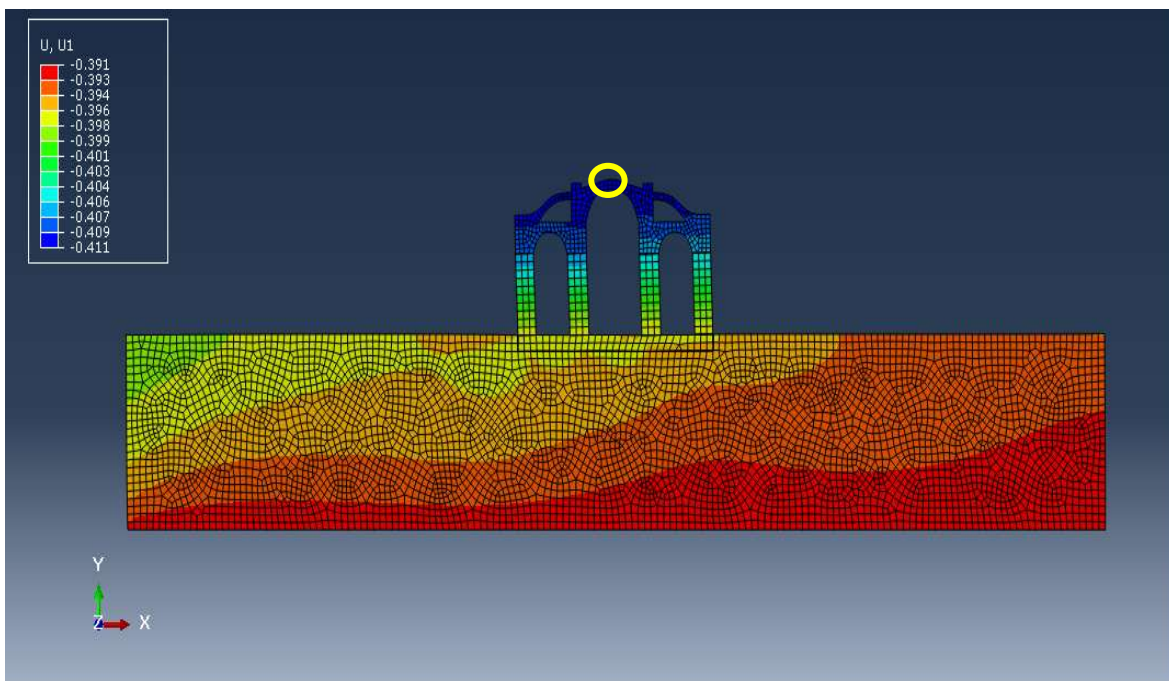


Figura 7.611. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y punto de control.

En la **Figura 7.611**, se representan los desplazamientos horizontales debido al sismo OXJM en el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia, cabe recalcar que para los análisis dinámicos en la historia del tiempo para los macroelementos sin túnel, solo se calcularan los desplazamientos en el extradós del arco de la bóveda principal, en los pilares se calcula la aceleración en la dirección horizontal, con la finalidad de obtener la fuerza cortante basal, es importante mencionar que dicha aceleración es semejante en todos los nodos presentes en la base de los pilares junto a su cimentación.

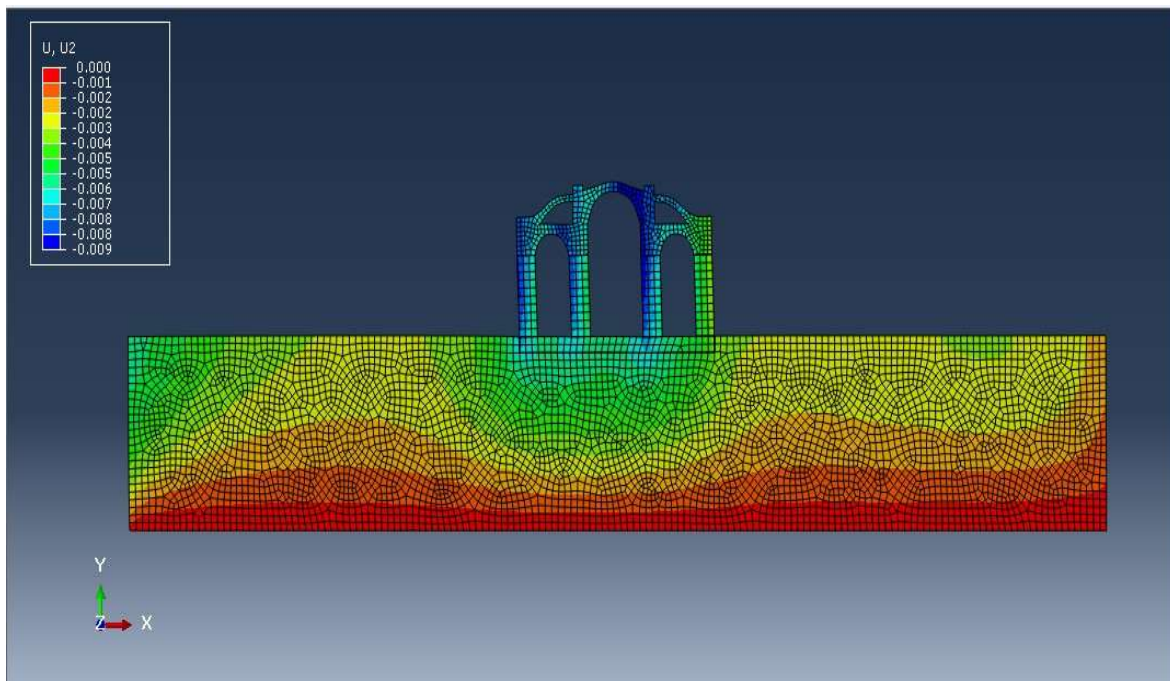


Figura 7.612. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

Es muy importante mencionar que los desplazamientos horizontales permisibles dados por el reglamento de construcción mexicano a base de mampostería, que se

calculan como el 0.002 de la altura máxima de la estructura, es decir, $0.002 \cdot H$, por lo que dichos desplazamiento horizontal permisible es:

$$\text{Desplazamiento máximo permisible} = 0.002(19.60 \text{ M}) (100) = 3.92 \text{ CM} \dots \dots \dots (7.6)$$

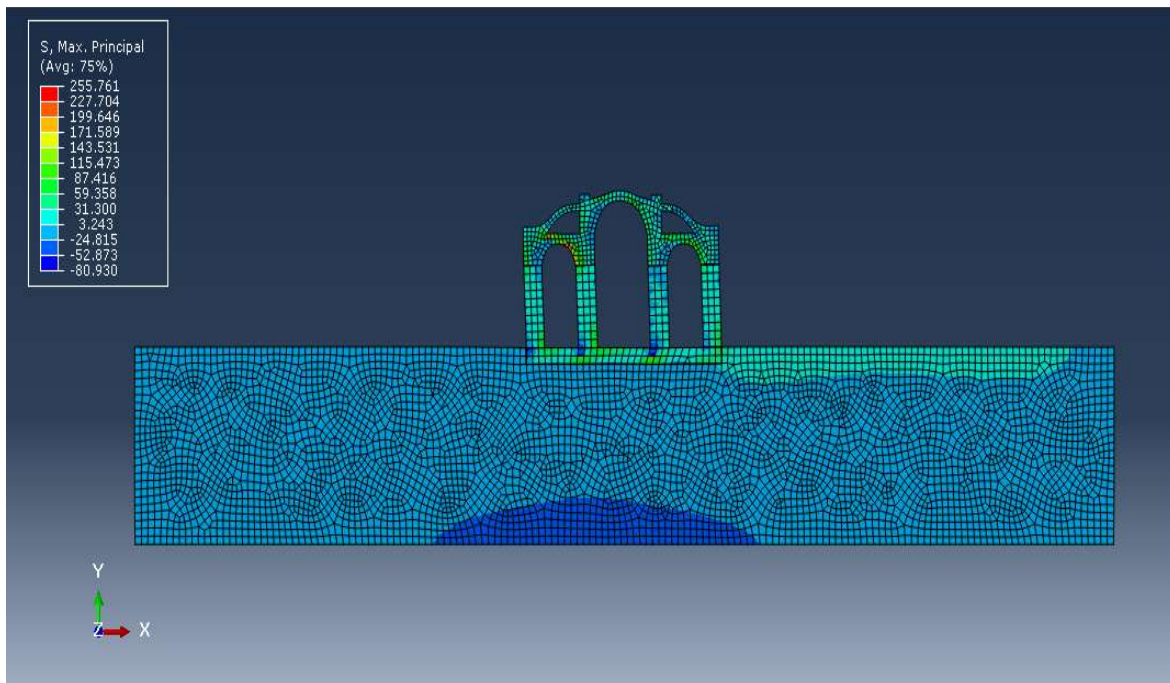


Figura 7.613. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).



Figura 7.614. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) del extradós (clave) del arco de la bóveda principal.

Para el caso de los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal, los puntos de control se encuentran localizados en el extradós (clave) del arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia, para el caso del macroelemento Fachada Principal se representan enseguida los diferentes puntos de control, en dichos puntos de control se obtendrán sus desplazamientos horizontales y verticales generados por la excitación dinámica del suelo debido a un determinado sismo.

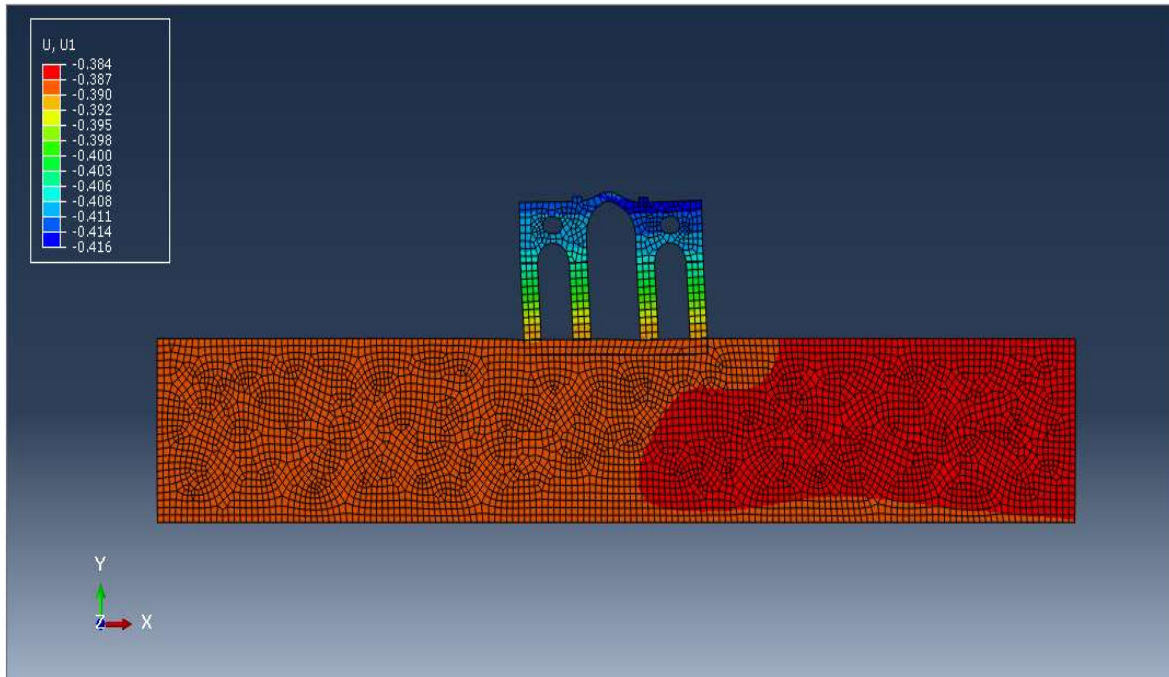


Figura 7.615. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

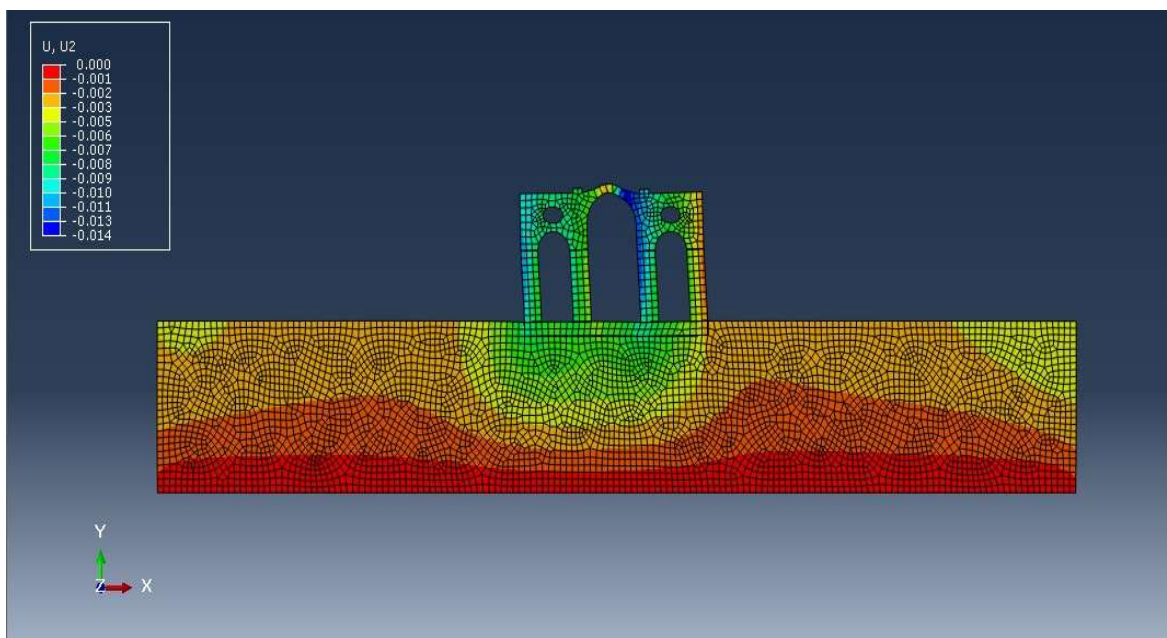


Figura 7.616. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

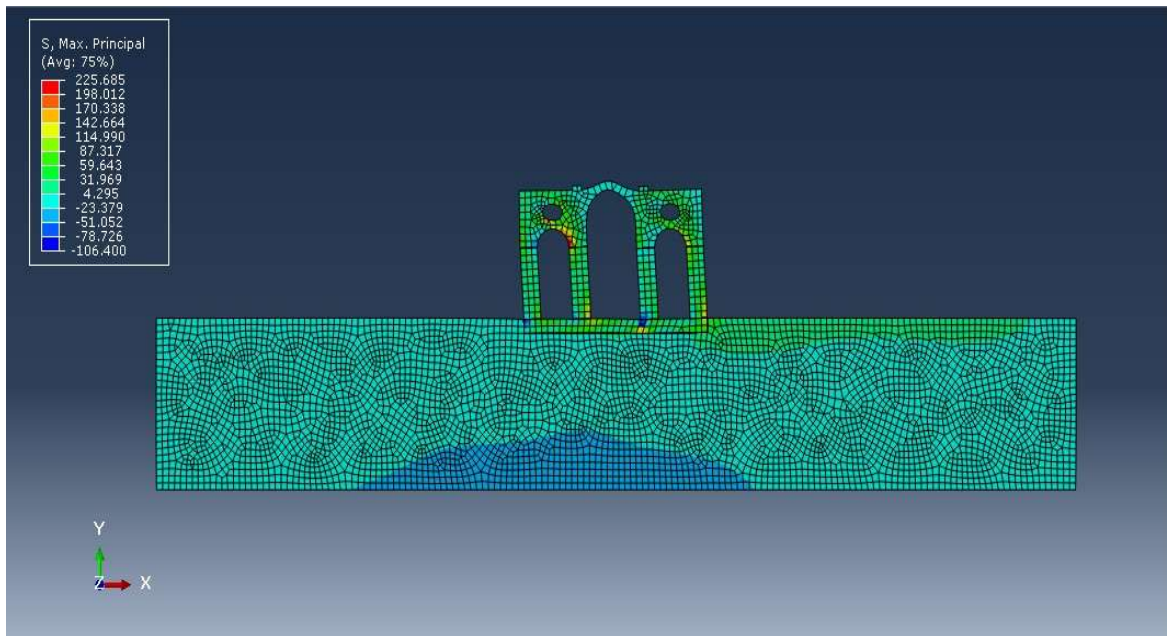


Figura 7.617. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos máximos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.615, 7.616 y 7.617**, se pueden apreciar los desplazamientos horizontales, verticales y los esfuerzos principales máximos, en donde los desplazamientos horizontales y verticales son de varios centímetros, lo cual implica que se puede presentar algún tipo de daño, ya que recordemos que, a mayores desplazamientos en una estructura, mayor es el daño, por lo cual es un excelente índice de daño, los esfuerzos son menores a la resistencia de compresión de la cantera (30 kg/cm^2).

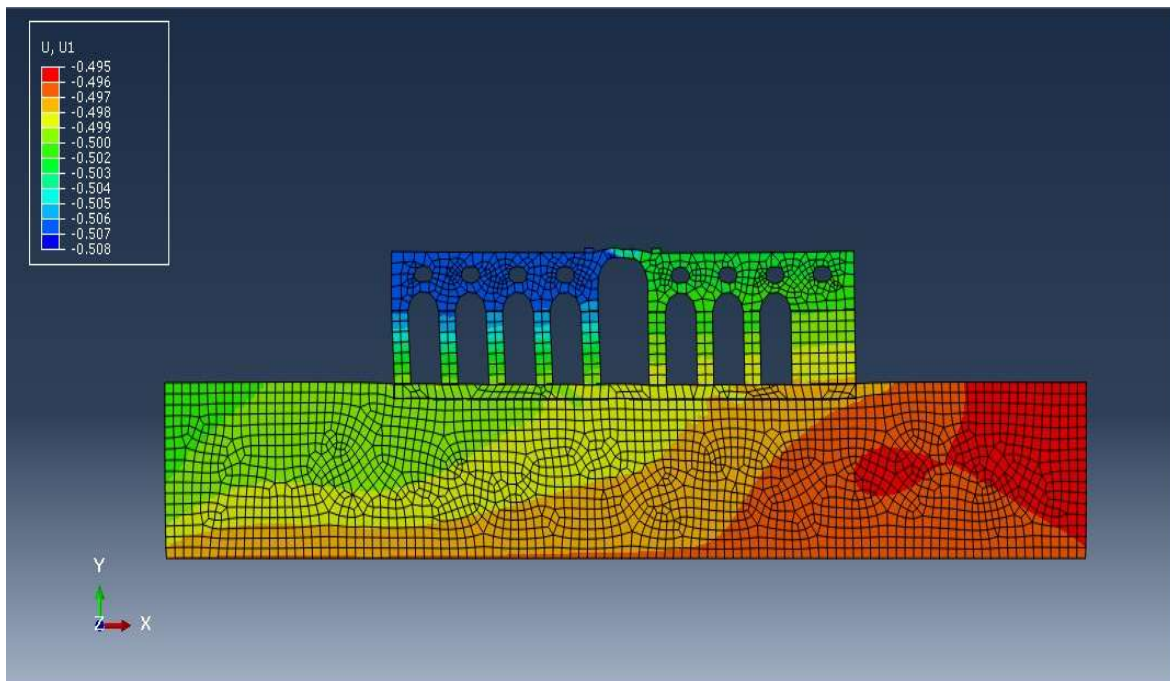


Figura 7.618. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

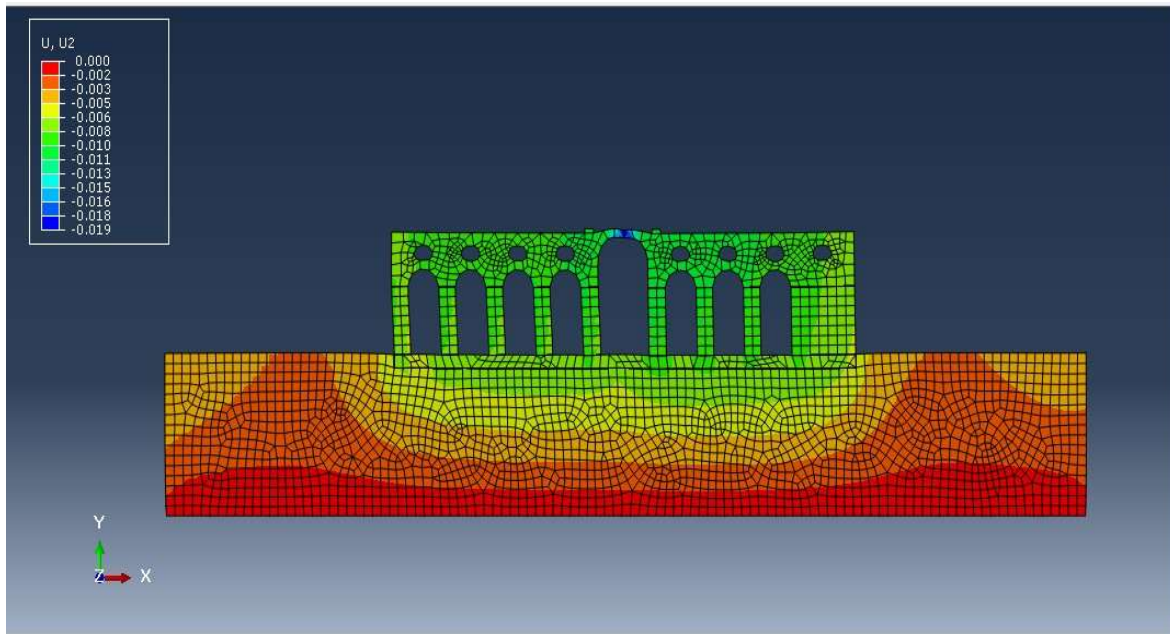


Figura 7.619. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

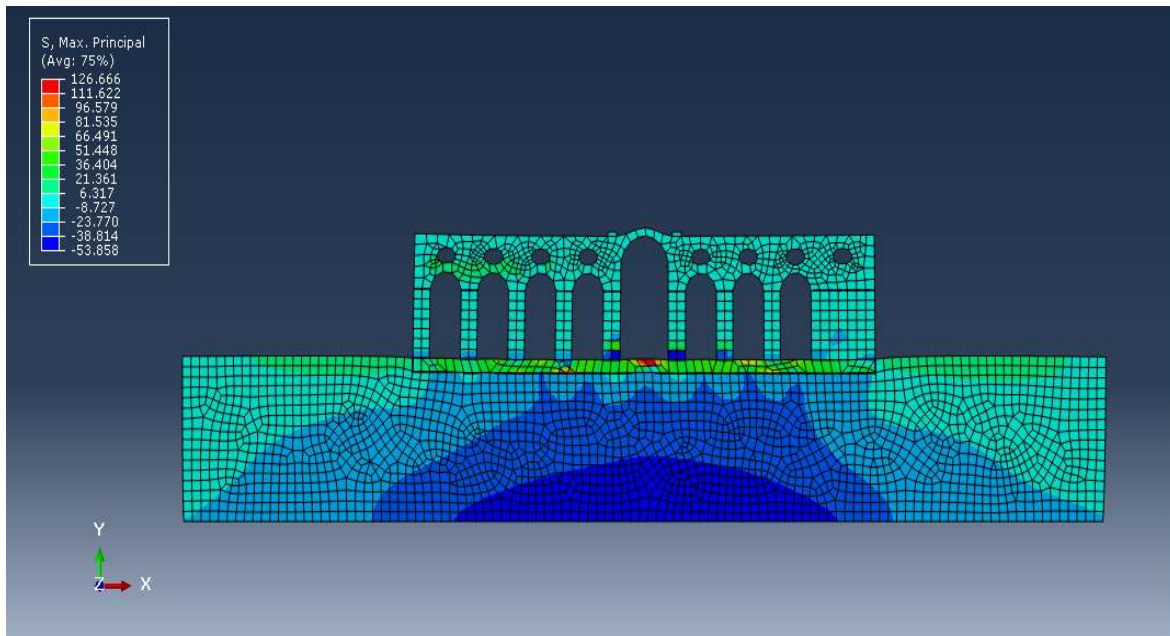


Figura 7.620. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

Como es de apreciarse en la **Figuras 7.618, 7.619 y 7.620**, los desplazamientos horizontales se encuentran dentro de los desplazamientos permisibles, en el caso de los desplazamientos verticales son de pequeña magnitud y la magnitud de los esfuerzos tanto en la cantera como en el subsuelo son adecuados.

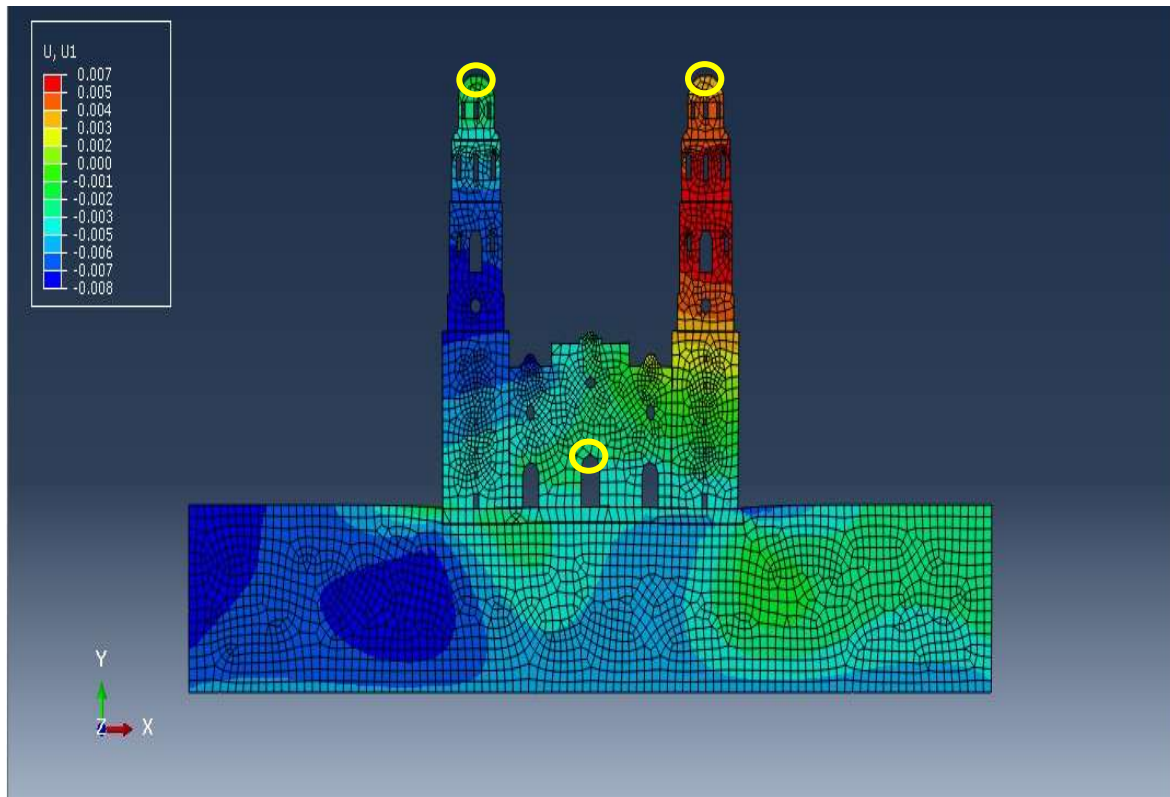


Figura 7.621. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y sus correspondientes puntos de control.

En la **Figura 7.621**, se puede apreciar como las torres de la catedral de Morelia son las que mayores desplazamientos horizontales sufren debido a la excitación dinámica del terreno, la cual es inducida por el sismo OXJM. Al igual que se pueden notar pequeños desplazamientos en la cimentación, lo cual ocurre debido a que en general, la catedral de Morelia es muy rígida, ya que fue construida a base de mampostería (cantera).

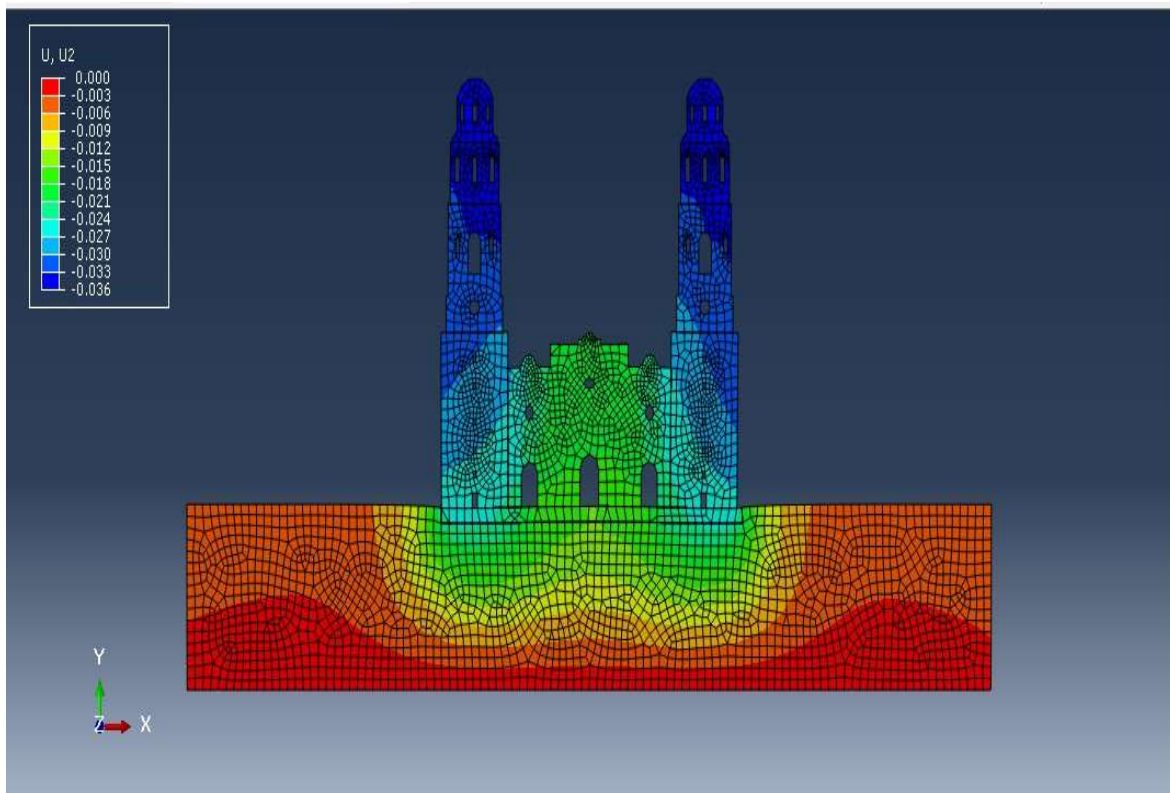


Figura 7.622. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

En la **Figura 7.622**, se puede observar como las torres de la catedral de Morelia son las que más sufren desplazamientos verticales, es muy interesante observar las pequeñas rotaciones en la cimentación debido a los desplazamientos verticales, además se puede ver como se distribuyen los desplazamientos verticales en el subsuelo, existiendo un bulbo de desplazamientos verticales mayor en la zona en donde se encuentra localizada la base de las torres, lo cual es lógico, ya que las torres presentan mayor peso que la portada tripartita de la catedral de Morelia.

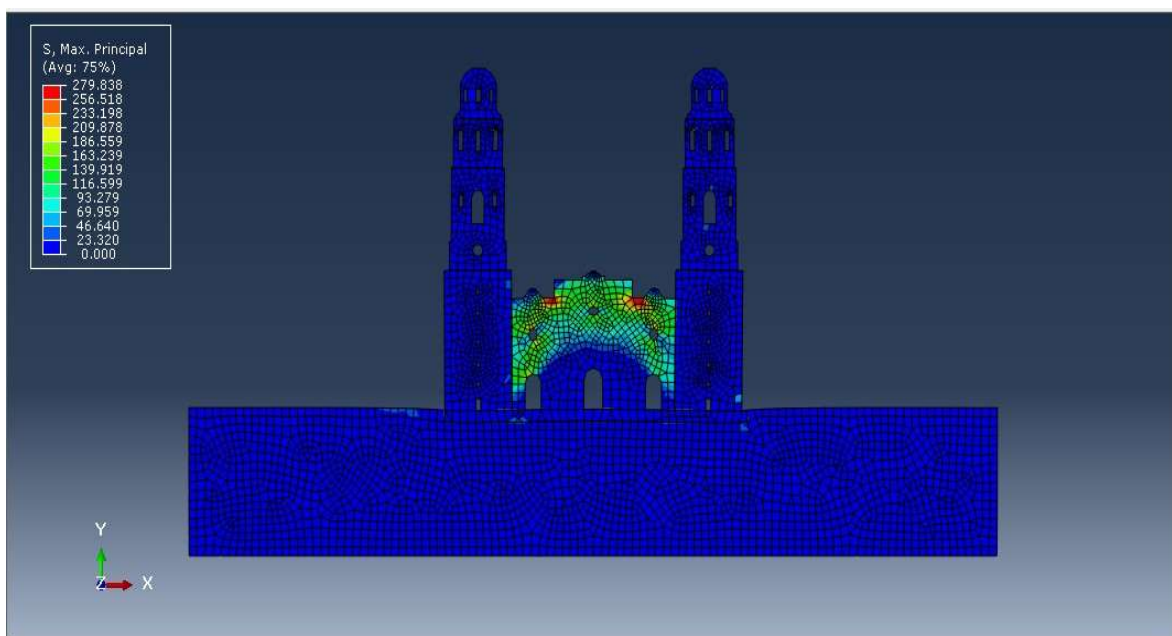


Figura 7.623. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

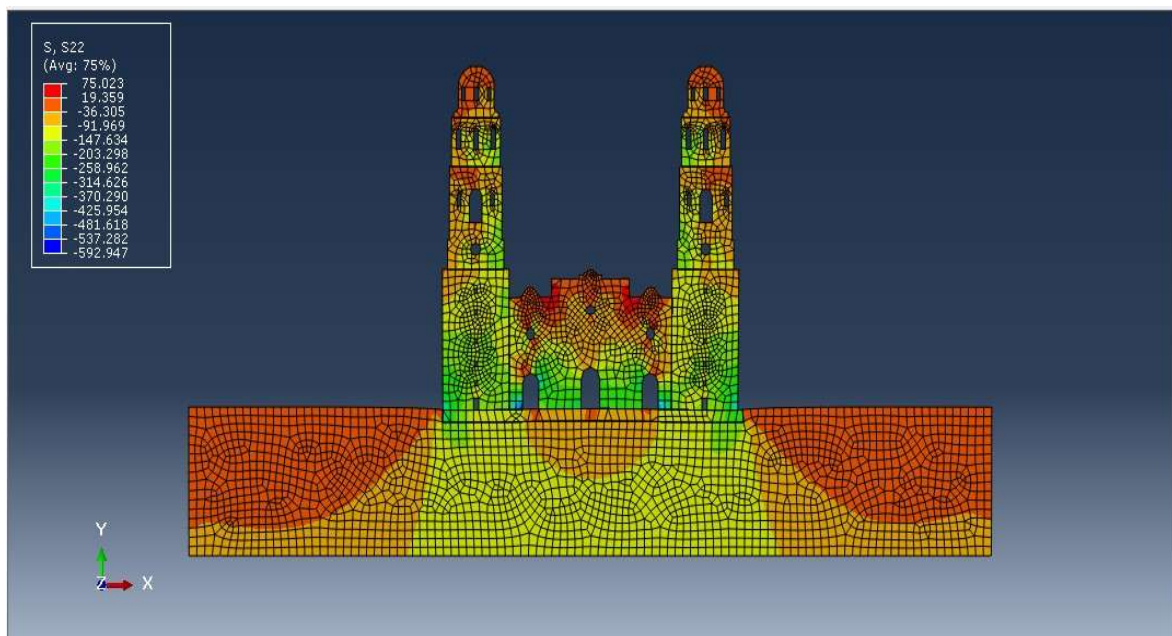


Figura 7.624. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos verticales axiales por compresión (T/M^2).

Es muy interesante observar en la **Figura 7.623**, como se presenta una concentración de esfuerzos en la parte media y superior de la portada tripartita de la catedral de Morelia, lo cual se debe a que las torres sufren en su base pequeñas rotaciones, al igual que la cimentación. Cabe mencionar que los desplazamientos verticales de la cimentación son apenas de algunos milímetros, ya que la cimentación es muy rígida.



Figura 7.625. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) del extradós del arco de la bóveda principal de la portada tripartita de la catedral de Morelia.



Figura 7.626. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte superior de la torre poniente de la catedral de Morelia.

Es muy interesante observar cómo se comportaron los macroelementos de la catedral de Morelia ante dichos sismos, por lo cual mostraremos el análisis dinámico lineal en la historia del tiempo para los macroelementos utilizando el acelerograma denominado “SAPP”, ya que junto al acelerograma “OXJM” son los que mayor Pseudo-aceleración poseen.

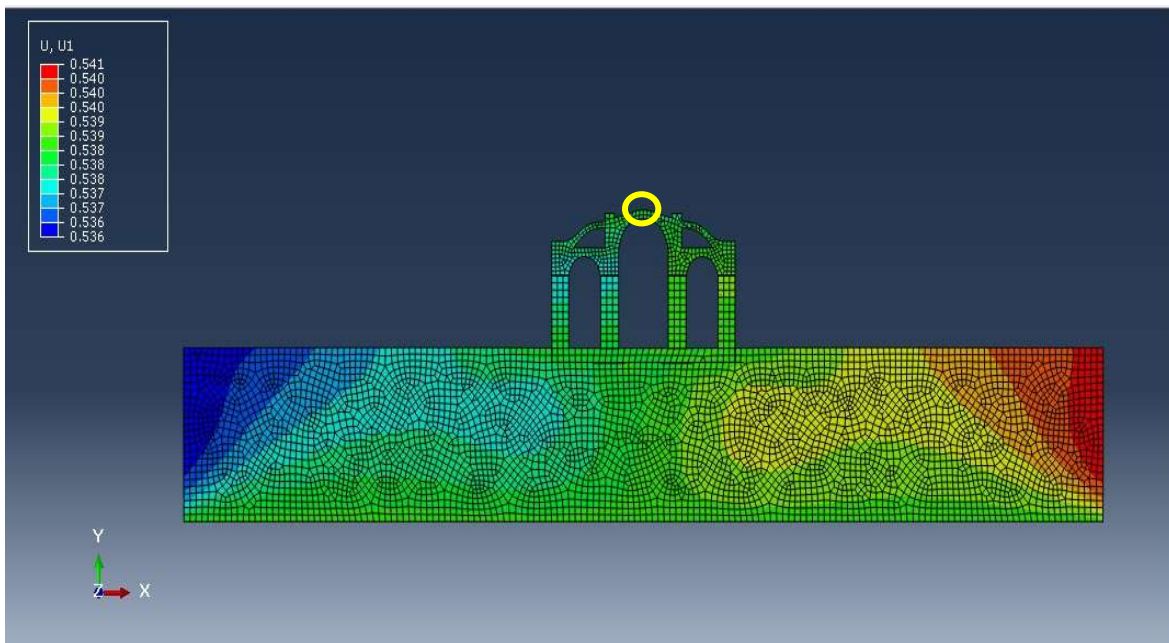


Figura 7.627. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y punto de control.

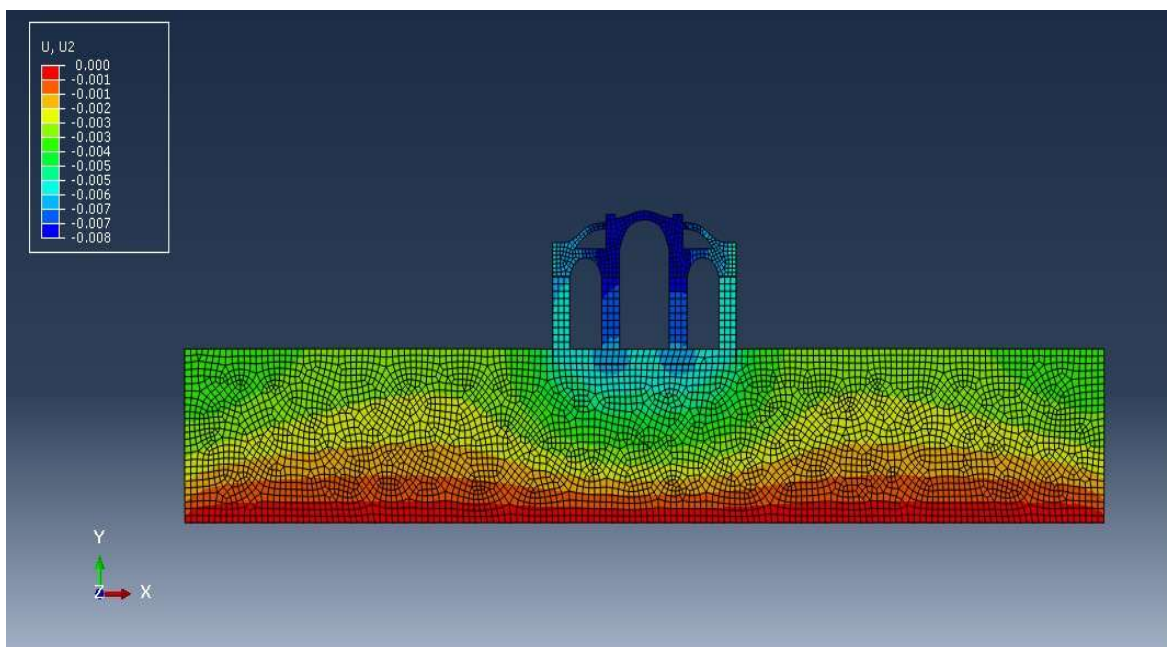


Figura 7.628. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

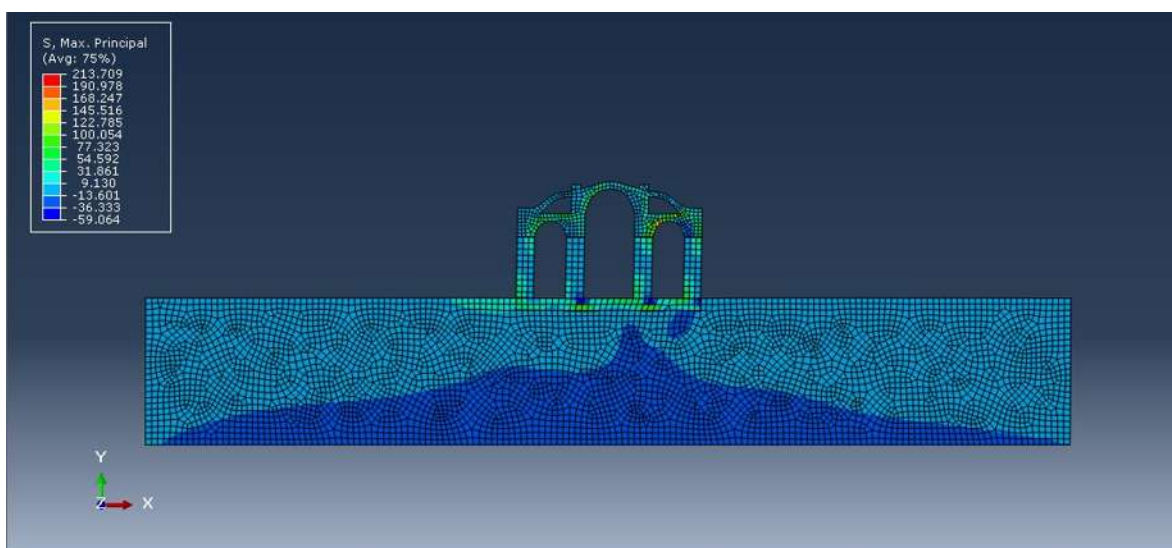


Figura 7.629. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos máximos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.627, 7.628 y 7.629**, se puede apreciar que los desplazamientos horizontales se encuentran por debajo de los desplazamientos permisibles calculados por el reglamento mexicano de construcción a base de mampostería, los desplazamientos verticales son de muy pequeña magnitud, los esfuerzos se encuentran por debajo de la resistencia a compresión tanto de la cantera (mampostería de buena calidad) y el suelo.

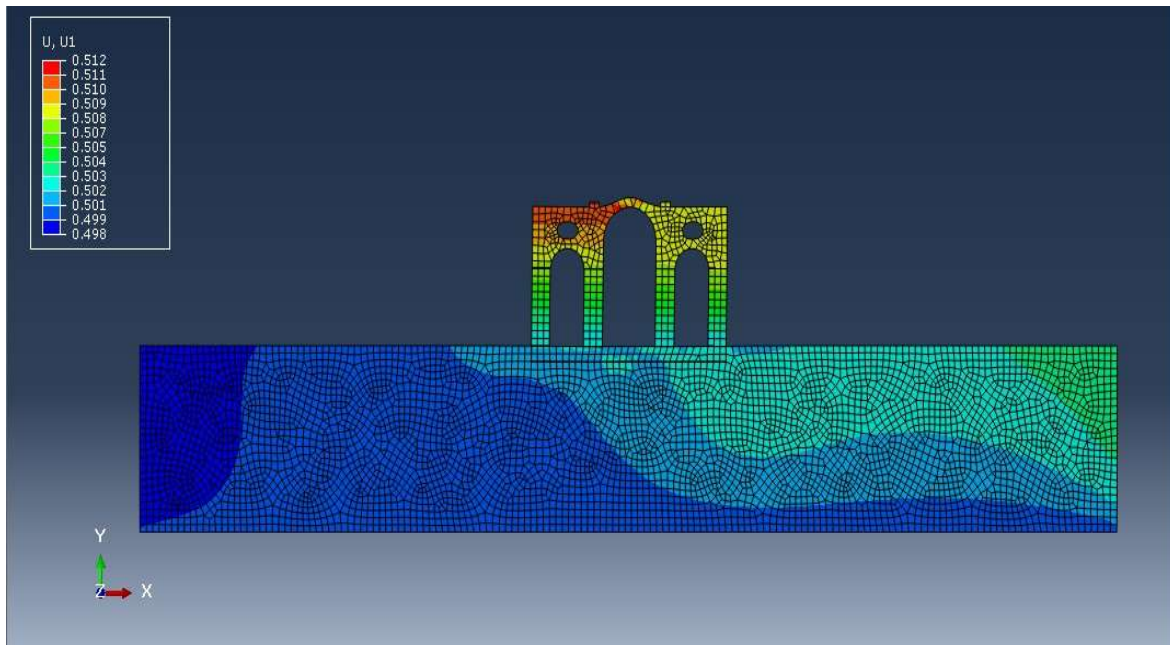


Figura 7.630. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

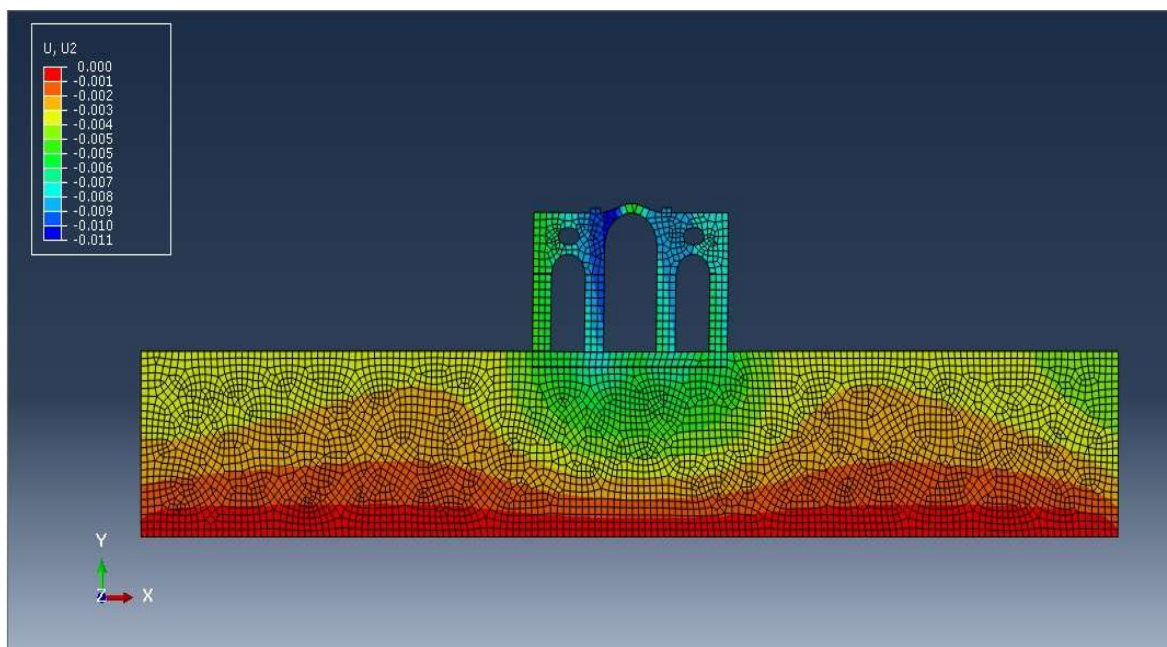


Figura 7.631. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

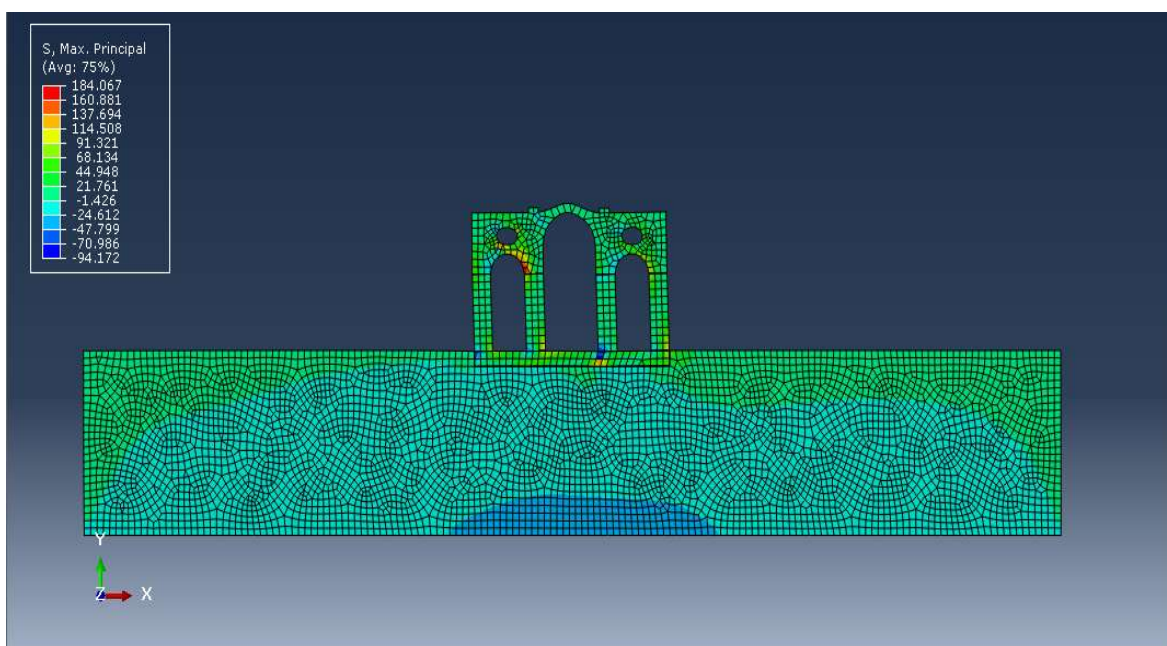


Figura 7.632. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos máximos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.630, 7.631 y 7.632**, se puede apreciar que los desplazamientos horizontales se encuentran por debajo de los desplazamientos permisibles calculados por el reglamento mexicano de construcción a base de mampostería, los desplazamientos verticales son de muy pequeña magnitud, los esfuerzos se encuentran por debajo de la resistencia a compresión tanto de la cantera (mampostería de buena calidad) y el suelo.

Cabe mencionar que los desplazamientos permisibles horizontales permitidos por el reglamento mexicano de construcción a base de mampostería es el 0.002 de la altura total de la estructura, como sabemos la altura total de los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal es de 19.6 metros, por lo que el desplazamiento horizontal permisible es de 3.92 centímetros.

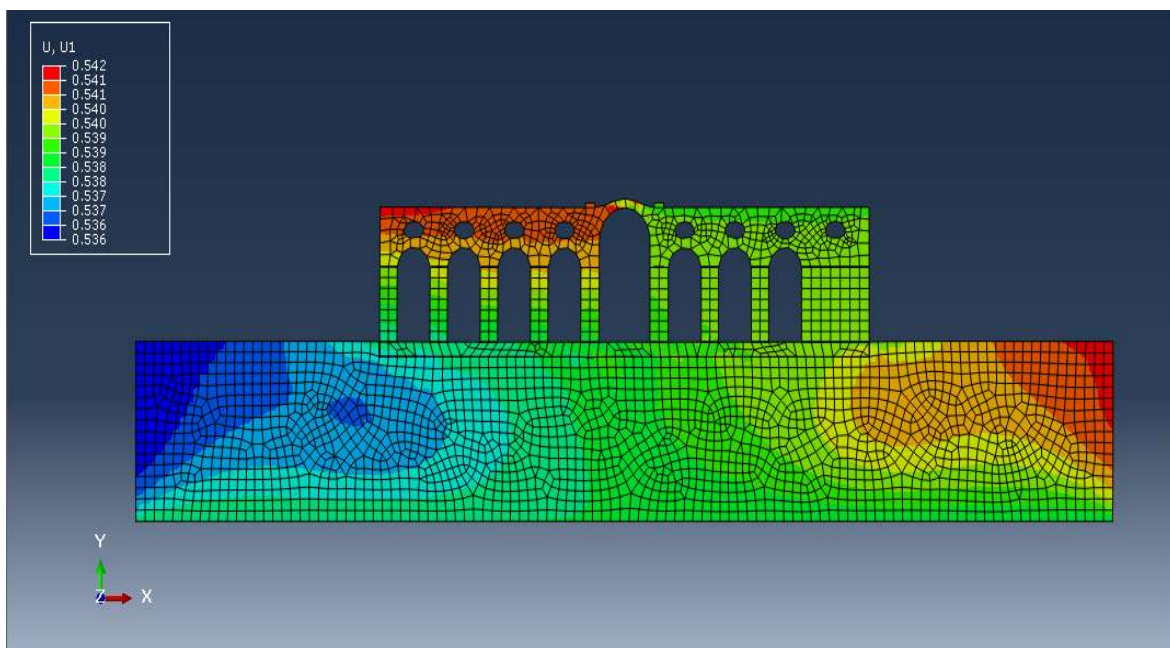


Figura 7.633. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

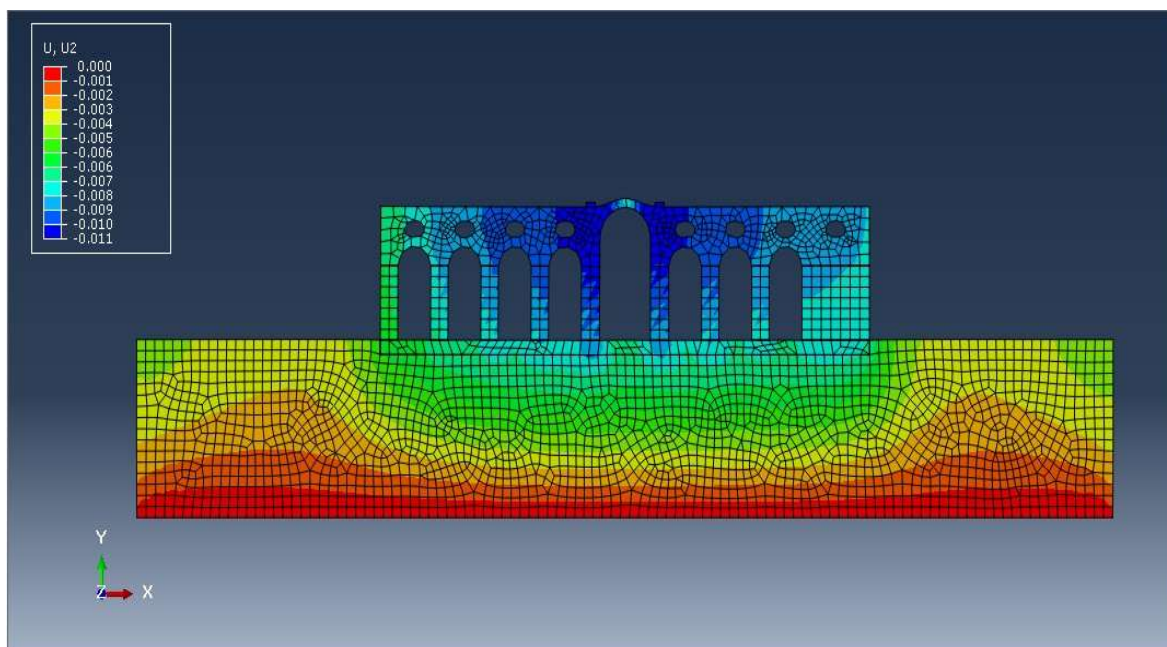


Figura 7.634. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

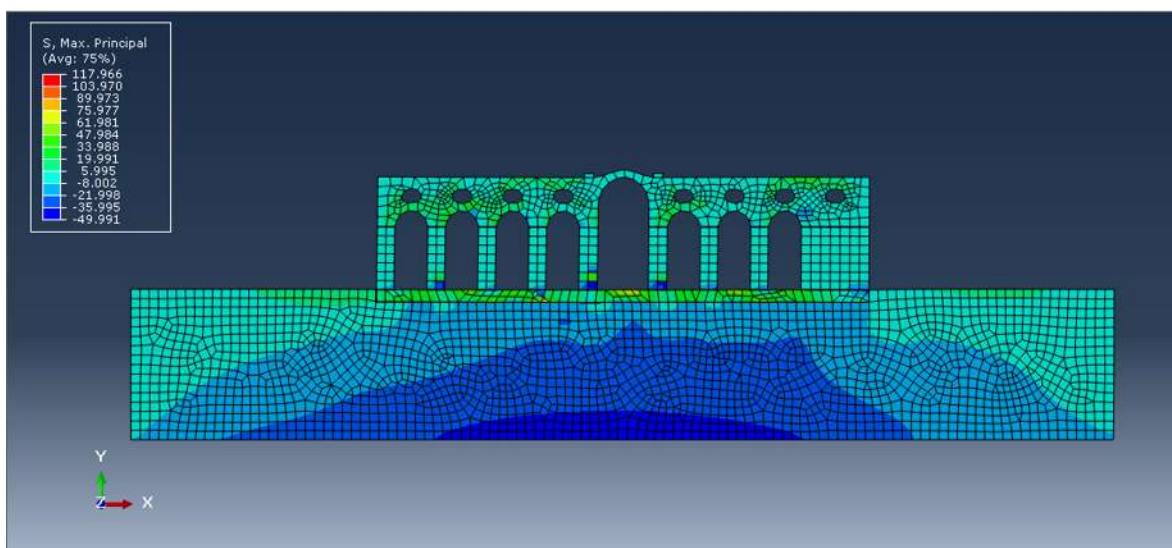


Figura 7.635. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos máximos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.633, 7.634 y 7.635**, se puede apreciar que los desplazamientos horizontales se encuentran por debajo de los desplazamientos permisibles calculados por el reglamento mexicano de construcción a base de mampostería, los desplazamientos verticales son de muy pequeña magnitud, los esfuerzos se encuentran por debajo de la resistencia a compresión tanto de la cantera (mampostería de buena calidad) y el suelo.

Cabe mencionar que mas adelante se representarán en una tabla, la comparación entre los desplazamientos calculados y permisibles, tanto horizontales, como verticales, con la finalidad de verificar que acelerograma causa mayores daños a la catedral de Morelia, ya que el mejor índice de daño es a través de los desplazamientos, es decir, a mayor desplazamiento, mayor daño en la estructura.

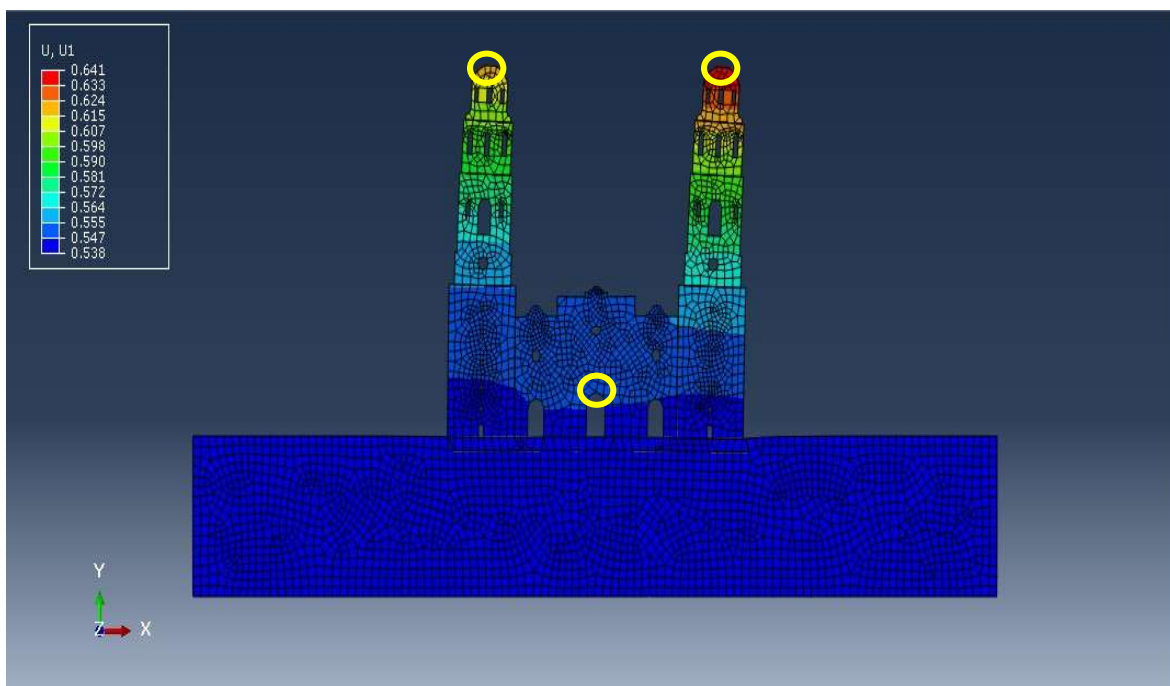


Figura 7.636. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y sus correspondientes puntos de control.

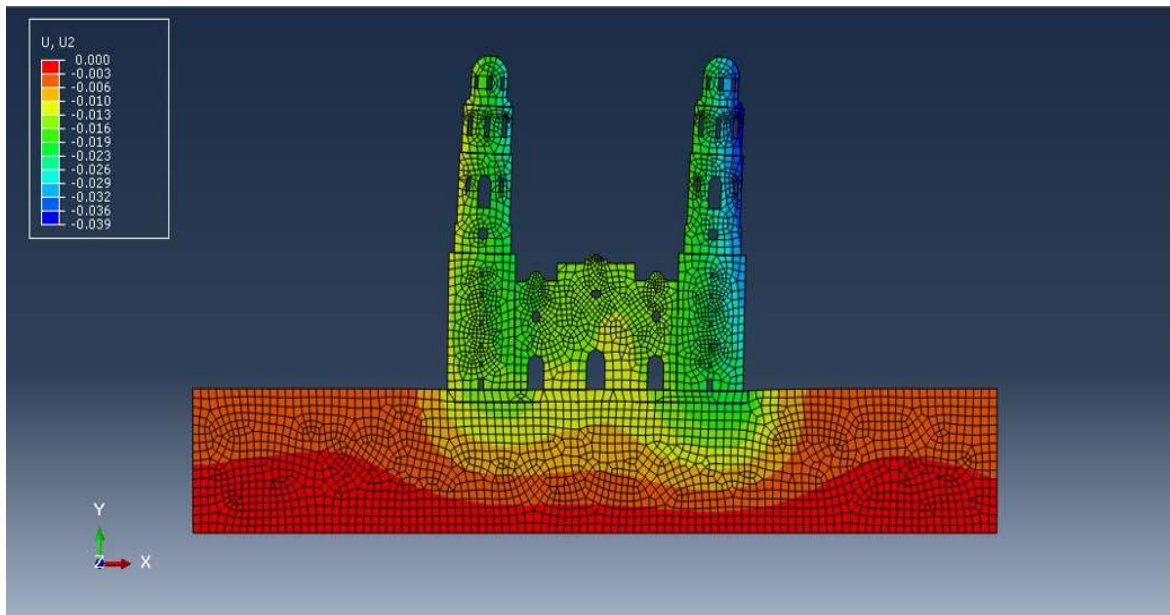


Figura 7.637. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

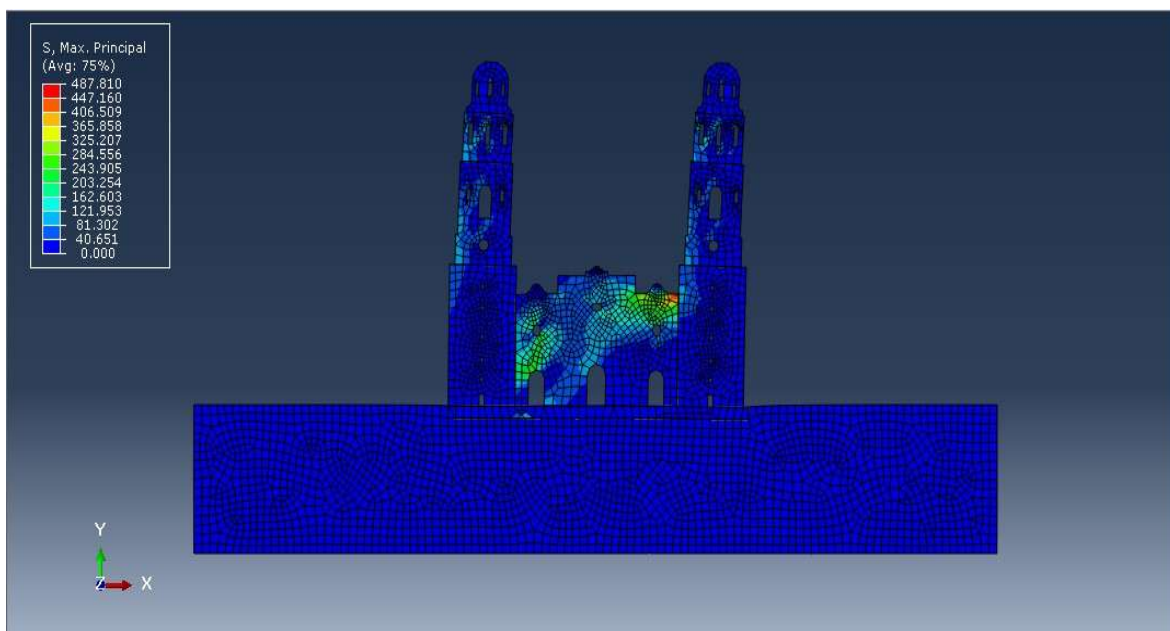


Figura 7.638. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos máximos principales (T/M²).

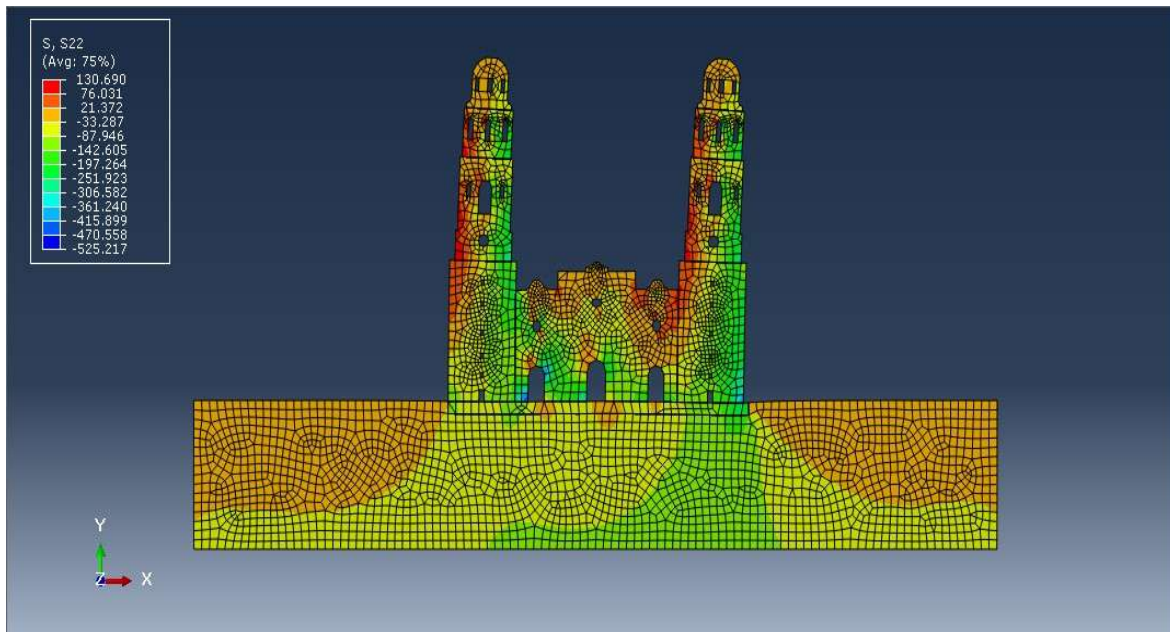


Figura 7.639. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos verticales axiales por compresión (T/M^2).

En las **Figuras 7.636, 7.637, 7.638 y 7.639**, se puede apreciar que los desplazamientos horizontales son de magnitud considerable, los cuales superan a los desplazamientos horizontales permisibles, por lo que dichas torres sufrirían daños considerables, los desplazamientos verticales en la portada tripartita son de pequeña magnitud, los cuales no causarían daños severos, es interesante mencionar como existe una concentración de esfuerzos en la parte superior de la portada tripartita, debido a las pequeñas rotaciones que sufren las torres por la deformación de la cimentación, además de que en la portada tripartita existen partes en la que la cantera se está plastificando debido a que los esfuerzos de compresión son mayores a los de la resistencia (esfuerzo teórico elástico).

Ahora representaremos los diferentes puntos de control, desplazamientos y esfuerzos de los macroelementos con túnel en el subsuelo de la catedral de Morelia, cabe mencionar que los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal poseen los mismos puntos de control.

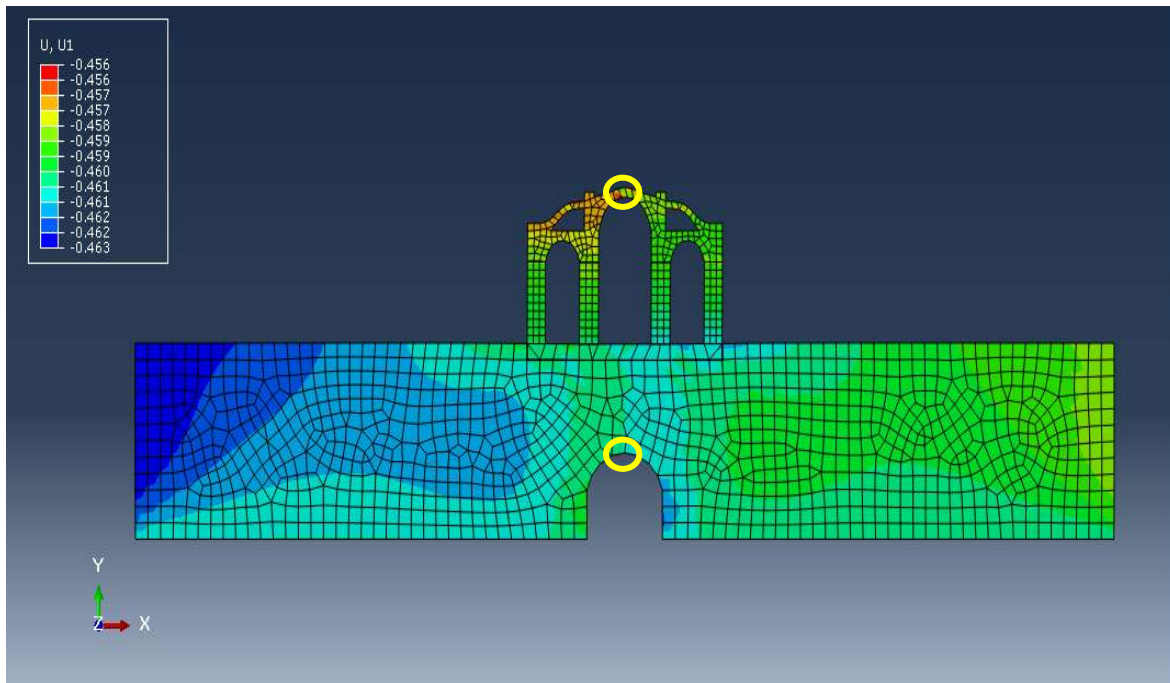


Figura 7.640. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y puntos de control.

En la **Figura 7.640**, se puede apreciar como la parte superior del macroelemento es la que sufre los mayores desplazamientos horizontales, respecto al túnel, los desplazamientos horizontales son pequeños, dado que el subsuelo es demasiado rígido. Además de ver que la cimentación sufre desplazamientos horizontales, pero tan solo de algunos milímetros.

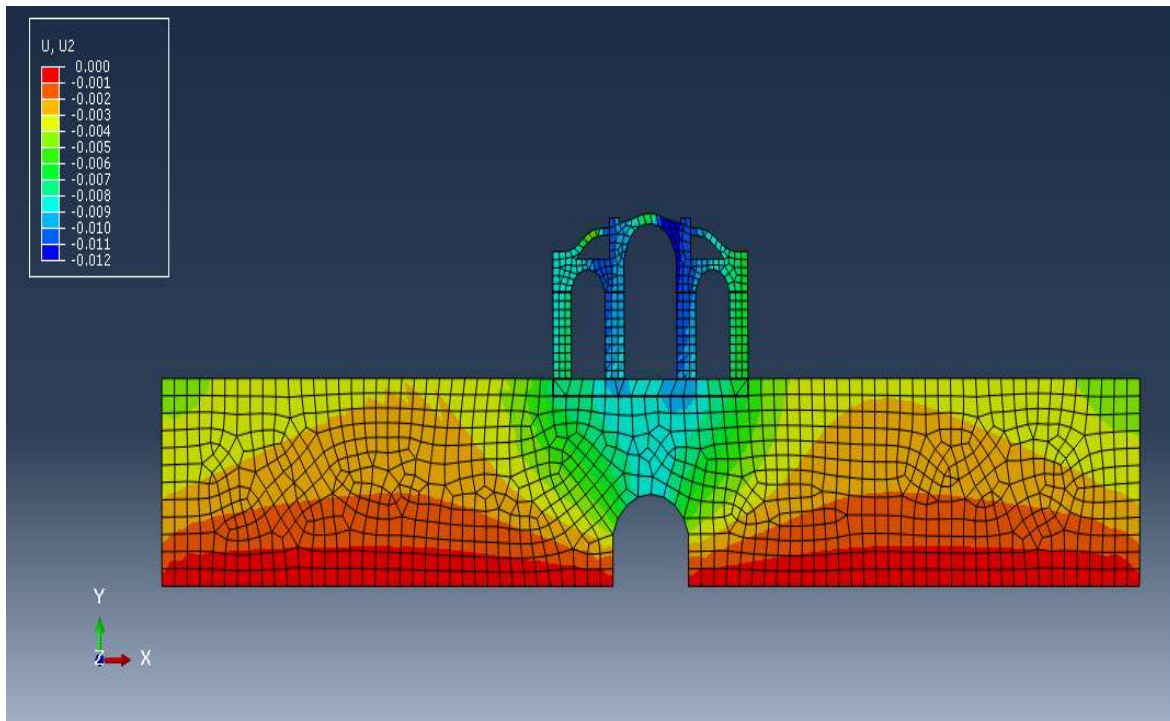


Figura 7.641. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

En la **Figura 7.641**, se puede ver como la parte central del macroelemento es la que sufre los mayores desplazamientos verticales, es interesante mencionar el comportamiento de la distribución de los desplazamientos verticales en el subsuelo, es decir, tienden hacia la parte central superior del túnel, lo cual implica que dicha parte del túnel tenga los mayores desplazamientos verticales.

Es muy interesante observar que es imposible la construcción de estos túneles en el subsuelo de la catedral de Morelia, ya que, por diferencia de presiones atmosféricas, al comienzo de la excavación del túnel, hubieran tenido colapsos, además de que el proceso constructivo sería extremadamente complejo.

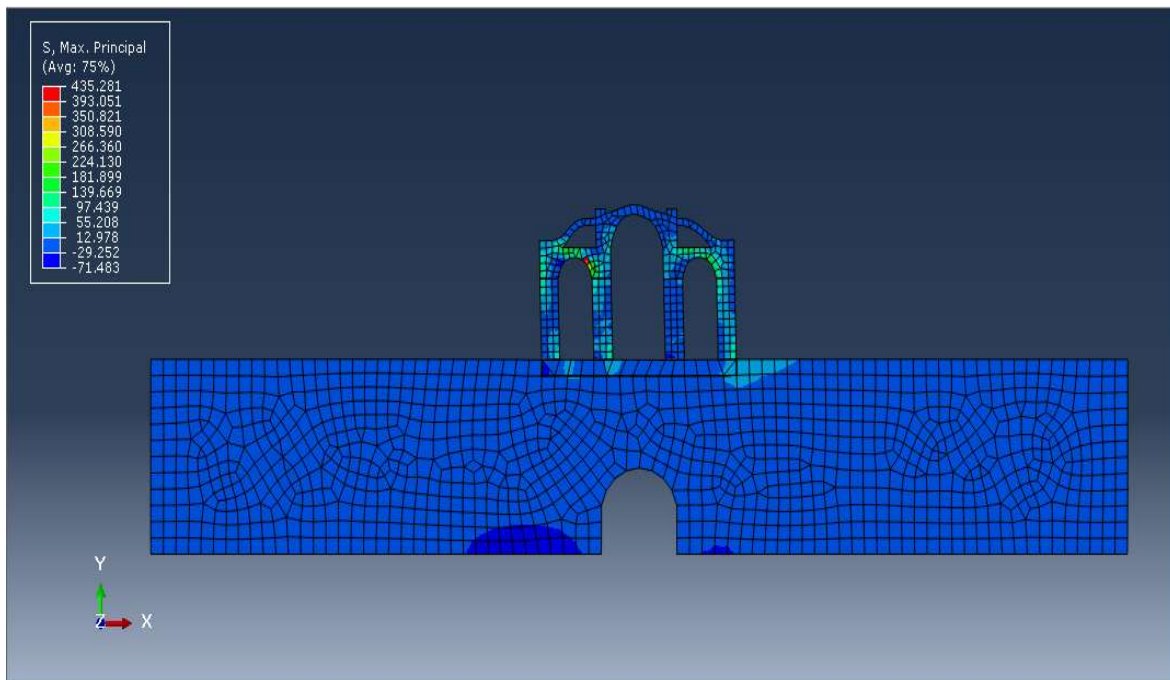


Figura 7.642. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos (T/M²).

En la **Figura 7.642**, se aprecian los esfuerzos en el macroelemento, los cuales se concentran en su parte superior, principalmente en los arcos de las bóvedas secundarias y en el arco de la bóveda principal, al igual que en algunas partes inferiores.



Figura 7.643. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte del extradós del arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia.

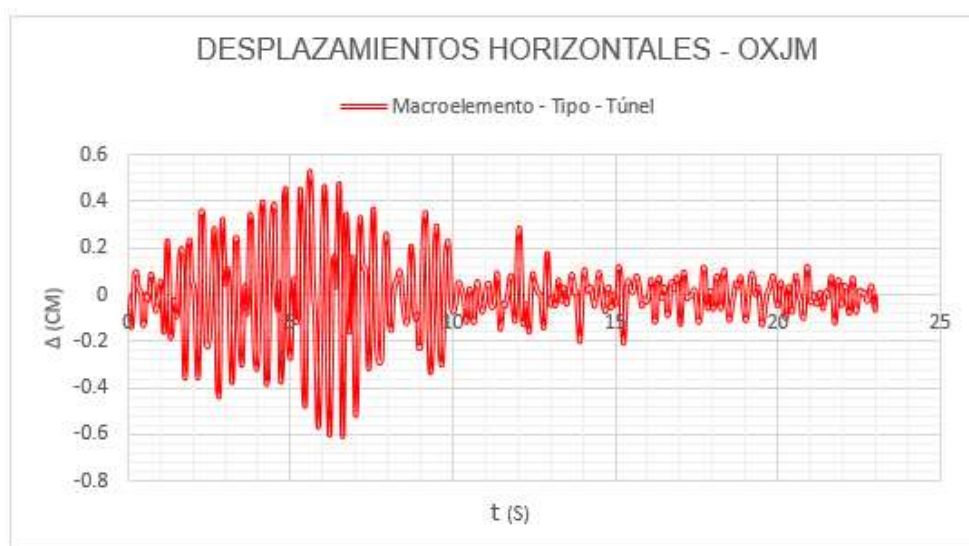


Figura 7.644. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte del intradós del arco del túnel en el subsuelo de la catedral de Morelia.

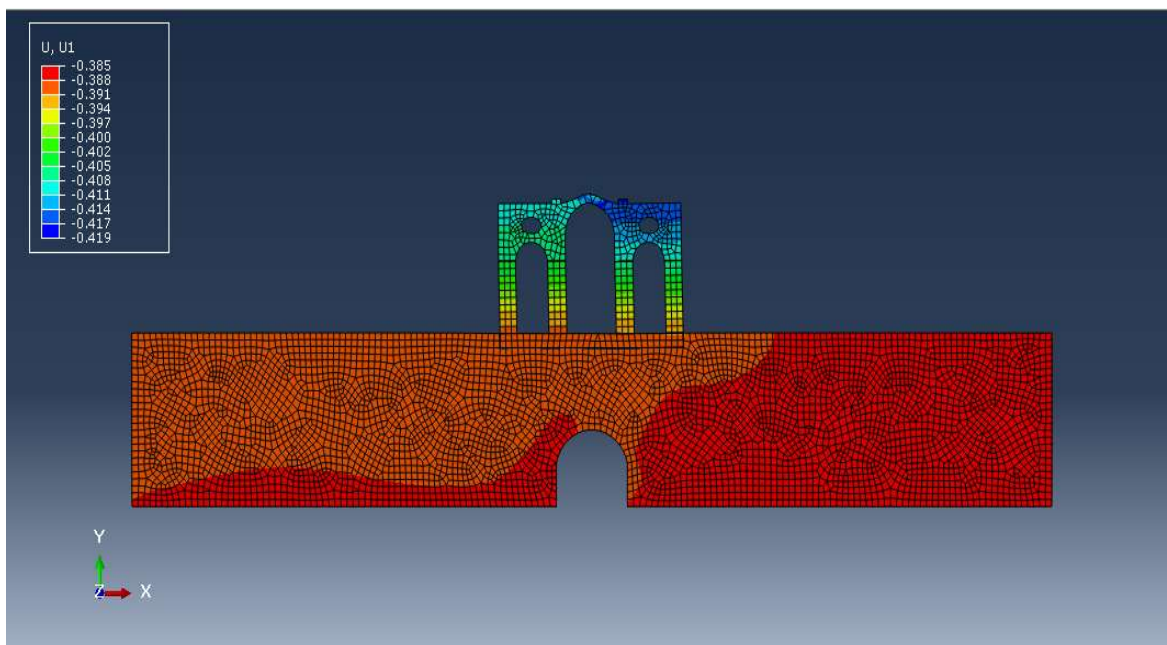


Figura 7.645. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

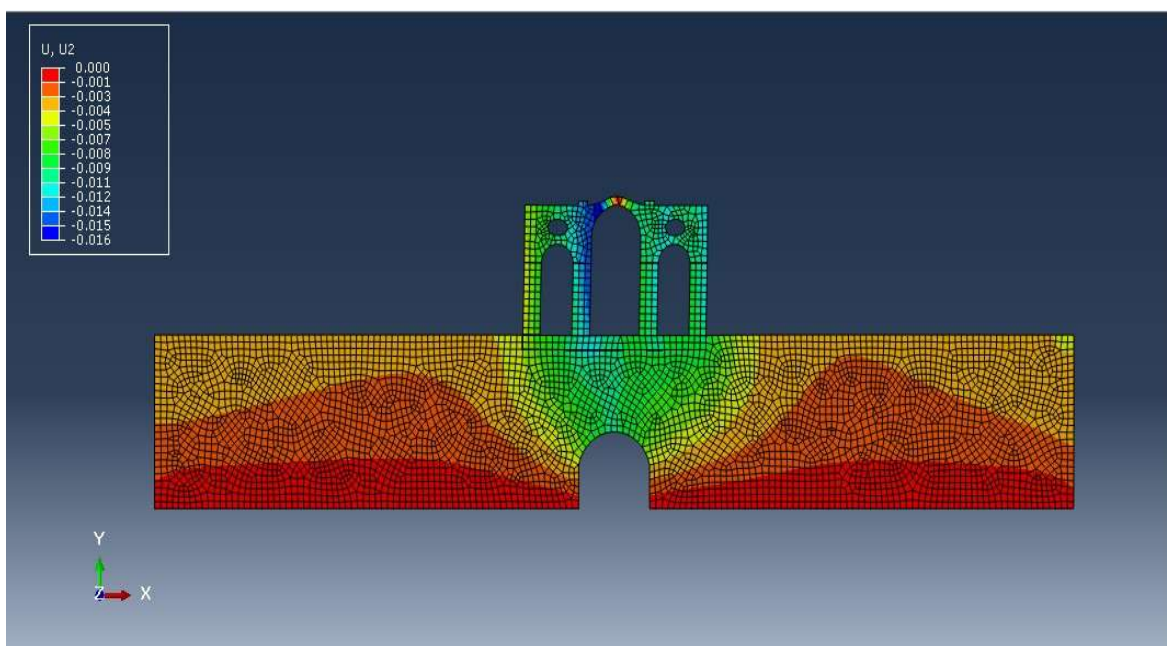


Figura 7.646. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

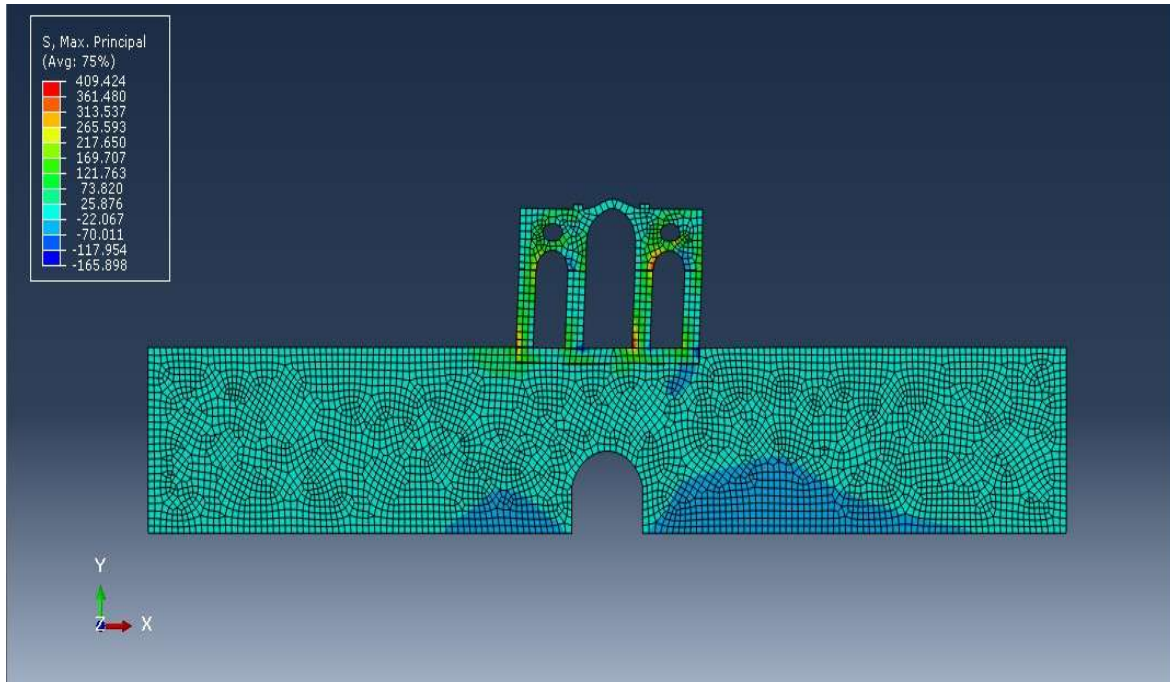


Figura 7.647. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.645, 7.646 y 7.647**, se puede apreciar que los desplazamientos horizontales se encuentran por debajo de los desplazamientos permisibles, los desplazamientos verticales son de apenas algunos centímetros, los esfuerzos tanto en la cantera como en el suelo están por debajo de los esfuerzos resistentes, para mampostería de buena calidad, la resistencia a compresión es de 300 T/m² y para el suelo en un intervalo de 51 a 100 T/m².

Cabe recordar que los desplazamientos horizontales deben ser los relativos, es decir, la diferencia entre los desplazamientos en su base y los desplazamientos en el punto de control. Además, es importante mencionar que los desplazamientos permisibles son los mencionados por el reglamento de construcción mexicano, el

cual nos proporciona un desplazamiento permisible en función de la altura máxima de la estructura, es decir, $0.002 \cdot H$.

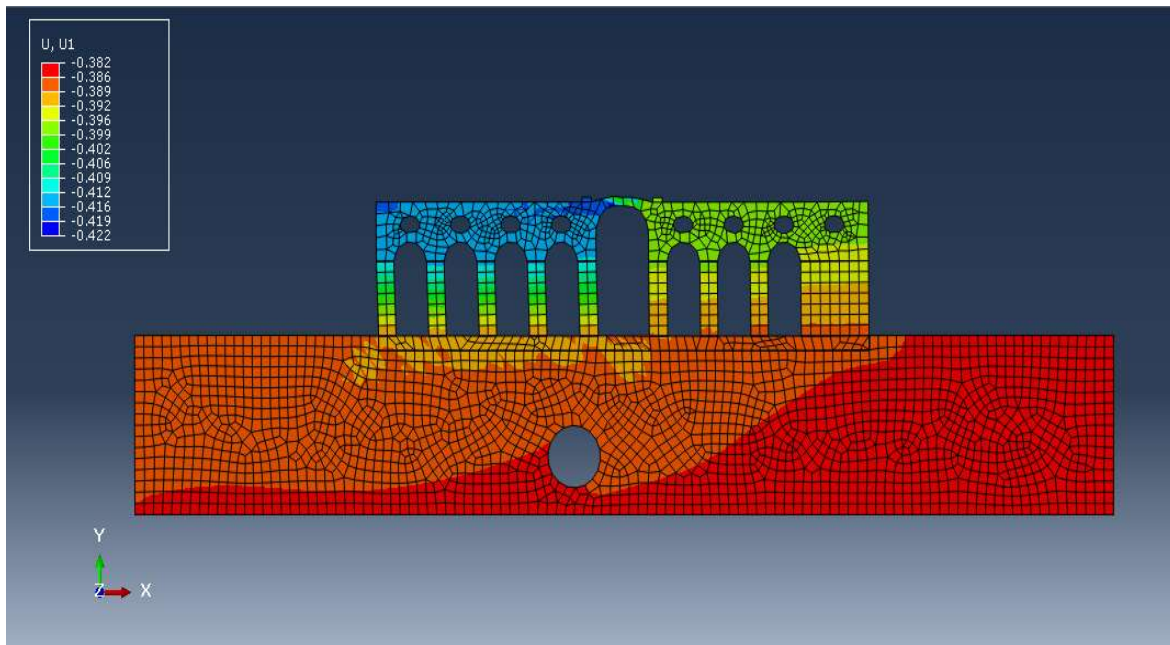


Figura 7.648. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

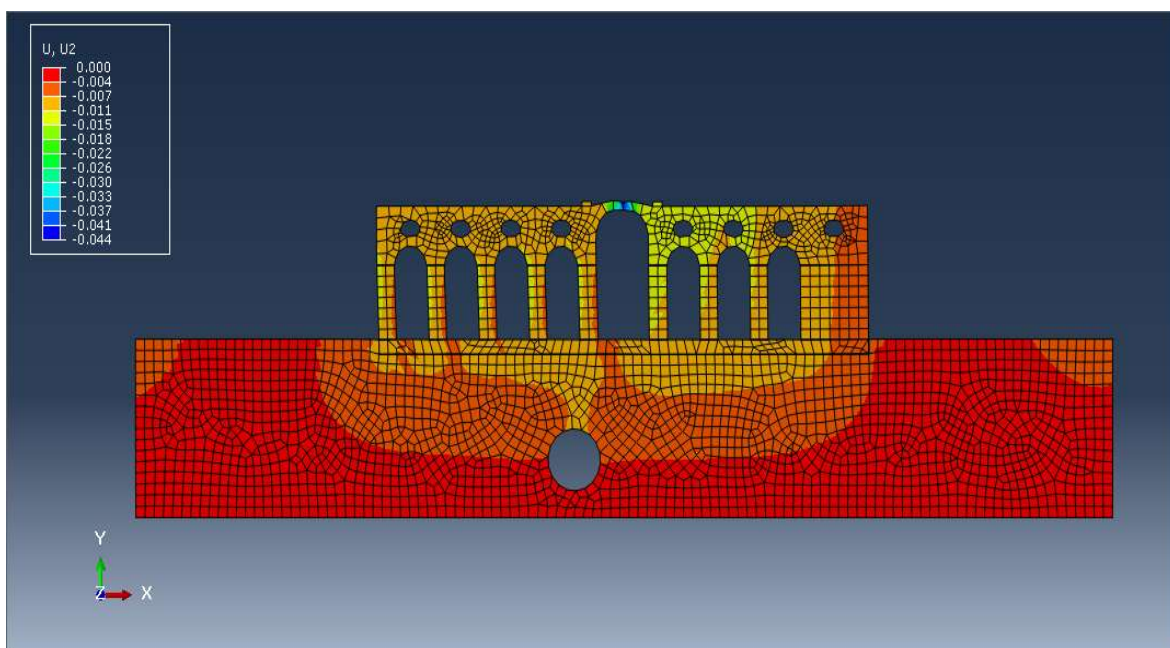


Figura 7.649. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

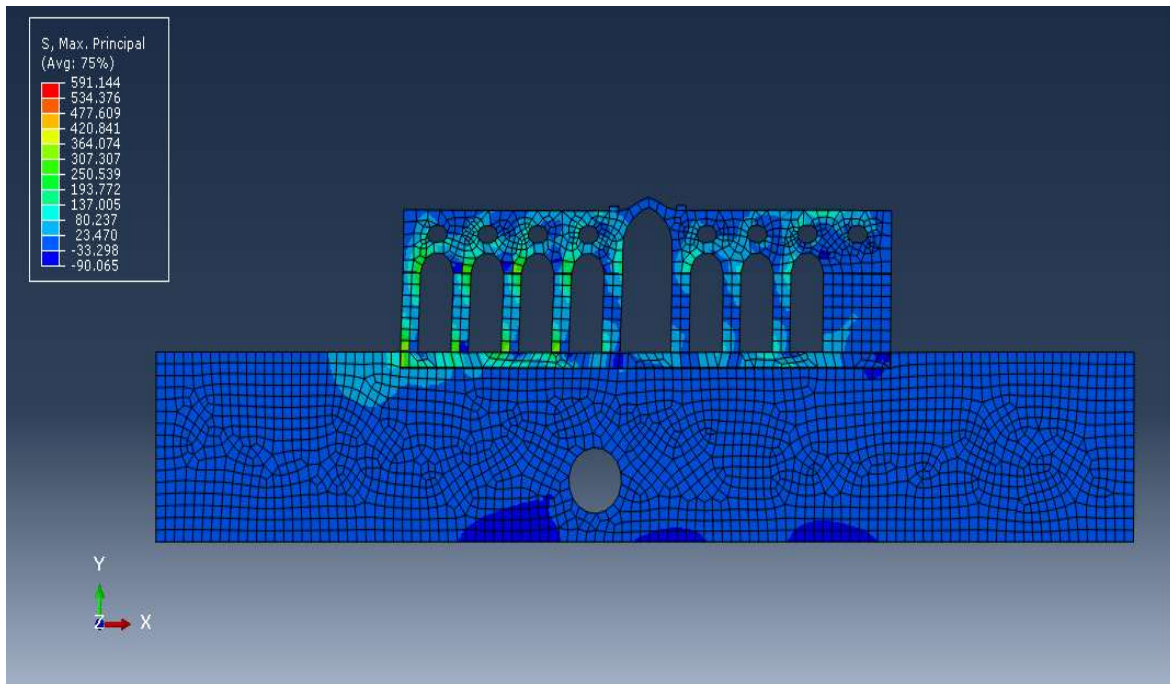


Figura 7.650. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.648, 7.649 y 7.650**, se puede apreciar que los desplazamientos horizontales de mayor magnitud se generan en la parte superior del macroelemento, es decir, en la clave del arco de la bóveda principal, dichos desplazamientos se encuentran por debajo de los desplazamientos horizontales permisibles, en el caso del túnel los desplazamientos horizontales y verticales son de pequeña magnitud, ya que el suelo es del tipo rígido, los esfuerzos en algunas partes del macroelemento (pilares) son mayores a los esfuerzos teóricos elásticos, por lo que la cantera presenta a fluir, es decir, entra en el rango inelástico.

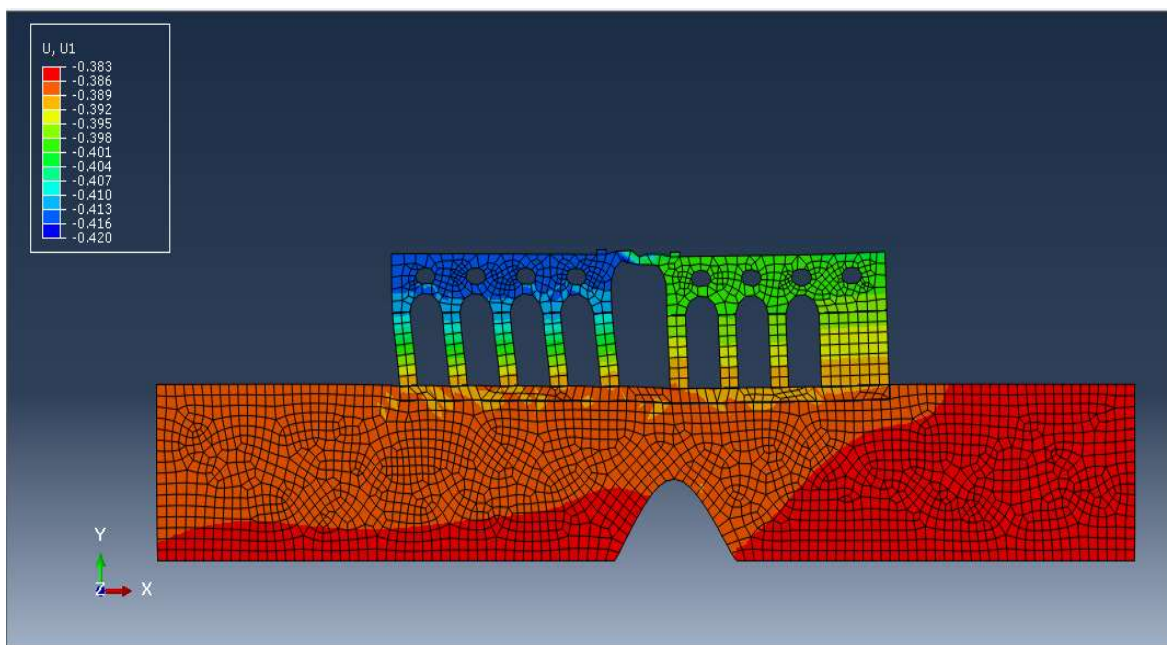


Figura 7.651. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

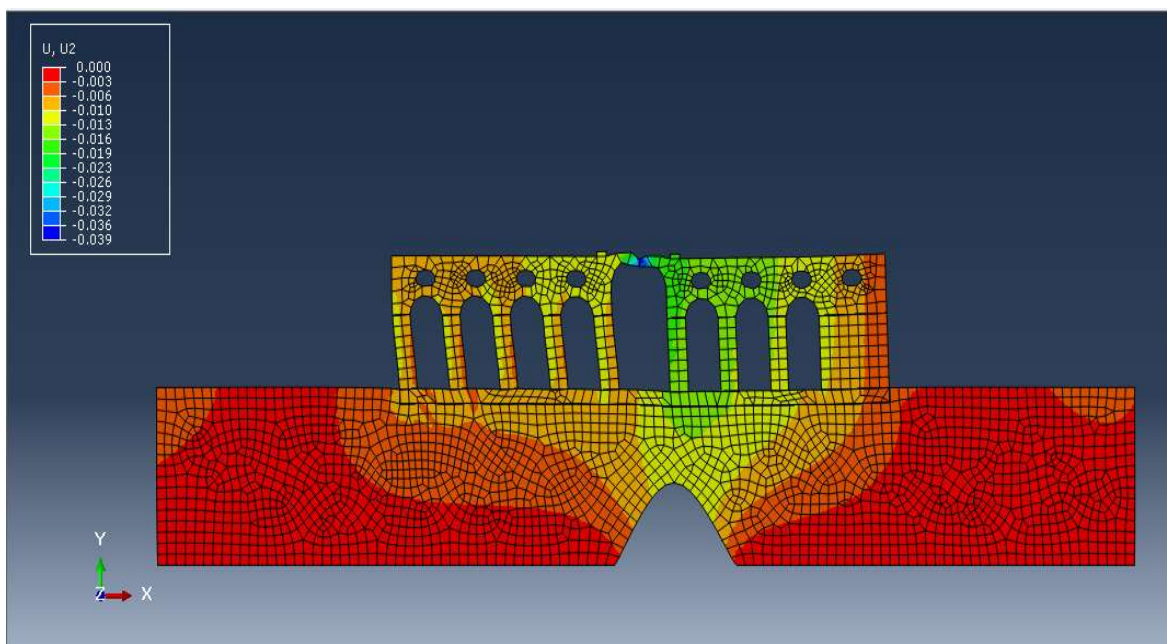


Figura 7.652. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

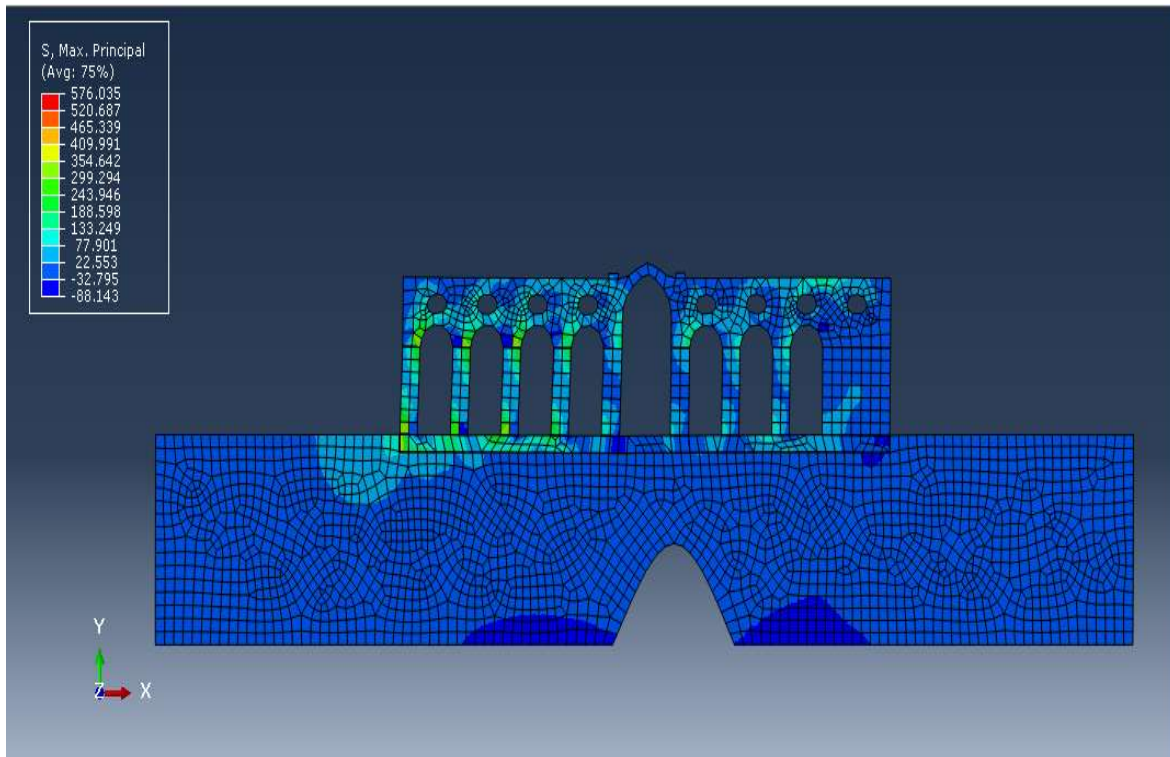


Figura 7.653. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.651, 7.652 y 7.653**, es de apreciarse que los desplazamientos tanto horizontales como los verticales ocurren en la clave del arco de la bóveda principal del macroelemento, en el caso de los desplazamientos horizontales, se puede notar que en el lado izquierdo superior del macroelemento ocurren los mayores desplazamientos debido al cambio de rigidez, por lo que existen concentraciones de esfuerzos en los pilares y arcos de dicho lado del macroelemento, en el túnel no se observan concentración de esfuerzos y los desplazamientos son menores, dado que el subsuelo es muy rígido.

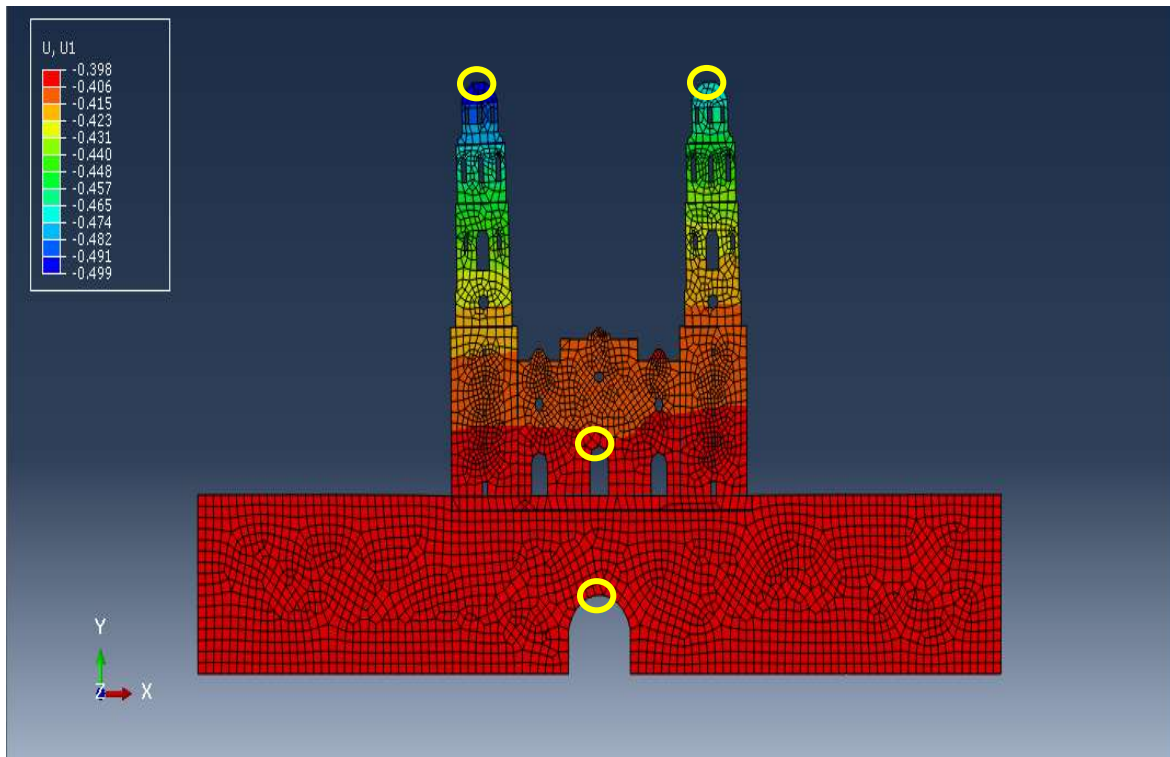


Figura 7.654. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y puntos de control.

En la **Figura 7.654**, se puede apreciar que los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte superior de las torres de la catedral de Morelia, en el caso del túnel, los desplazamientos son muy pequeños, dado a la rigidez que presenta el subsuelo en el cual se encuentra asentada dicha catedral. La cimentación de igual manera sufre desplazamientos muy pequeños, dado que es una cimentación muy rígida.

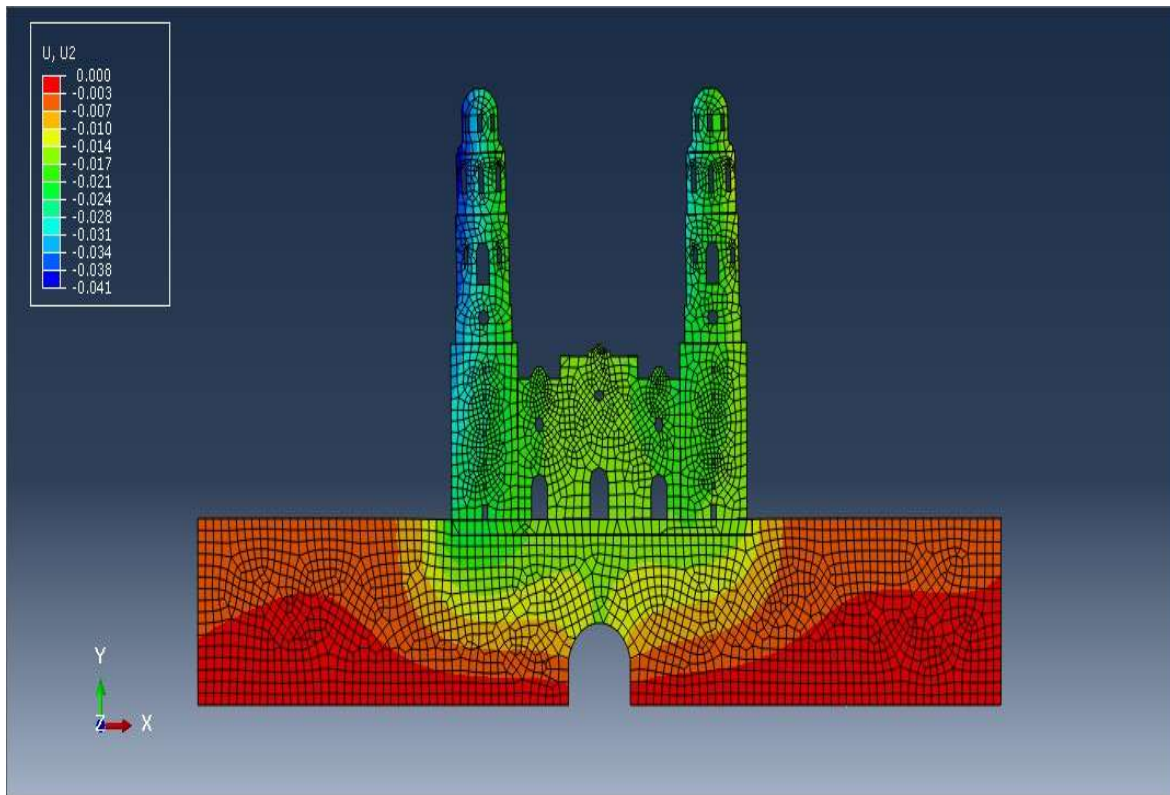


Figura 7.655. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

En la **Figura 7.655**, se observa que los mayores desplazamientos verticales se presentan en la parte superior de las torres de la catedral de Morelia, en el caso de la cimentación, esta sufre desplazamientos verticales mayores en la parte de la base de cada una de las torres, lo cual ocurre debido al enorme peso de dichas torres, en el caso de la portada tripartita se puede observar que sufre desplazamientos verticales en su parte central, es muy interesante mencionar que los desplazamientos verticales en el subsuelo tienden hacia la parte central del túnel, lo cual hace que dicha parte del túnel presente los mayores desplazamientos verticales.

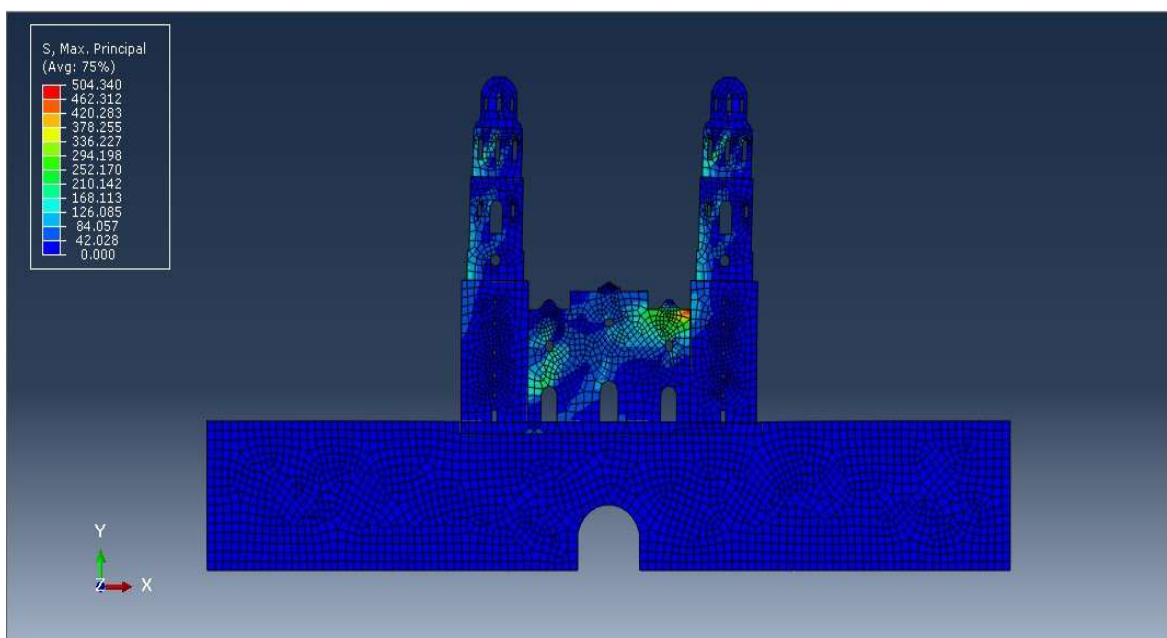


Figura 7.656. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

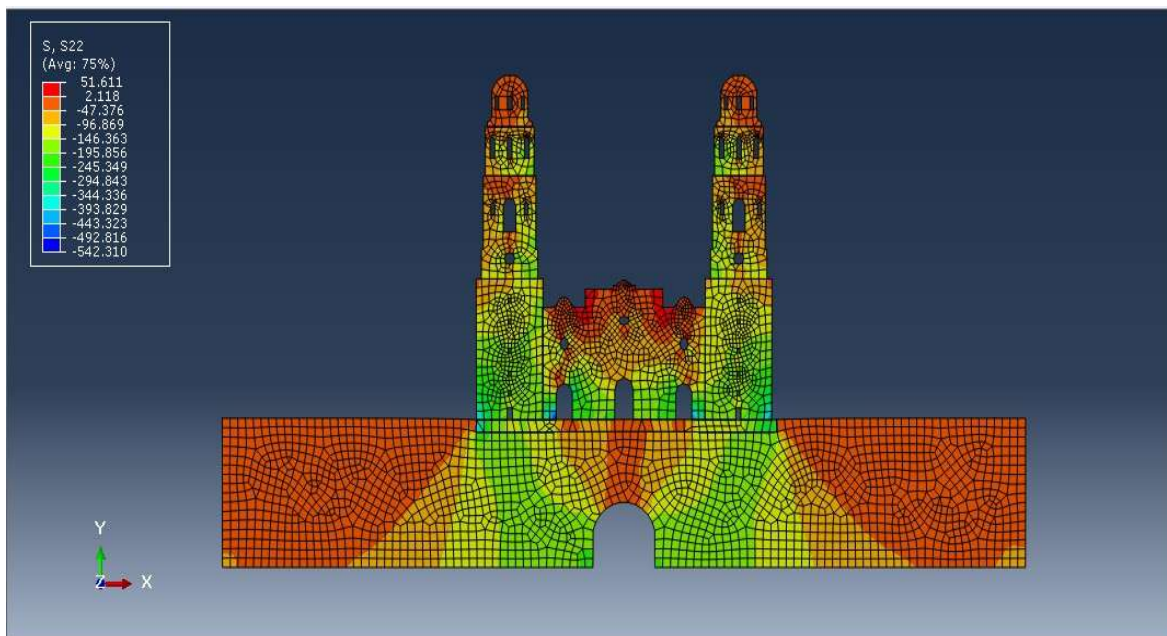


Figura 7.657. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los esfuerzos verticales de compresión axiales (T/M^2).

En la **Figura 7.656**, se observa una concentración de esfuerzos en la parte central superior de la portada tripartita de la catedral de Morelia, al igual que en la parte superior de las torres, en el caso de la concentración de esfuerzos en la parte central de la portada tripartita, es debido a que la cimentación sufre pequeñas rotaciones debido a la presencia de desplazamientos verticales, el túnel presenta desplazamientos muy pequeños, dado la rigidez del subsuelo. Además de que en la **Figura 7.657**, se puede apreciar como en algunas partes inferiores (unión torres – portada – cimentación) de las torres y la portada tripartita, la cantera se encuentra con comportamiento inelástico.

Es muy interesante mencionar que el proceso constructivo para construir un túnel en el subsuelo de la catedral de Morelia, es extremadamente complejo, ya que la distribución de los desplazamientos verticales tiende hacia el túnel, lo cual implica que la variación de las presiones atmosféricas colapsaría dicho túnel empezando el proceso constructivo.



Figura 7.658. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte superior de la torre izquierda de la catedral de Morelia.



Figura 7.659. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte superior de la torre poniente de la catedral de Morelia.



Figura 7.660. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte del extradós del arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia.



Figura 7.661. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (CM) en la parte del extradós del túnel de la catedral de Morelia.

Dado que los sismos ocurridos el 7 y 19 de septiembre del 2017 fueron originados por diferentes mecanismos, es muy interesante representar el efecto de ambos conjuntos de sismos sobre los macroelementos de la majestuosa catedral de Morelia, por lo que ahora representaremos el efecto de un sismo (el de mayor Pseudo-aceleración del 19 de septiembre del 2017) denominado “SAPP” sobre los diferentes macroelementos (Tipo, Transepto, Longitudinal – circular, Longitudinal -ojival y Fachada principal) de dicha catedral.

De igual manera solo representaremos los puntos de control en un círculo amarillo, para los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal con túnel circular y ojival los puntos de control son los mismo, es decir, en la clave del extradós del arco de la bóveda secundaria y en la clave de túnel. Para el caso de la fachada principal de la catedral de Morelia los puntos de control son las torres, el extradós de la portada tripartita y la clave del túnel.

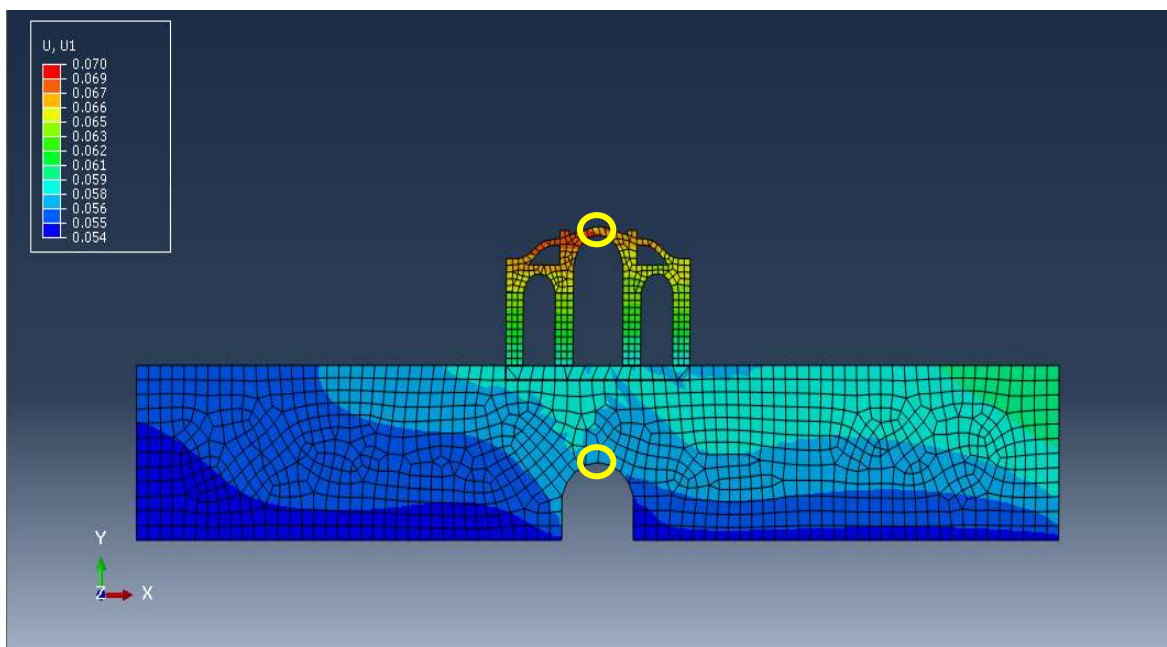


Figura 7.662. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y puntos de control.

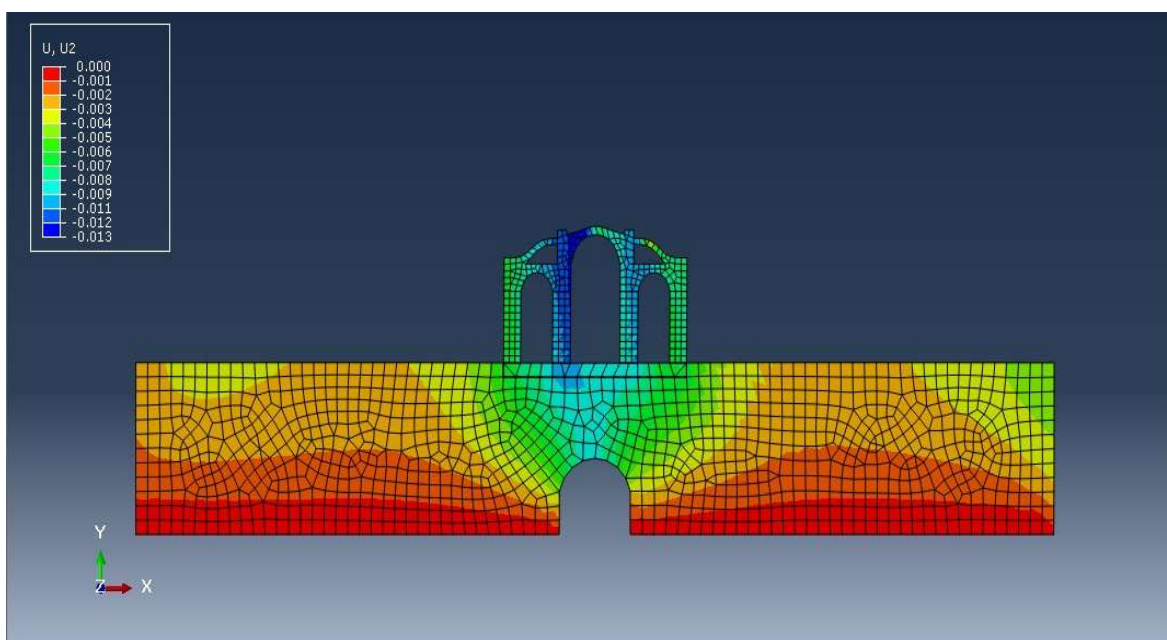


Figura 7.663. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

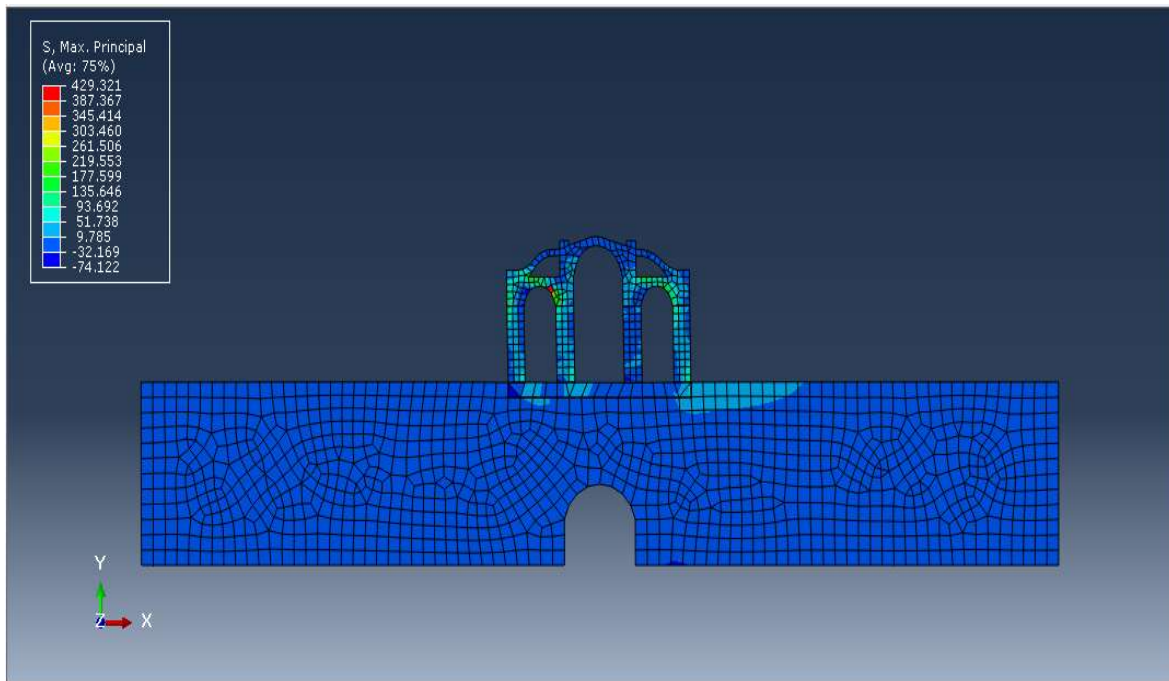


Figura 7.664. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.662, 7.663 y 7.664**, se observa como los desplazamientos horizontales son de mayor magnitud en la parte superior del macroelemento, pero ahora los arbotantes sufren mayores desplazamientos que con el sismo denominado “OXJM”, en cambio los desplazamientos verticales son menores a los horizontales en magnitud, el túnel no sufre grandes desplazamientos debido a la gran rigidez que presenta el subsuelo, pero es muy interesante mencionar como existe una distribución de esfuerzos verticales hacia la clave del túnel, existen pequeñas zonas del intradós del arco de la bóveda secundaria izquierda en la cual se puede apreciar una zona de concentración de esfuerzos, los cuales sobrepasan la resistencia elástica teórica a compresión de la cantera, por lo que se dice que dicha zona se encuentra en el rango inelástico del material, es decir, la cantera se está plastificando por compresión.

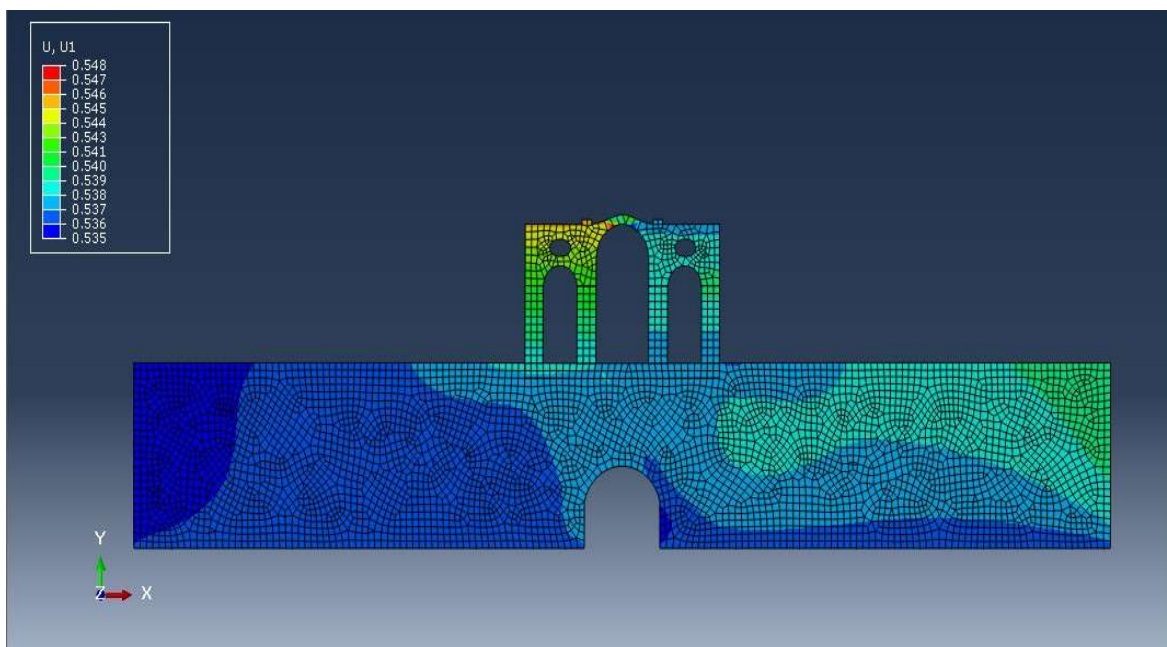


Figura 7.665. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

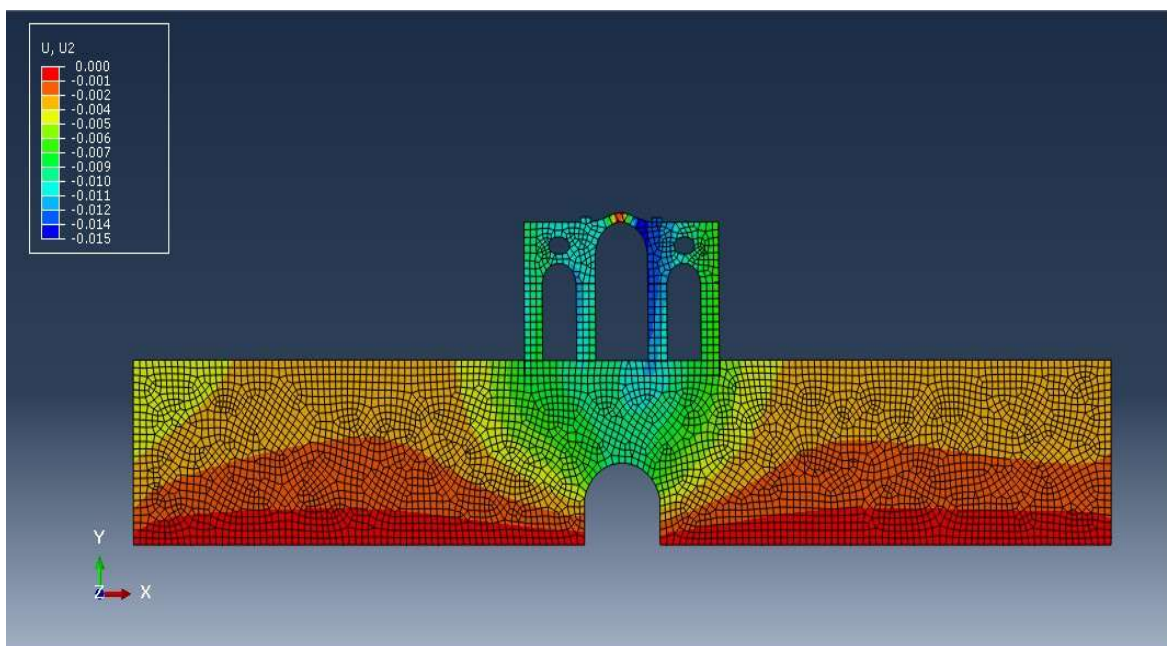


Figura 7.666. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

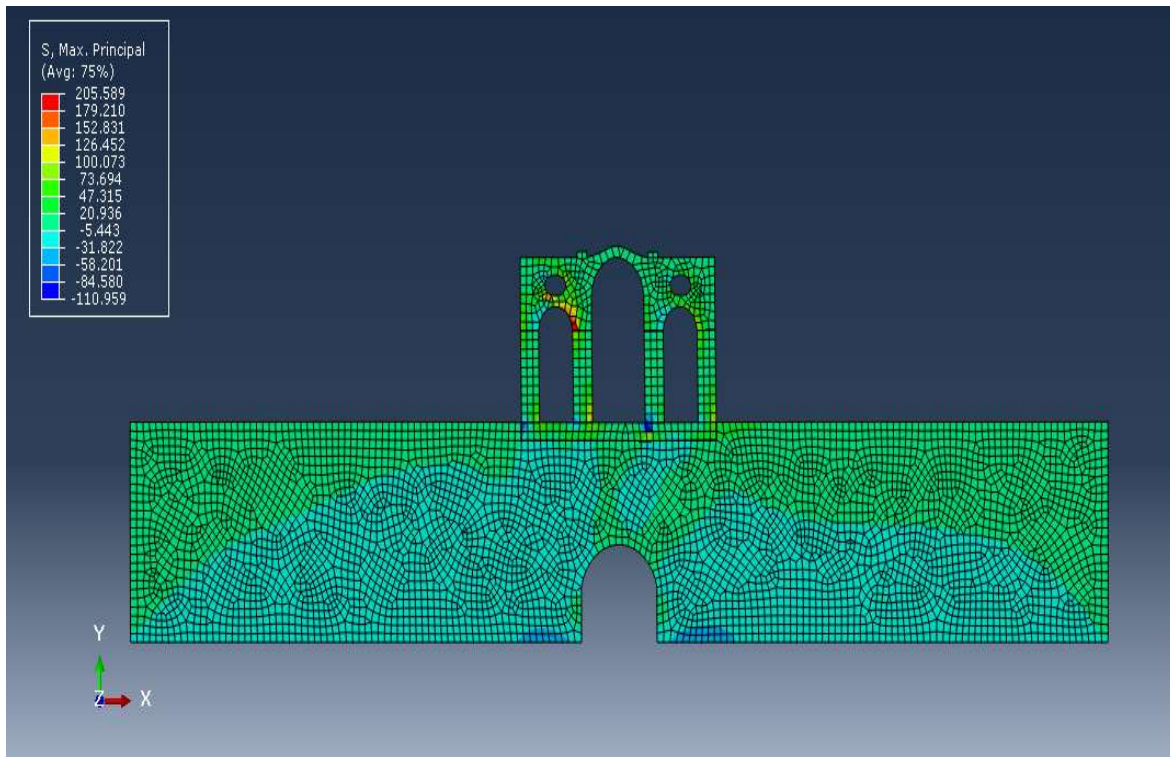


Figura 7.667. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.665, 7.666 y 7.667**, se observa que los desplazamientos horizontales de mayor magnitud se presentan en la parte izquierda del arco de la bóveda principal y por la parte superior del óculo, los desplazamientos verticales de mayor magnitud se presentan en la clave del arco de la bóveda principal, además se puede apreciar como dichos desplazamientos verticales en el subsuelo tienden hacia la clave del túnel, se presentan concentraciones de esfuerzos en la parte del intradós de las bóvedas secundarias, al igual que algunas zonas de unión entre los pilares y la cimentación. Es muy interesante mencionar que el túnel no sufre desplazamientos de gran magnitud, ya que el subsuelo es del tipo rígido.

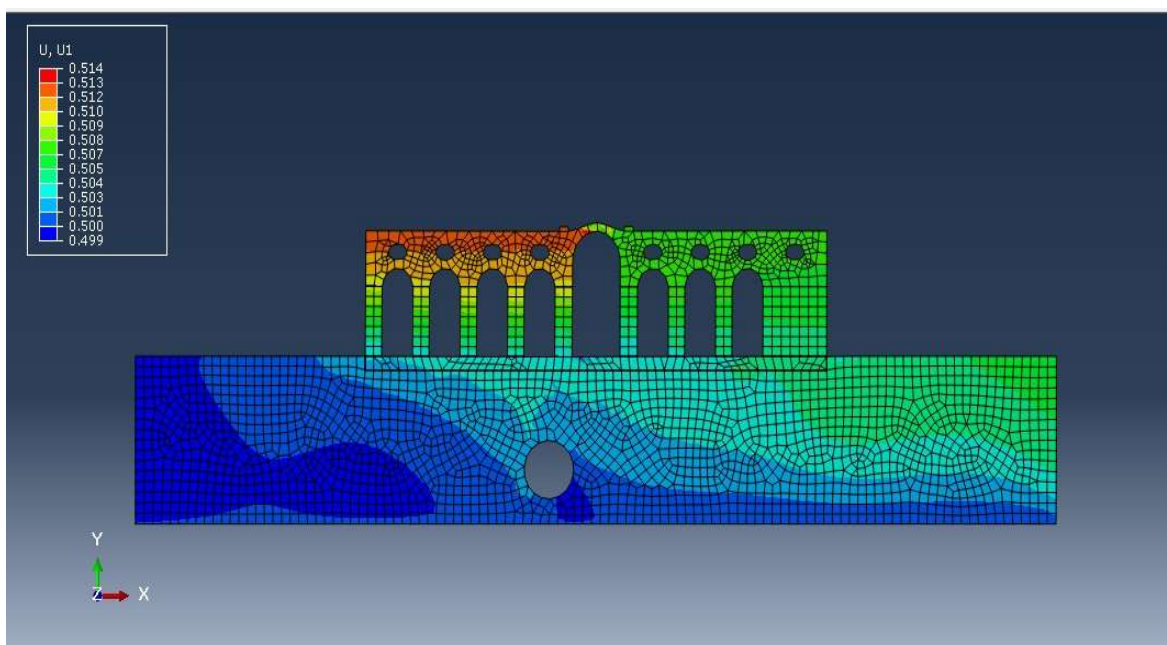


Figura 7.668. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel circular, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

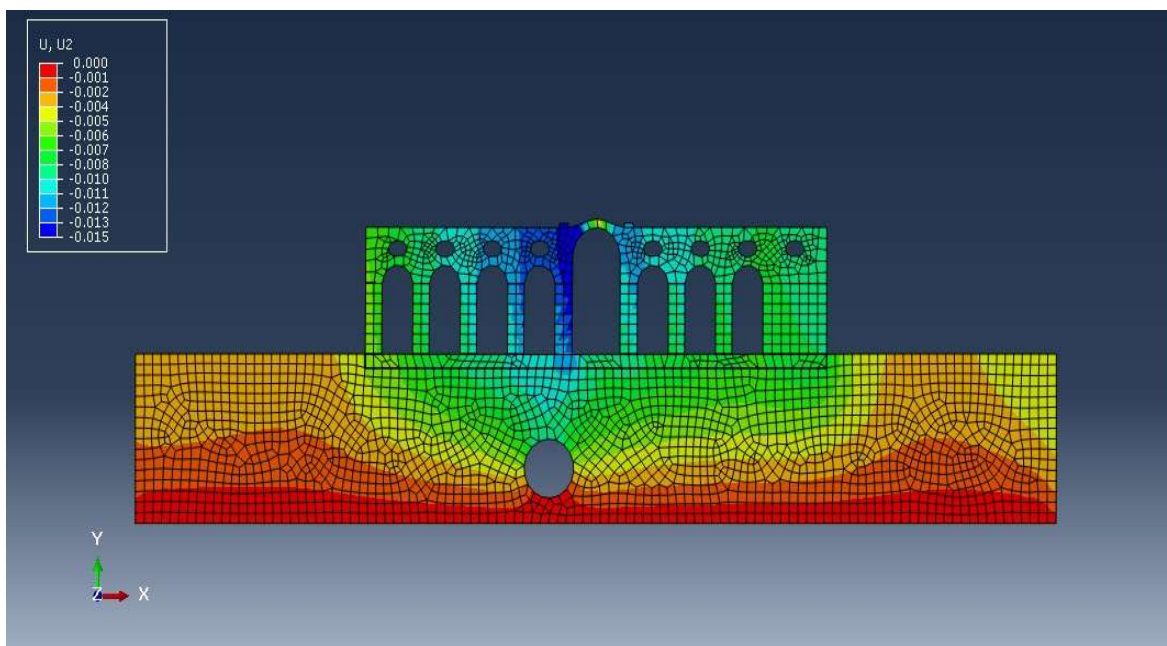


Figura 7.669. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel circular, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

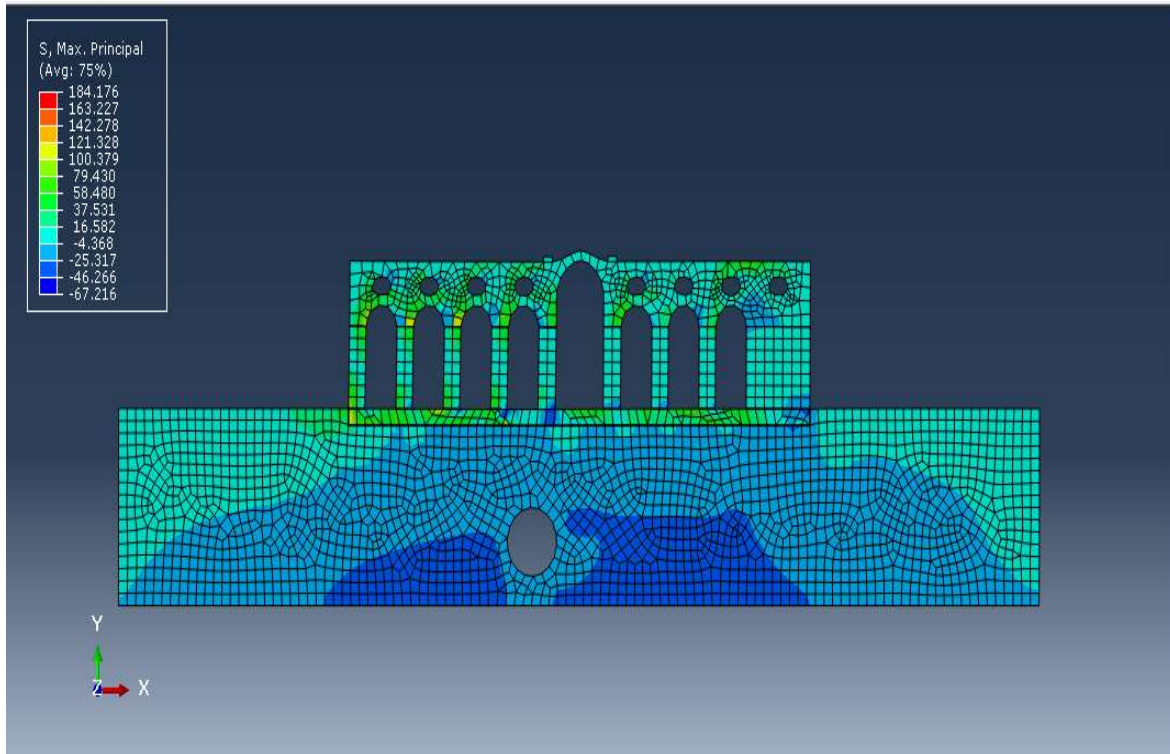


Figura 7.670. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel circular, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.668, 7.669 y 7.670**, los desplazamientos horizontales de mayor magnitud ocurren en la parte izquierda superior del macroelemento (por encima de los óculos) y en parte del arco de la bóveda principal, lo cual sucede debido a la diferencia de rigideces entre ambos lados de dicho arco, los desplazamientos verticales de mayor magnitud ocurren en el pilar del centro y óculo izquierdo, es muy interesante como en el subsuelo se presenta una distribución de desplazamientos verticales que tienden hacia la clave del túnel, pero en dicho túnel los desplazamientos horizontales y verticales son de pequeña magnitud debido a la rigidez que presenta el subsuelo, respecto a las concentraciones de esfuerzos,

estos solo se presentan en una pequeña zona del pilar izquierdo central, junto a la cimentación y en algunas zonas del intradós de los arcos de las bóvedas secundarias.

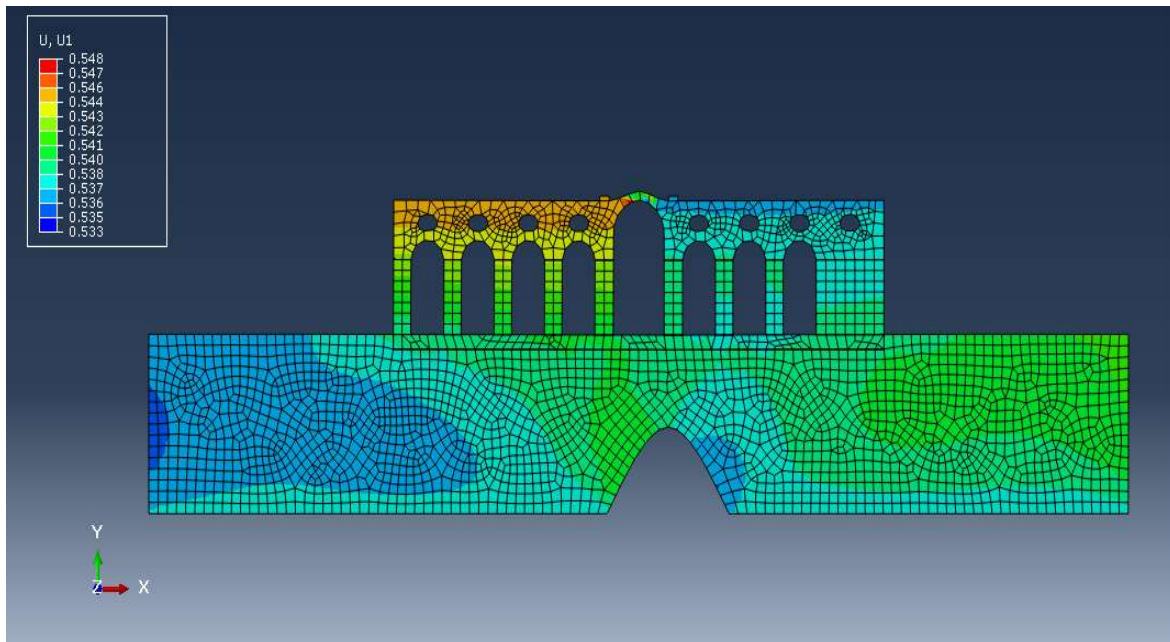


Figura 7.671. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel ojival, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

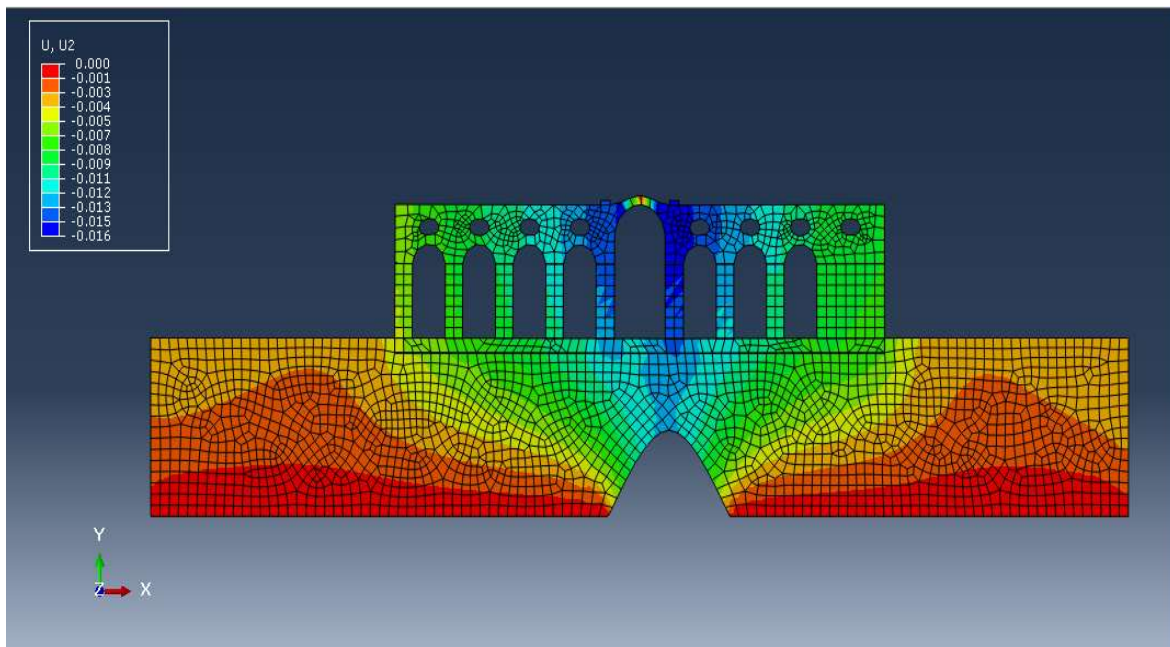


Figura 7.672. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel ojival, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

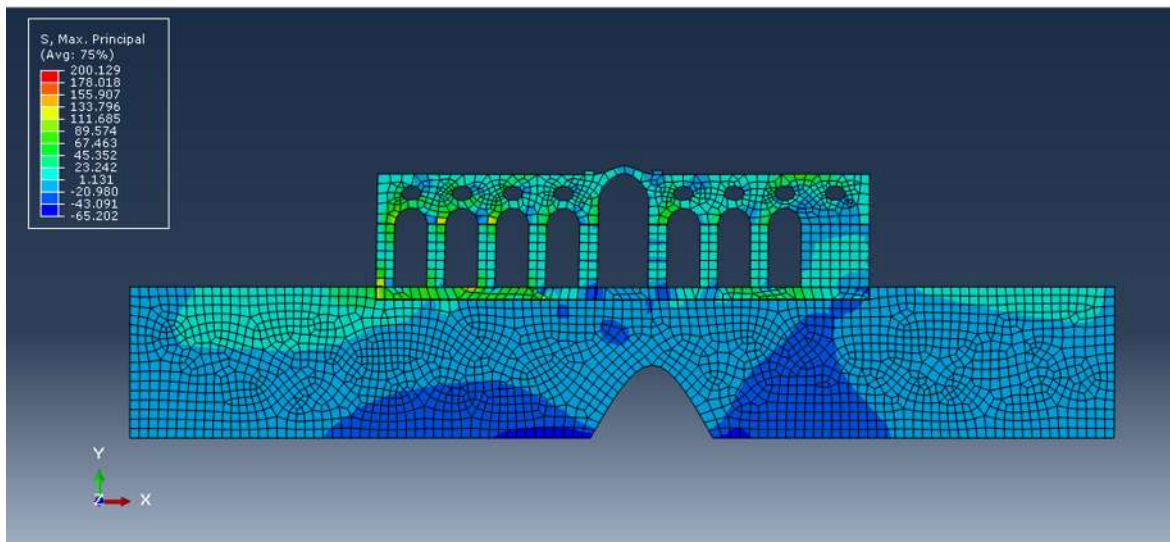


Figura 7.673. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal con Túnel ojival, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.671, 7.672 y 7.673**, los desplazamientos horizontales de mayor magnitud suceden en la parte izquierda superior del macroelemento, debido a la diferencia de rigidez que se presenta en comparación con su parte derecha, además una parte del arco de la bóveda principal presenta desplazamientos horizontales de mayor magnitud, los mayores desplazamientos verticales se presentan en los pilares centrales del macroelemento, de igual manera que en los anteriores macroelementos con túnel, se puede ver como existe una distribución de desplazamientos verticales en el subsuelo que tiene hacia la clave del túnel en forma ojival, respecto a los desplazamientos en el túnel, son de menor magnitud, dado que el suelo es del tipo rígido, en este caso se presentan concentraciones de esfuerzos en zonas muy pequeñas en el intradós de los arcos de las bóvedas secundarias y en la base de los pilares centrales y su cimentación, lo cual sucede debido a la bajada de cargas, cabe recordar que la cúpula de la emblemática catedral de Morelia descarga sobre dichos pilares centrales.

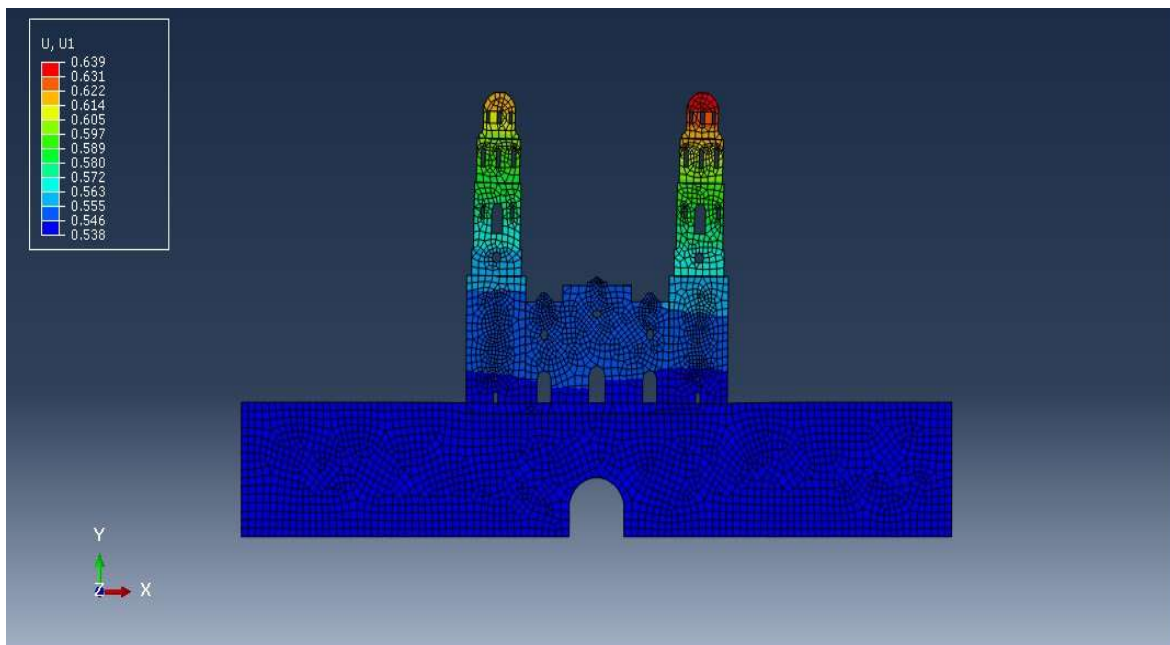


Figura 7.674. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

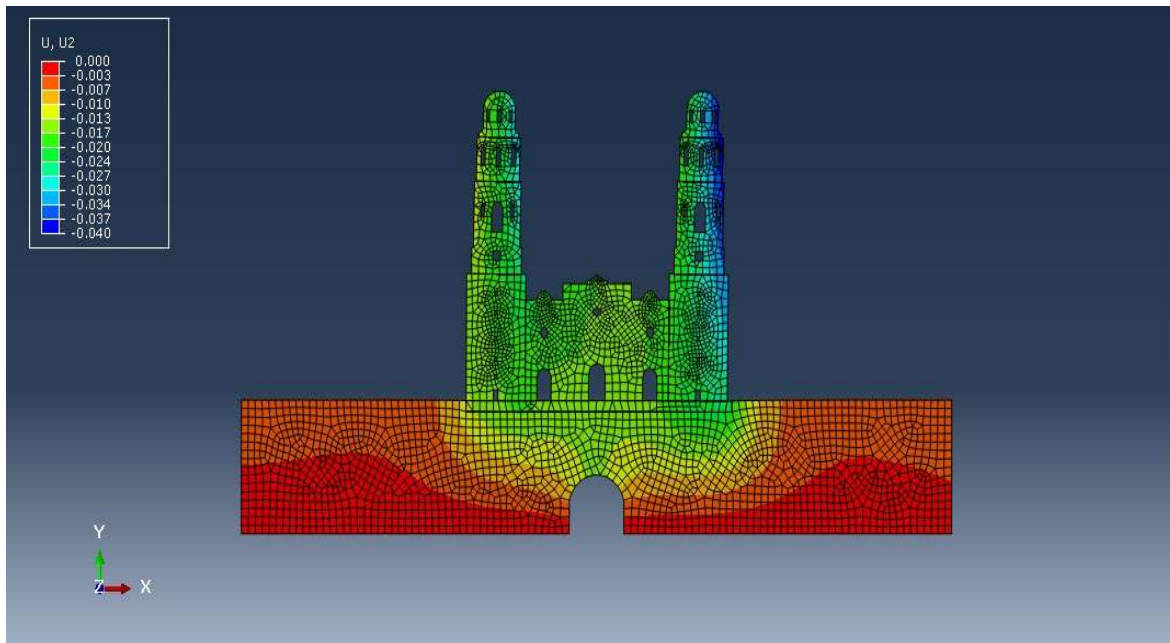


Figura 7.675. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

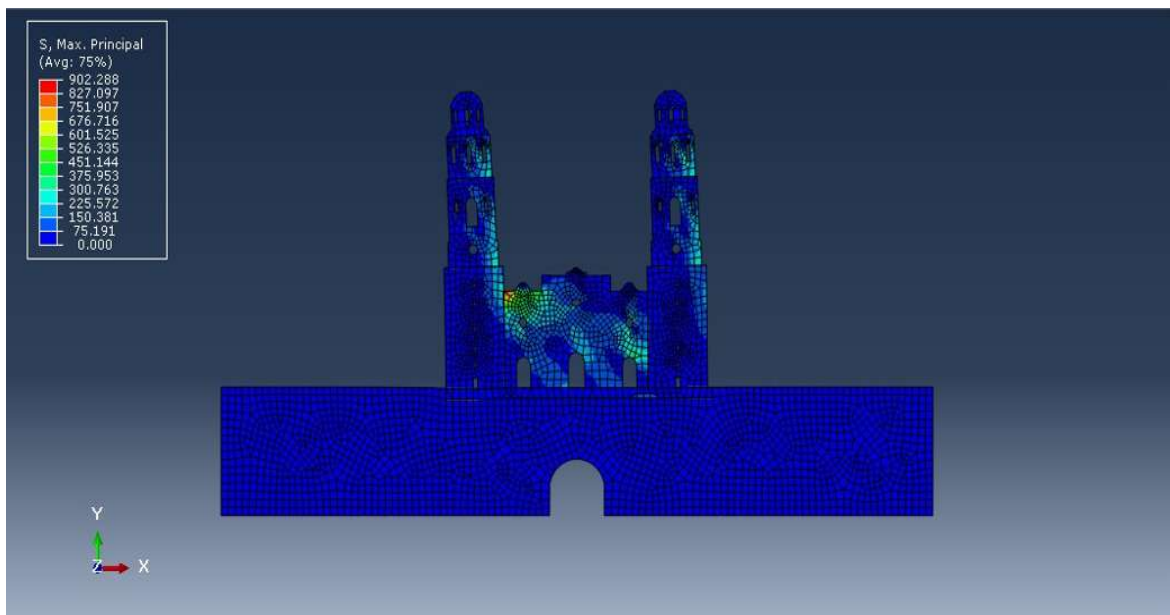


Figura 7.676. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

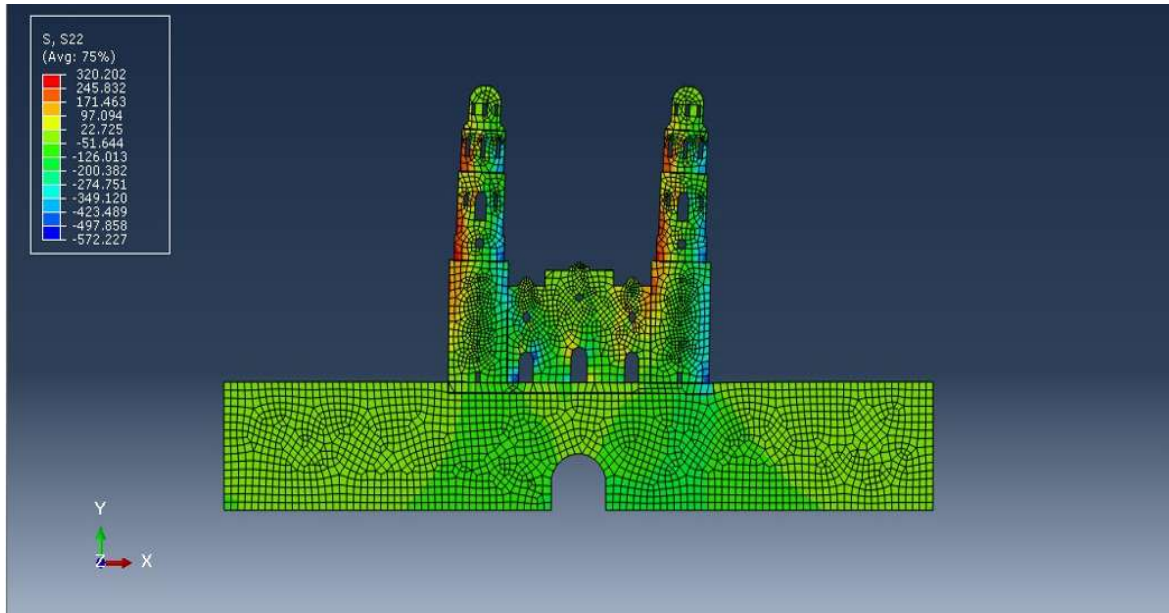


Figura 7.677. Análisis dinámico lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada Principal con Túnel, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los esfuerzos axiales verticales a compresión (T/M^2).

En las **Figuras 7.674, 7.675, 7.676 y 7.677**, los desplazamientos horizontales de mayor magnitud se presentan en la parte superior de ambas torres de la catedral de Morelia, de tal manera que superan los desplazamientos horizontales permisibles, los desplazamientos verticales son de menor magnitud que los horizontales, pero se presentan en ambas torres, debido a la compresión y tensión al momento de oscilar alrededor de su punto de equilibrio estático, en el caso de los desplazamientos horizontales y verticales en el túnel, dichos desplazamientos son de muy poca magnitud debido a la rigidez que presenta el subsuelo en el cual se encuentra la catedral de Morelia, es muy interesante representar los esfuerzos principales, ya que se generan debido a las rotaciones que presentan en ambas torres, dichos esfuerzos principales son de gran magnitud en la parte superior de la

portada tripartita, lo cual causa que el material (cantera) presente comportamiento inelástico, al igual que algunas zonas laterales de ambas torres, lo cual se comprueba con los esfuerzos de compresión verticales, ya que demuestran que en algunas zonas laterales de ambas torres y partes inferiores de la portada tripartita el material presenta comportamiento inelástico debido a las grandes concentraciones de esfuerzos generados por la excitación dinámica del suelo inducida por el sismo denominado "SAPP".

Dado que ya se mostraron los puntos de control en los diferentes macroelementos de la catedral de Morelia, ahora es necesario representar los desplazamientos horizontales en dichos puntos de control, cabe mencionar que el desplazamiento permisible para estructuras de mampostería que nos permite tener según las NTC-2017, es de $0.002 \cdot H$, ya que la catedral de Morelia está construida con piedras naturales sin confinamiento, ni reforzamiento.

Donde:

H: Representa la altura total del edificio.

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)		PERMISIBLE
MACROELEMENTO		TIPO-SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	(BOVEDA)
07/09/2017	HUAM	421.89	4	3.92
	OXJM	679.58	5.2	
	OXPM	491.15	2.1	
	OXT0	359.32	2.5	
	OXXO	453.46	3.8	
	PANG	239.49	1	
	SCRU	423.64	1.9	
	TAJN	189.78	1.6	
19/09/2017	HMTT	480.37	1.3	3.92
	PBP2	216.04	1.4	
	PHPU	248.22	1.9	
	PZPU	211.15	1.3	
	RABO	335.22	1.4	
	RFPP	269.92	1.9	
	SXPU	224.95	1.3	
	SAPP	340.88	2.4	
03/03/2019	THEZ	334.54	2.2	3.92
	SAN NICOLÁS	35.58	0.03	

MACROELEMENTO	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
	TIPO-CON TÚNEL		Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	621.87	3.9	0.6	3.92	2.2
	OXJM	614.59	3.1	0.6		
	OXPM	548.2	2	0.5		
	OXTO	363.57	2	0.4		
	OXXO	454.19	2.4	0.5		
	PANG	229.34	1	0.2		
	SCRU	355.37	1.5	0.4		
	TAJN	226.7	1.5	0.2		
19/09/2017	HMTT	365.55	1.4	0.3	3.92	2.2
	PBP2	224.11	0.1	0.2		
	PHPU	276.52	1.1	0.2		
	PZPU	223.74	0.9	0.2		
	RABO	356.96	1.6	0.3		
	RFPP	279.44	1.9	0.3		
	SXPU	297.51	1.5	0.3		
	SAPP	347.02	2.3	0.4		
03/03/2019	THEZ	325.12	2	0.4	3.92	2.2
	SAN NICOLÁS	27.9	0.1	0.007		

Figura 7.662. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos Tipo y Tipo con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.662**, se puede apreciar que el acelerograma OXJM, es el que mayor desplazamiento horizontal le causa al arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia, lo cual seguramente causaría daños leves en dicho arco de la bóveda.

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)		PERMISIBLE
MACROELEMENTO		TRANSEPTO-SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	(BOVEDA)
07/09/2017	HUAM	515.97	3.2	3.92
	OXJM	715.56	4	
	OXPM	601.94	1.8	
	OXTO	429.26	2.3	
	OX XO	537.79	3.4	
	PANG	276.37	0.8	
	SCRU	438.16	1.5	
	TAJN	149.24	0.4	
19/09/2017	HMTT	414.91	1	3.92
	PBP2	275.56	1.2	
	PHPU	351.34	1.6	
	PZPU	252.55	1.1	
	RABO	428.2	1.2	
	RFPP	291.66	1.3	
	SXPU	375.42	1	
	SAPP	409.51	2.4	
03/03/2019	THEZ	380.4	1.8	3.92
	SAN NICOLÁS	34.16	0.02	

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)		PERMISIBLE	PERMISIBLE
MACROELEMENTO		TRANSEPTO-CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA) (TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	549.46	3.4	0.4	3.92 2.2
	OXJM	753.04	4.3	0.6	
	OXPM	549.86	2	0.5	
	OXTO	453.66	2.5	0.4	
	OX XO	578.71	3.6	0.4	
	PANG	269.45	0.9	0.2	
	SCRU	423.43	1.7	0.4	
	TAJN	270.43	1.6	0.2	
19/09/2017	HMTT	548.73	1.2	0.3	3.92 2.2
	PBP2	285.81	1.4	0.2	
	PHPU	372.72	1.8	0.2	
	PZPU	257.02	1.3	0.2	
	RABO	434.81	1.5	0.2	
	RFPP	336.68	1.5	0.3	
	SXPU	365.88	1.2	0.3	
	SAPP	414.68	2.6	0.4	
03/03/2019	THEZ	420.96	2.1	0.4	3.92 2.2
	SAN NICOLÁS	28.18	0.1	0.01	

Figura 7.663. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos Transepto y Transepto con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.663**, se puede apreciar que el acelerograma OXJM, es el que mayor desplazamiento horizontal le causa al arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia, tanto en el macroelemento Transepto y el macroelemento Transepto con túnel, lo cual seguramente causaría daños leves en dicho arco de la bóveda.

	MACROELEMENTO	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)		PERMISIBLE
		LONGITUDINAL-SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	(BOVEDA)
07/09/2017	HUAM	1766.25	0.9	3.92
	OXJM	2430.02	1.6	
	OXPM	1602.66	0.1	
	OXT0	1370.11	0.7	
	OXXO	1668.24	1.7	
	PANG	873.26	0.1	
	SCRU	1481.23	0.1	
	TAJN	798.21	0.5	
19/09/2017	HMTT	1102.16	0.3	3.92
	PBP2	831.37	0.2	
	PHPU	1100.6	0.7	
	PZPU	775.02	0.3	
	RABO	1133.14	0.2	
	RFPP	995.65	1.2	
	SXPU	974.02	1.1	
	SAPP	1400.8	1.4	
03/03/2019	THEZ	1135.83	1.2	
	SAN NICOLÁS	531.36	0.01	3.92

	MACROELEMENTO	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)			PERMISIBLE	PERMISIBLE
		LONGITUDINAL-TÚNEL CIRCULAR	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	1769.64	3	0.6	3.92	1.2
	OXJM	2437.62	3.8	0.9		
	OXPM	1530.3	1.5	0.3		
	OXT0	1290.37	2	0.5		
	OXXO	1676.38	3.1	0.6		
	PANG	1022.04	0.7	0.2		
	SCRU	1458.28	1.3	0.4		
	TAJN	787.01	1.1	0.2		
19/09/2017	HMTT	970.25	0.8	0.2	3.92	1.2
	PBP2	702.95	1	0.2		
	PHPU	818.81	1.5	0.3		
	PZPU	766.41	1	0.2		
	RABO	954.05	1	0.2		
	RFPP	936.96	1.3	0.4		
	SXPU	791.9	1.1	0.2		
	SAPP	1418.53	2	0.5		
03/03/2019	THEZ	954.05	1	0.2		
	SAN NICOLÁS	364.4	0.005	0.1	3.92	1.2

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
MACROELEMENTO	LONGITUDINAL-TÚNEL OJIVAL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	1807.89	3.1	0.9	
	OXJM	2437.63	4.8	1.1	
	OXPM	1519.82	1.4	0.5	
	OXT0	1089.54	2	0.6	3.92
	OXO	1653.61	3.1	0.9	2.4
	PANG	750.37	1.2	0.3	
	SCRU	1465.75	1.4	0.5	
	TAJN	677.9	1.9	0.3	
19/09/2017	HMTT	870.93	1.5	0.3	
	PBP2	718.43	1	0.3	
	PHPU	1147.44	1.9	0.5	
	PZPU	808.56	1.4	0.4	3.92
	RABO	1143.07	1.9	0.4	2.4
	RFPP	885.08	1.4	0.4	
	SXPU	895.14	1.7	0.3	
	SAPP	1400.75	2.9	0.7	
03/03/2019	THEZ	1119.33	2.5	0.5	
	SAN NICOLÁS	308.51	0.1	0.02	3.92

Figura 7.664. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos Longitudinal y Longitudinal con túnel circular y ojival, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.664**, se puede apreciar que los diferentes macroelementos de la catedral de Morelia no sufren desplazamientos mayores a los permisibles, lo cual se debe a que dicho macroelemento tiene mayor rigidez, además de tener mayor longitud horizontal, es decir, el arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia se encuentra restringido en sus lados por los diferentes arcos a lo largo de dicha catedral, lo cual reduce los desplazamientos dinámicos en la historia del tiempo en el arco de la bóveda principal. Se puede apreciar que el acelerograma OXJM, es el que mayor desplazamiento horizontal le causa al arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia, en el macroelemento Longitudinal con túnel ojival, lo cual seguramente causaría daños leves en dicho arco de la bóveda.

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)			PERMISIBLE	PERMISIBLE
MACROELEMENTO		FACHADA - PRINCIPAL - SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	TORRE - ORIENTE	TORRE - PONIENTE	PORTADA	(TORRES)
07/09/2017	HUAM	14963.55	7.24	8.54	1.02	
	OXJM	16750.6	10.08	11.43	1.26	
	OXPM	10080.59	5.72	6.77	0.77	
	OXT0	9300.7	14.77	12.99	1.22	11.36
	OXXO	12979.97	6.86	8.24	0.79	
	PANG	14958.57	7.25	8.06	1.03	
	SCRU	8946.7	8.04	9.16	1.07	
	TAJN	6535.71	4.03	4.39	0.49	
19/09/2017	HMTT	6535.71	4.03	4.39	0.49	
	PBP2	4805.05	6.79	5.66	0.58	
	PHPU	5915.09	6.28	5.39	0.53	
	PZPU	5943.19	7.07	7.96	0.71	11.36
	RABO	5289.58	4.26	6.92	0.58	
	RFPP	9198.05	9.15	7.09	1.11	
	SXPU	5566.42	5.39	5.28	0.65	
	SAPP	9870.49	18	16.84	1.35	
03/03/2019	THEZ	9922.58	6.74	5.99	0.54	
	SAN NICOLÁS	11022.7	5.93	4.91	0.5	11.36

Figura 7.667. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos Fachada - Principal, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.667**, se puede apreciar que las torres de la catedral de Morelia son las que sufren desplazamientos horizontales mayores a los permisibles provocados por los acelerogramas OXJM, OXT0 y SAPP, en donde, los mayores son ocasionados por el acelerograma SAPP, lo cual causaría graves daños, dado que la catedral de Morelia fue construida a base de mampostería, lo cual nos dice que presenta un comportamiento muy rígido, por lo que no soporta grandes desplazamientos laterales. Cabe recordar que la mampostería (cantera) presenta un comportamiento del tipo frágil.

Además de que la portada tripartita no sufre desplazamientos horizontales mayores a los permisibles, aun a pesar de que la cimentación sufre pequeñas rotaciones en sus extremos debido al enorme peso de las torres de la catedral de Morelia.

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE	PERMISIBLE	
MACROELEMENTO		FACHADA - PRINCIPAL - CON TUNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	TORRE - ORIENTE	TORRE - PONIENTE	PORTADA	EXTRADÓS - TÚNEL	(TORRES)	(PORTADA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	14820.82	7.2	8.34	1.11	0.76	11.4	1.4	2.2
	OXJM	16390.15	9.95	7.48	1.41	0.85			
	OXPM	9654.96	5.72	6.45	0.81	0.45			
	OXT0	9455.31	14.54	12.21	1.3	0.53			
	OXXO	13458.67	6.84	4.76	0.9	0.68			
	PANG	4308.28	3.16	2.96	0.32	0.22			
	SCRU	8571.28	7.96	9.01	1.1	0.44			
	TAJN	6359.36	3.85	3.55	0.54	0.3			
19/09/2017	HMTT	5918.54	6.12	3.8	0.73	0.33	11.4	1.4	2.2
	PBP2	5190.06	6.71	4.46	0.51	0.26			
	PHPU	5225.7	6.12	3.97	0.62	0.32			
	PZPU	5418.27	7.11	7.72	0.8	0.35			
	RABO	7694.97	4.34	4.26	0.59	0.36			
	RFPF	8192.14	8.83	6.76	1.2	0.6			
	SXPU	6084.53	5.31	3	0.68	0.34			
	SAPP	9917.96	18	16.77	1.43	0.64			
	THEZ	9209.03	6.54	5.77	0.6	0.4			
	03/03/2019	SAN NICOLÁS	5215.59	3.76	3.14	0.34			

Figura 7.668. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos Fachada – Principal con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.668**, se puede apreciar que las torres al igual que la portada tripartita (entrada principal de la catedral de Morelia) son los que mayores desplazamientos horizontales sufren, los cuales son mayores a los desplazamientos permisibles, en el caso de los desplazamientos por las torres provocados por el acelerograma SAPP, son mucho mayores que los desplazamientos permisibles, lo cual provocaría severos daños en dichas torres, dado a su comportamiento rígido, lo cual involucra que solo pueden soportar pequeños desplazamientos horizontales.

En el caso de los túneles de la catedral de Morelia (oquedades en el subsuelo sin revestimiento), los desplazamientos horizontales están dentro de los permisibles, lo cual se debe a que el subsuelo presenta un comportamiento rígido, dado que su módulo de elasticidad es alto, correspondiente al de un suelo firme – roca.

7.7 PROPIEDADES INELÁSTICAS DEL MATERIAL.

Anteriormente se realizaron análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo, incluyendo los túneles en el subsuelo de la catedral de Morelia, ahora es necesario realizar el análisis no lineal en la historia del tiempo de los macroelementos en los que se subdividió dicha catedral.

Es muy importante mencionar que está estrictamente prohibido realizar alguna prueba del tipo destructivo en la catedral de Morelia, con la finalidad de obtener sus propiedades mecánicas de los materiales (cantera) con los que se construyó, por lo que debemos emplear un modelo representativo del comportamiento de la mampostería (cantera) ante la presencia de fuerzas externas, es decir, un modelo para describir el comportamiento de materiales frágiles o cuasi-frágiles (sub-capítulo 6.5), el cual está integrado en el programa de modelación Abaqus.

ESTRUCTURA	E(T/M2)	DENSIDAD (T*S2/M4)
MACROELEMENTO TIPO	800000	0.2039
MACROELEMENTO TRANSEPTO	700000	0.2039
MACROELEMENTO LONGITUDINAL	660000	0.2039
MACROELEMENTO FACHADA	610000	0.2039

Figura 7.711. Calibración de los módulos de elasticidad correspondientes a los macroelementos de la catedral de Morelia.

Cabe recordar que los módulos de elasticidad de los macroelementos tienen las mismas propiedades mecánicas con y sin túneles (oquedades), la única propiedad mecánica que cambia es el módulo de elasticidad para el suelo en el caso de la presencia de túneles, el cual se eleva, ya que es necesario rigidizar el estrato de suelo con la finalidad de obtener el correspondiente periodo fundamental de vibrar de cada macroelemento, para los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal dicho periodo es de 0.38 segundos y para el macroelemento Fachada, su periodo es de 0.73 segundos.

El modelo que utilizaremos para describir el comportamiento no lineal de la mampostería (cantera), en el mencionado en el **subcapítulo 6.5**, dicho modelo se denomina “concrete damage plasticity”, por lo cual se optó por elegir un modelo a esfuerzos de tensión y compresión uniaxiales para representar el comportamiento no lineal de la mampostería, los cuales se representan por Lourenco et al. (1997).

En la **Figura 7.711**. Se aprecia los resultados de la calibración mediante un análisis modal, con la finalidad de obtener el módulo de elasticidad para cada macroelemento según su periodo fundamental de vibración, pero dado que se eligió un modelo a tensión y compresión para representar el comportamiento no lineal de la mampostería (cantera), es necesario acudir a las Normas PIET (1971), dichas normas nos mencionan cual es la resistencia máxima a esfuerzos teóricos de compresión uniaxial de la mampostería, en donde, la resistencia máxima a esfuerzos teóricos a compresión uniaxial de la mampostería está en función de la milésima parte del módulo de elasticidad calculado para cada macroelemento, en nuestro caso.

El modelo que emplearemos para representar el comportamiento no lineal de la mampostería de la catedral de Morelia presenta un esfuerzo máximo de compresión uniaxial de 2121.98 t/m² y un esfuerzo máximo de tensión uniaxial de 30.59 t/m². Ahora es necesario adaptarlos en función de la milésima parte del módulo de elasticidad obtenido en la calibración de cada macroelemento.

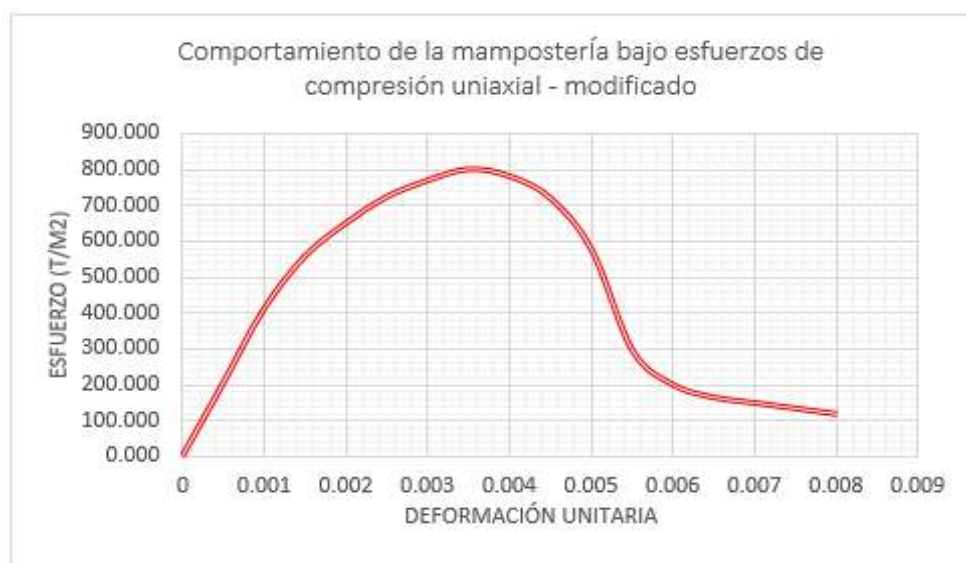


Figura 7.712. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de compresión uniaxial modificado en función del módulo de elasticidad obtenido para el macroelemento Tipo.

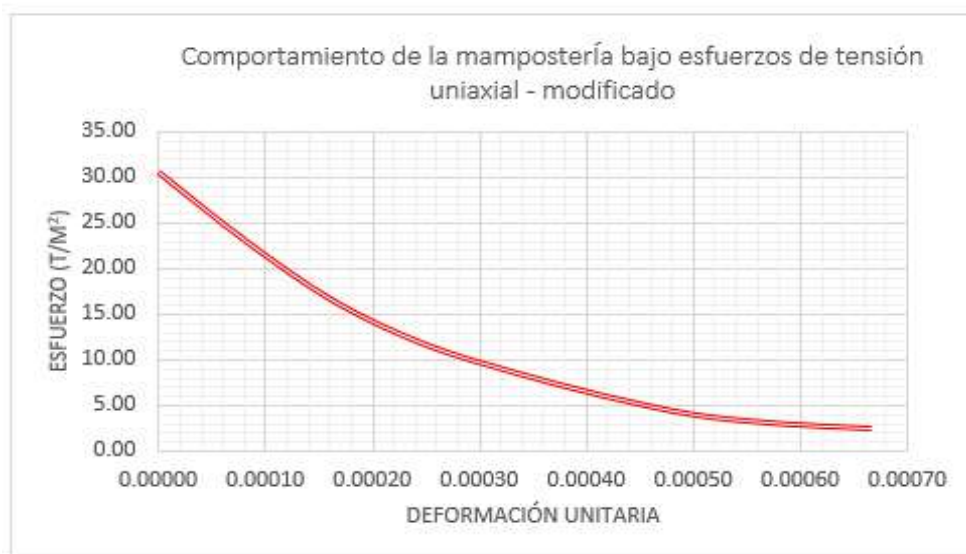


Figura 7.713. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de tensión uniaxial modificado para el macroelemento Tipo.

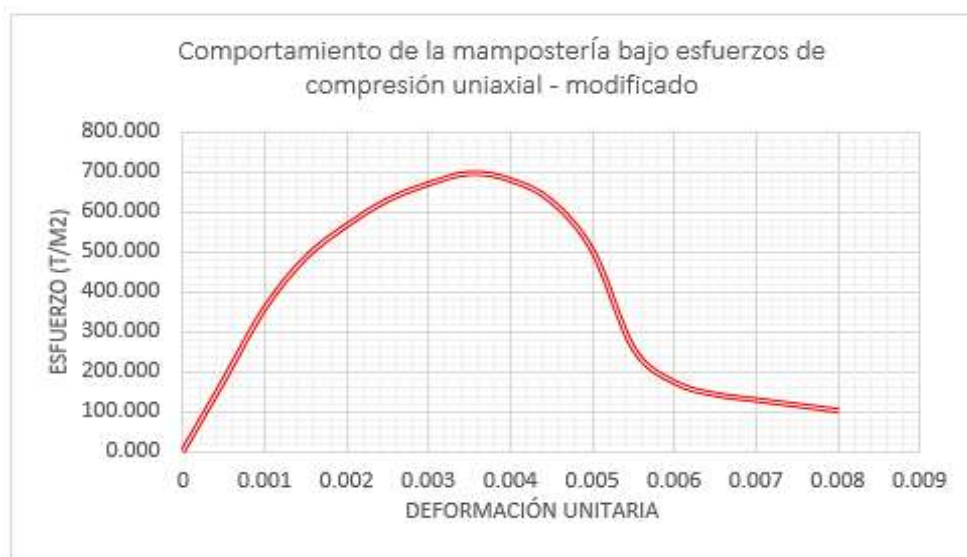


Figura 7.714. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de compresión uniaxial modificado en función del módulo de elasticidad obtenido para el macroelemento Transepto.

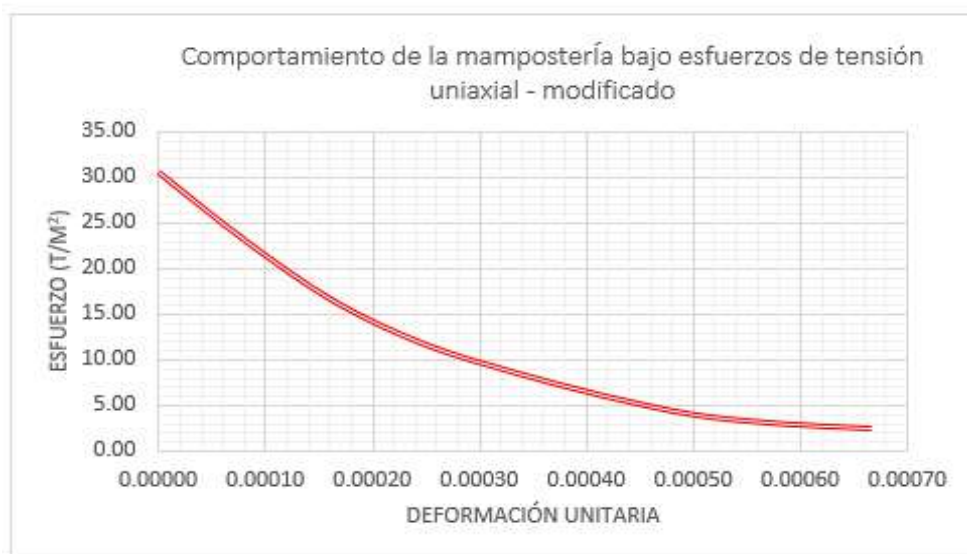


Figura 7.715. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de tensión uniaxial modificado para el macroelemento Transepto.

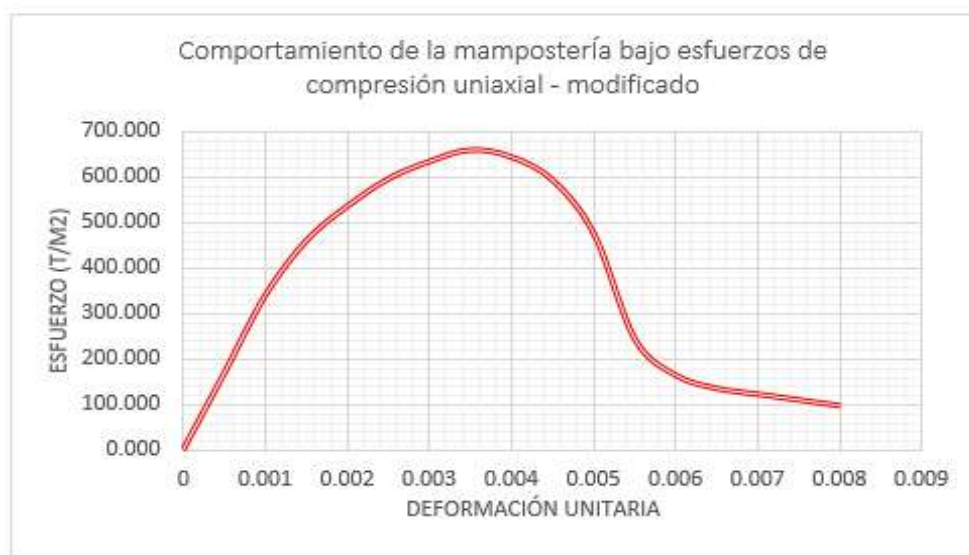


Figura 7.716. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de compresión uniaxial modificado en función del módulo de elasticidad obtenido para el macroelemento Longitudinal.

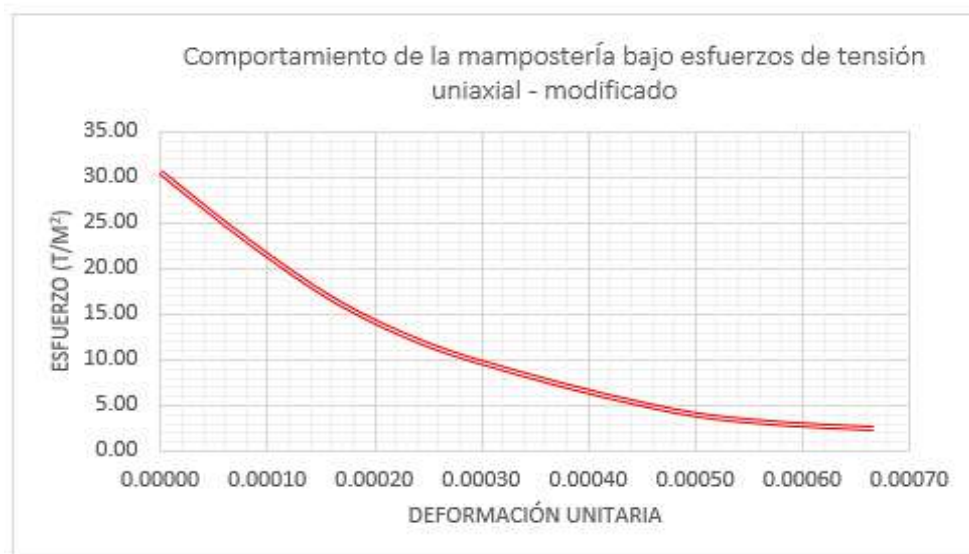


Figura 7.717. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de tensión uniaxial modificado para el macroelemento Longitudinal.

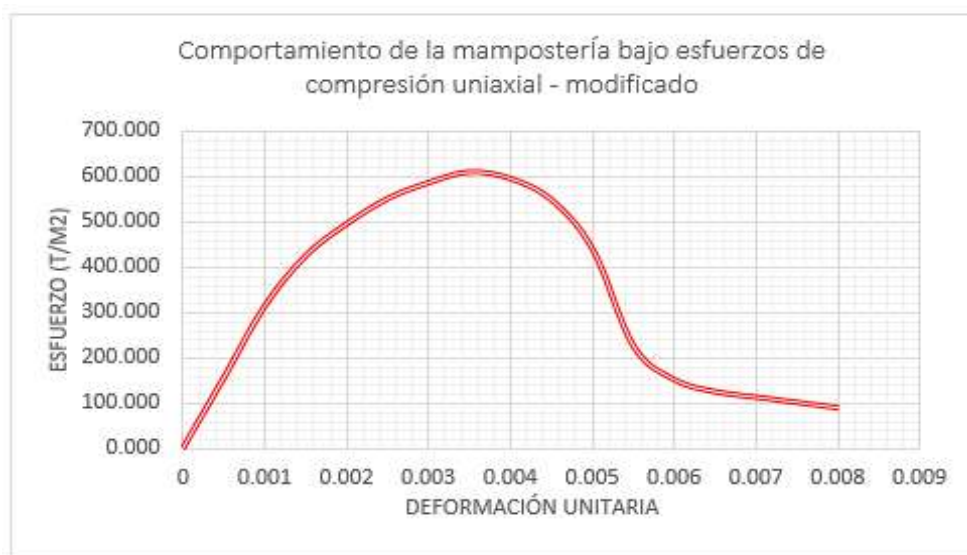


Figura 7.718. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de compresión uniaxial modificado en función del módulo de elasticidad obtenido para el macroelemento Fachada de la catedral de Morelia.

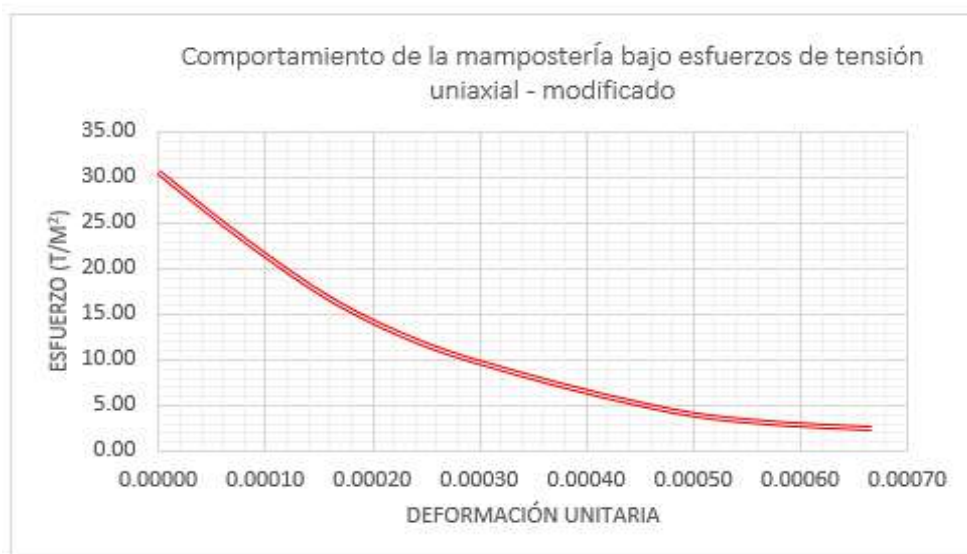


Figura 7.719. Modelo de Lourenco para el comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos de tensión uniaxial modificado para el macroelemento Fachada de la catedral de Morelia.

Por lo que solamente falta definir las propiedades de los materiales, es decir, para la mampostería y para el suelo, primeramente, definiremos las propiedades de la mampostería para el modelo en abaqus denominado "concrete damage plasticity".

PROPIEDADES DEL MODELO EN ABAQUS " CONCRETE DAMAGE PLASTICITY "				
ÁNGULO DE DILATACIÓN	ECCENTRICITY	F _{bo} /F _{co}	K	VISCOCITY PARAMETER
10	0.1	1.16	0.66	0

Figura 7.720. Propiedades de la mampostería para los macroelementos de la catedral de Morelia.

Ahora es necesario representar las propiedades del subsuelo de la catedral de Morelia, con la finalidad de introducir los valores necesarios en el modelo de Mohr-Coulomb en el programa Abaqus.

PROPIEDADES DEL MODELO EN ABAQUS " MOHR-COULOMB "			
COHESIÓN (T/M2)	ÁNGULO DE FRICCIÓN	ÁNGULO DE DILATACIÓN	EXCENTRICIDAD
8	12	0	0.87

Figura 7.721. Propiedades del subsuelo para los macroelementos de la catedral de Morelia.

Por lo cual, dichos datos mostrados en las **Figuras 7.720 y 7.721**, son los valores necesarios para emplear los modelos, tanto para la mampostería, como para el subsuelo, en el programa Abaqus, con lo cual realizaremos los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo.

7.8 ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES EN LA HISTORIA DEL TIEMPO.

Anteriormente se realizaron análisis dinámicos en la historia del tiempo lineales, en los cuales se obtuvieron datos muy interesantes, es decir, se presentaron daños en la catedral de Morelia, como lo son en las bóvedas y en ambas torres, además de que por medio de los esfuerzos de observo que determinados sismos generan esfuerzos de gran magnitud en la cimentación y partes estructurales de los macroelementos, lo cual implica que el material con el cual está construida dicha catedral presente comportamiento inelástico.

En este caso, emplearemos los conjuntos de acelerogramas que se utilizaron en los análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo, pero ahora representaremos el comportamiento no lineal de la mampostería a través de un modelo denominado **(subcapítulo 6.5)** “concrete damage plasticity”, por lo cual se optó por elegir un modelo a esfuerzos de tensión y compresión uniaxiales para representar el comportamiento no lineal de la mampostería **(subcapítulo 7.7)**, los cuales se representan por Lourenco et al. (1997).

En el caso del subsuelo, el comportamiento es elástico, ya que solo se tiene un sondeo de penetración estándar (**SPT**) y un pozo a cielo abierto (**PCA**) con una profundidad de 1.5 metros, como es de conocerse el suelo es demasiado complejo de analizar, además aunado a que falta mucho por conocerse, respecto al estudio analítico del comportamiento de las masas de suelo ante la presencia de cargas cíclicas.

Cabe resaltar que entre más parámetros y variables se obtengan de pruebas dinámicas, mejor es la representación del comportamiento de las masas de suelo ante cargas dinámicas, es decir, realizar pruebas de campo o pruebas de laboratorio, de las cuales existen varios métodos, pero el gran problema es el elevado costo del equipo, con lo que se pretende obtener los parámetros dinámicos, como lo es el módulo de rigidez dinámico, el periodo fundamental de vibración, el amortiguamiento, el módulo dinámico equivalente de Young, los coeficientes de Poisson, el módulo de deformación dinámica volumétrica, etc.

Las pruebas de campo tienen el problema de que las deformaciones generadas generalmente se encuentran dentro de los rangos elásticos del suelo, además de que existe una rápida atenuación de la energía con el incremento de la profundidad, algunos métodos son:

- ❖ Ensaye up-hole.
- ❖ Ensaye down-hole.
- ❖ Ensaye cross-hole.
- ❖ Ensaye de ondas de superficie.
- ❖ Ensaye de resonancia vertical.
- ❖ Ensaye de resonancia horizontal.
- ❖ Etc.

Por lo que es necesario acudir a ensayos de laboratorio, con los cuales se pueden obtener las propiedades dinámicas del suelo, en donde las deformaciones pueden ser más grandes y representar de manera más precisa y adecuada el comportamiento de las masas de suelo ante excitaciones dinámicas inducidas por un determinado sismo. Cabe mencionar que en la facultad de ingeniería civil existe un péndulo de torsión libre de Zeevaert, el cual puede ser empleado en un futuro para calcular dichas propiedades, los ensayos de laboratorio más empleados en la práctica son:

- ❖ Ensaye de columna resonante.
- ❖ Ensayes de pulsos ultrasónicos.
- ❖ Ensaye de torsión libre de Zeevaert.
- ❖ Ensaye triaxial cíclico.
- ❖ Ensaye de torsión cíclica.
- ❖ Ensaye de corte simple cíclico.
- ❖ Etc.

Cabe mencionar que, generalmente se realizan pruebas triaxiales no drenadas, ya que el sismo no permite que exista disipación de la presión de poro de agua, esto en el caso de suelo del tipo blando, como lo son los de la ciudad de México.

De igual manera que en los análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo anteriormente realizados, emplearemos los desplazamientos horizontales permisibles dados por el reglamento de construcción mexicano a base de mampostería, que se calculan como el 0.002 de la altura máxima de la estructura, es decir, $0.002 \cdot H$, por lo que dichos desplazamiento horizontal permisible es:

$$\text{Desplazamiento máximo permisible} = 0.002(19.60 \text{ M}) (100) = 3.92 \text{ CM} \dots \dots \dots (7.8)$$

De igual manera que en los análisis dinámicos lineales en la historia del tiempo, solo representaremos los macroelementos de la catedral de Morelia ante los acelerogramas que mayor Pseudo-aceleración presentaron (OXJM y SAPP, del 7 y 19 de septiembre del 2017 respectivamente)

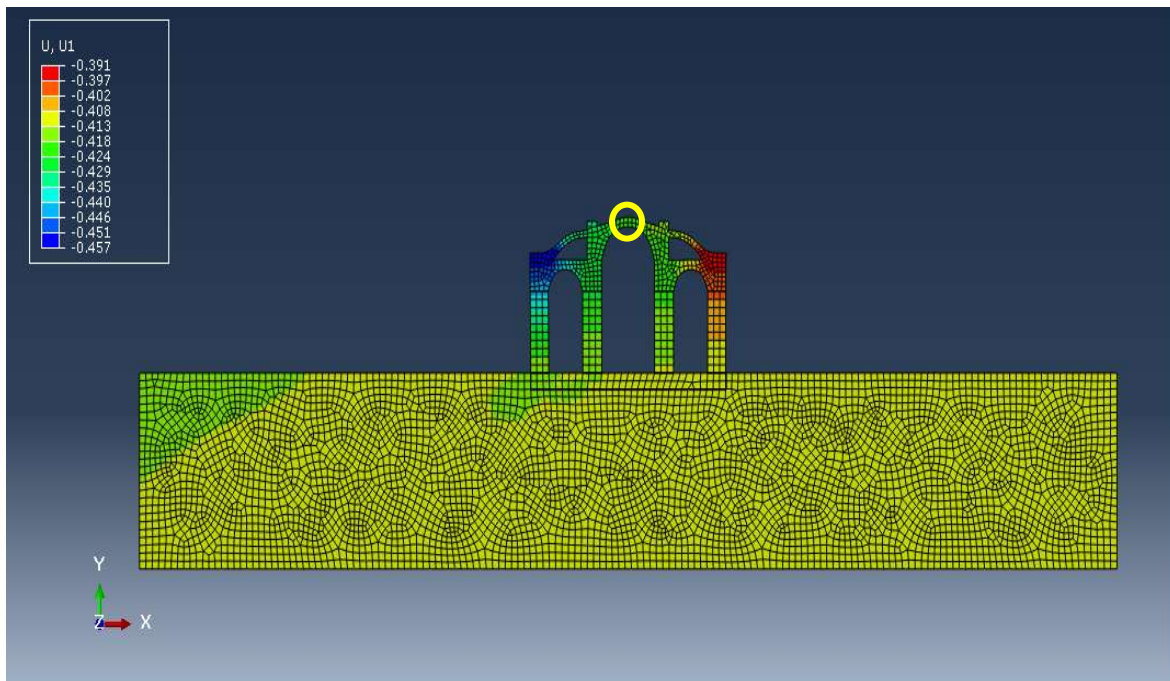


Figura 7.811. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y su correspondiente punto de control.

Los puntos de control son los mismos para los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal.

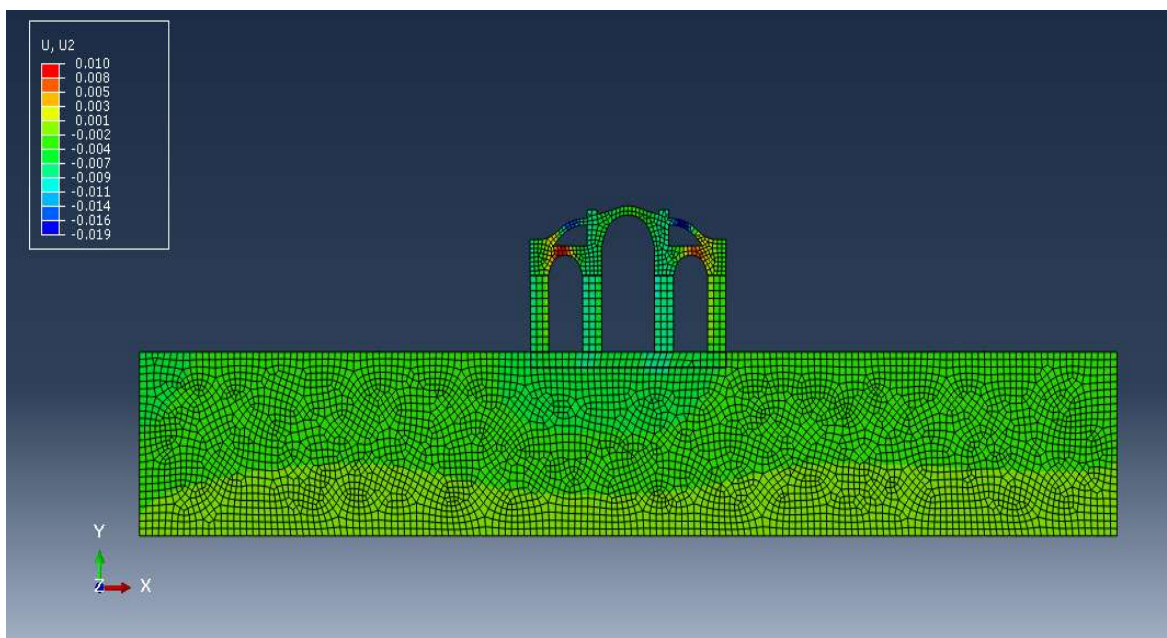


Figura 7.812. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

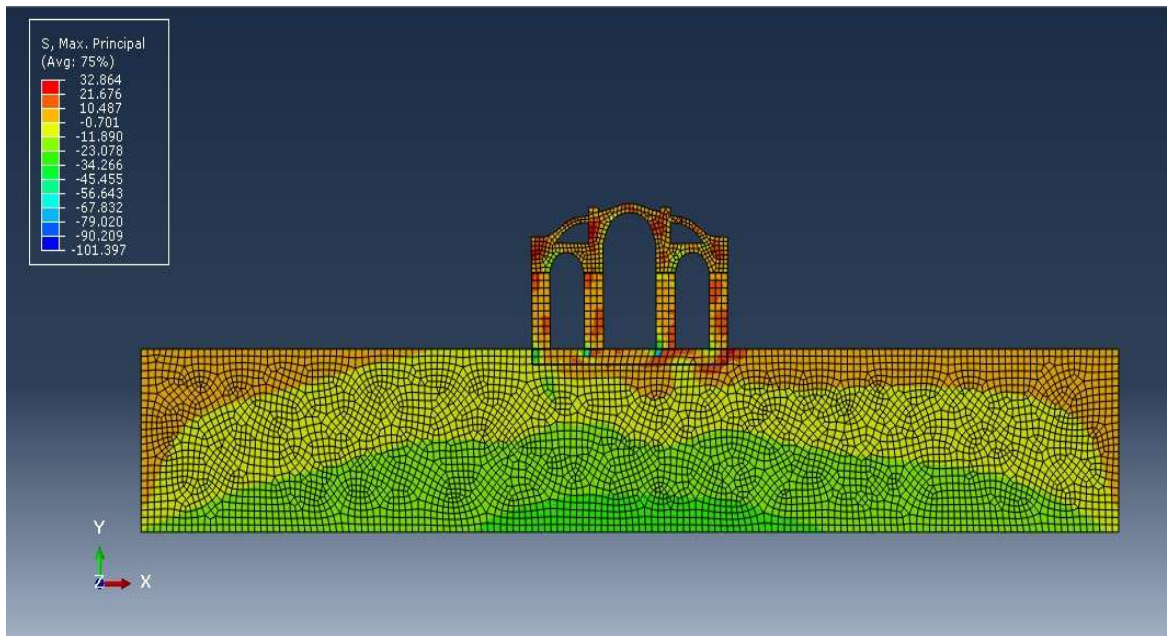


Figura 7.813. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.811, 7.812 y 7.813**, los desplazamientos horizontales son muy semejantes en magnitud a los observados en el análisis dinámico lineal del mismo macroelemento, pero se han incrementado en algunas partes, como lo son en las partes laterales y en la parte superior de los pilares extremos, los desplazamientos verticales se han incrementado, siendo los de mayor magnitud en la parte intermedia de ambos arbotantes y en zonas intermedias de los arcos de las bóvedas secundarias, los esfuerzos disminuyeron en magnitud a lo largo de todo el macroelemento, existiendo concentraciones de esfuerzos en zonas de los arbotantes, parte superior de los pilares y en su unión con la cimentación, lo cual se da a la redistribución de los elementos mecánicos en todo el macroelemento debido a la no linealidad de la mampostería.

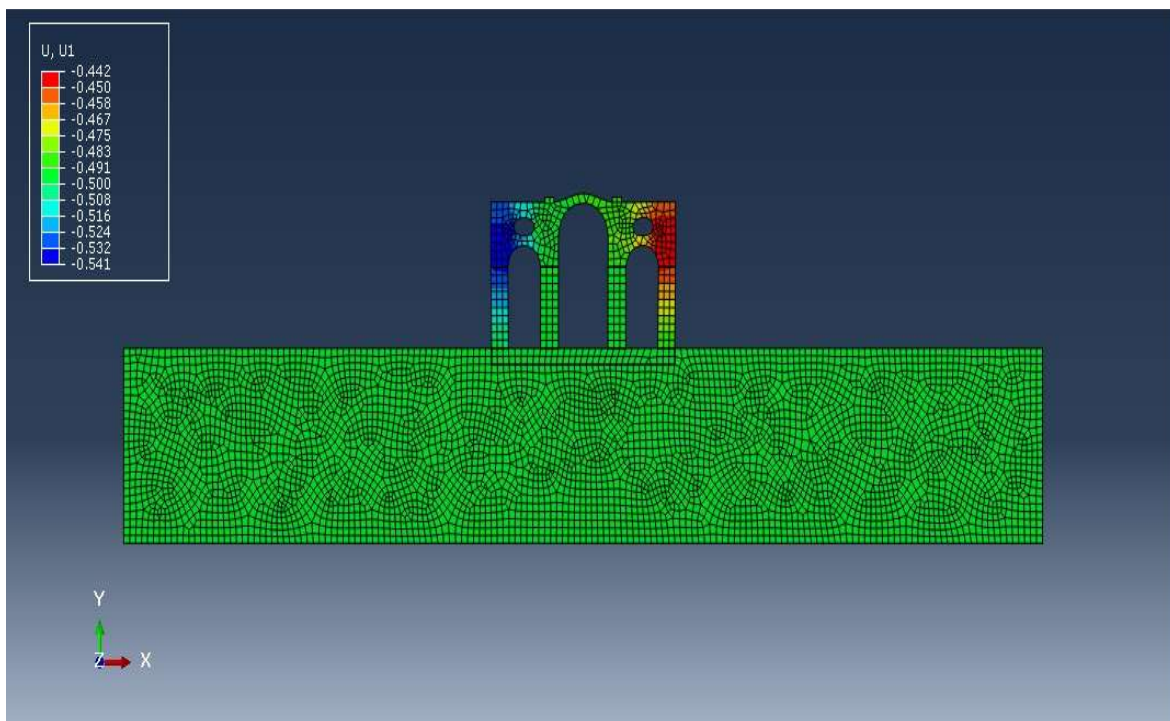


Figura 7.814. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

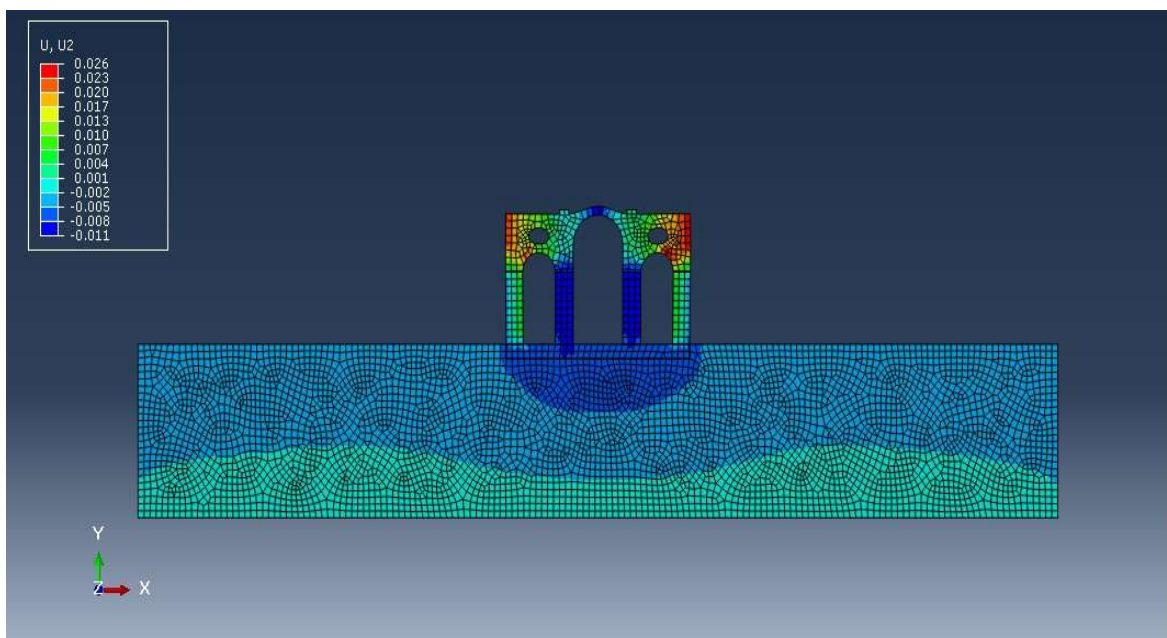


Figura 7.815. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

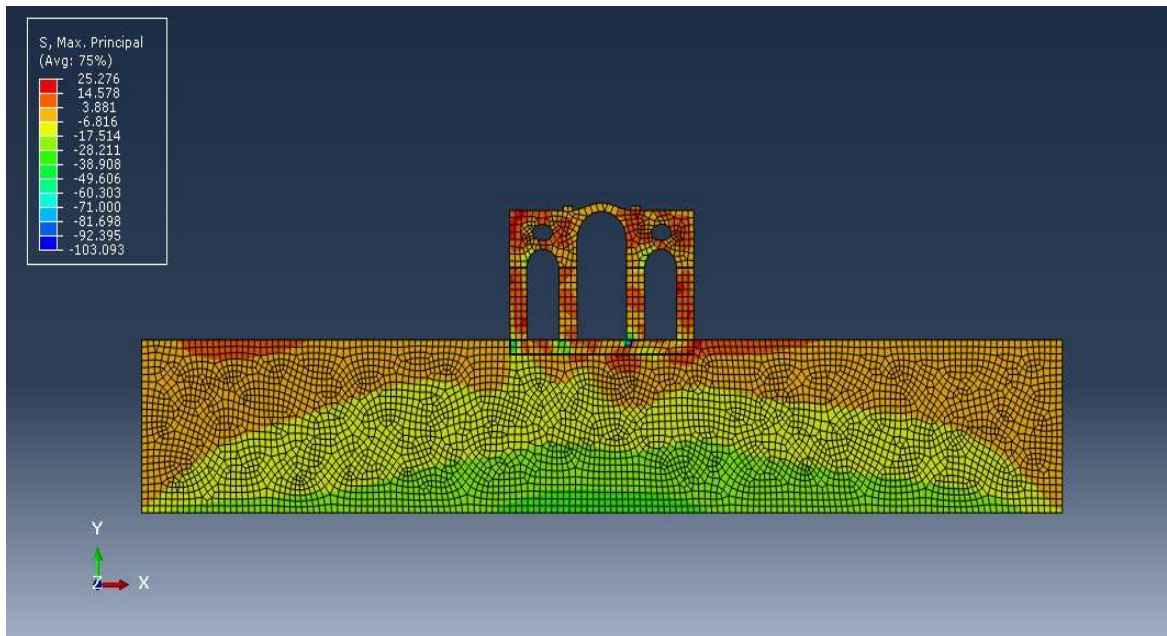


Figura 7.816. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.814, 7.815 y 7.816**, los desplazamientos horizontales se incrementaron en magnitud en comparación con el análisis dinámico lineal, los de mayor magnitud se presentan en la parte superior lateral del macroelemento (pilares extremos y partes de los óculos), respecto a los desplazamientos verticales, si incremento en magnitud es muy poco, apenas unos milímetros, donde los de mayor magnitud se presentan en la clave del intradós del arco de la bóveda principal, en la parte superior de los pilares extremos, en los óculos y en los pilares centrales, lo cual se debe al enorme peso de la cúpula de la catedral de Morelia, los esfuerzos principales son de menor magnitud si los comparamos con los del análisis dinámico lineal, existiendo concentraciones de esfuerzos en la parte inferior de los pilares centrales y la cimentación, la disminución en magnitud de dichos esfuerzos se debe a que existe una mejor redistribución de elementos mecánicos debido a la no linealidad de la mampostería (cantera).

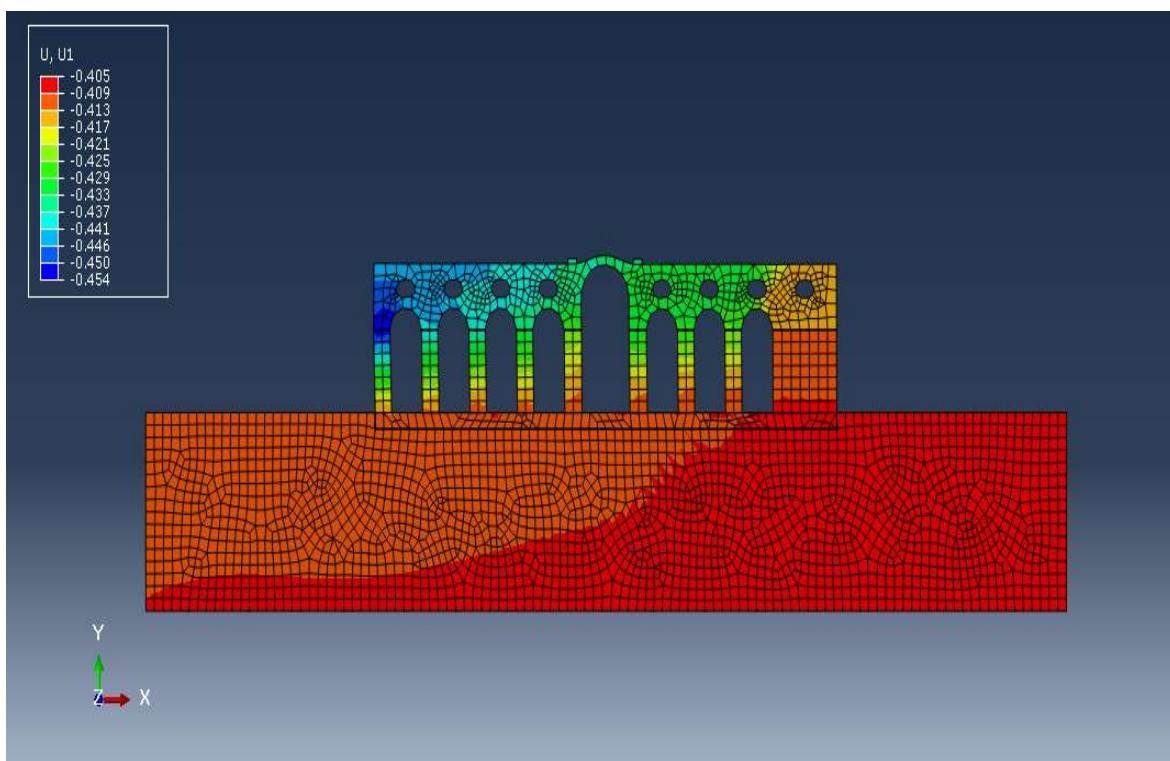


Figura 7.817. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

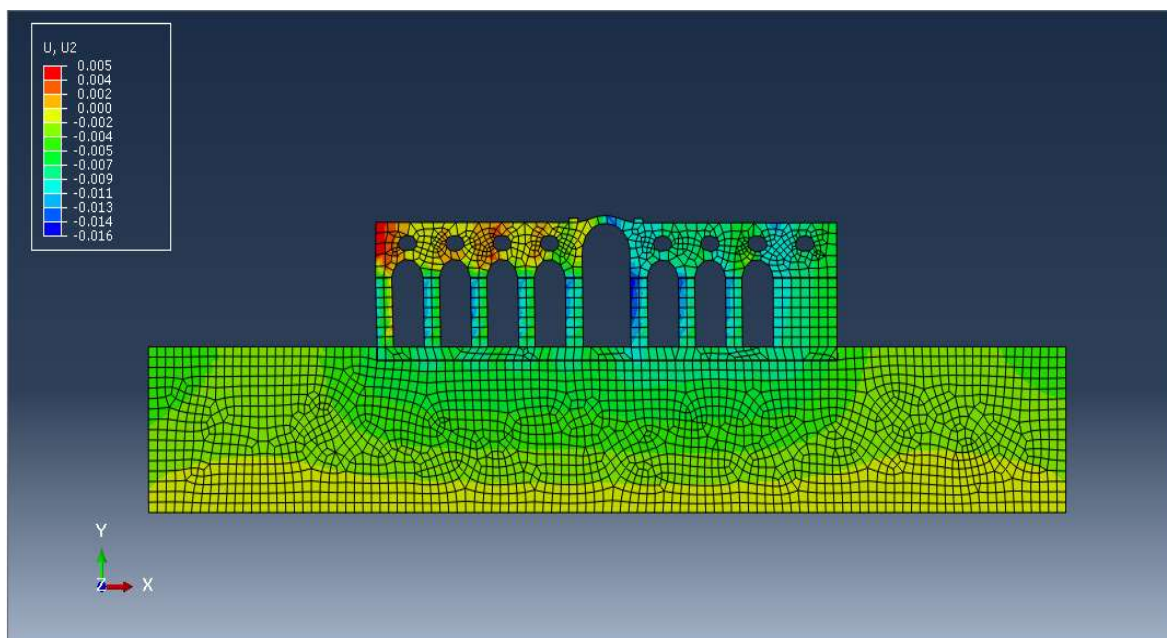


Figura 7.818. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

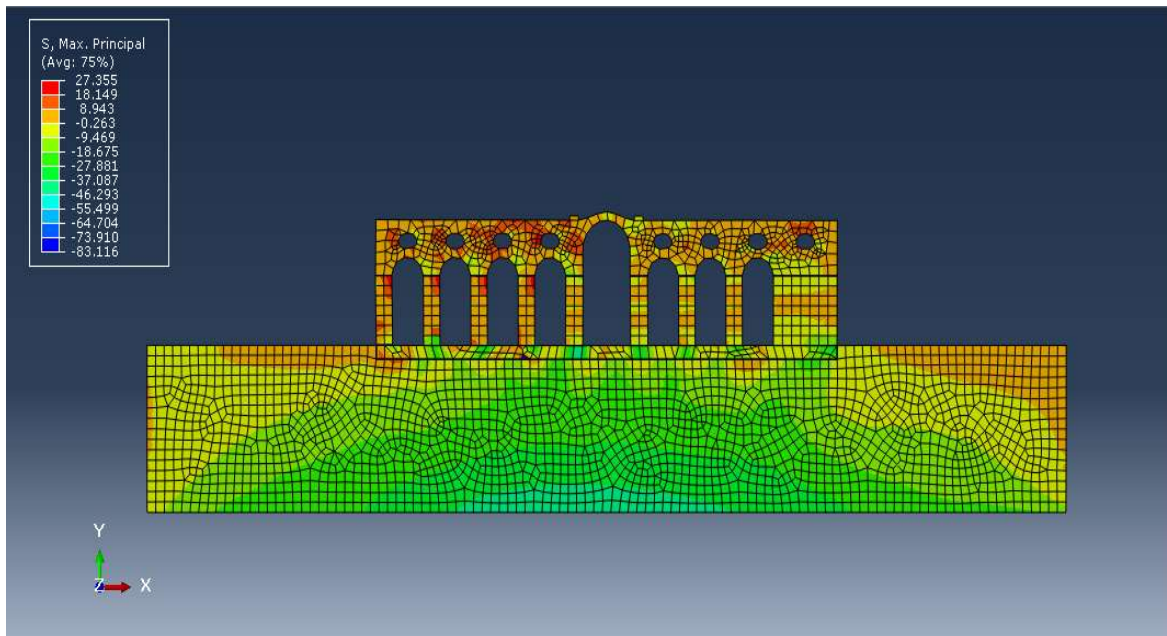


Figura 7.819. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.817, 7.818 y 7.819**, los desplazamientos horizontales se incrementaron de manera no muy significativa en comparación con su homólogo del análisis dinámico lineal en la historia del tiempo, cabe hacer notar que dichos desplazamientos están dentro de los permisibles, tomando como punto de control la clave del arco de la bóveda principal, respecto a los desplazamientos verticales son muy semejantes en los dos tipos de análisis dinámicos, los esfuerzos son menores en magnitud debido a una redistribución de los elementos mecánicos, ya que se está considerando la no linealidad de la mampostería (cantera). Es muy interesante mencionar que los desplazamientos horizontales ocurren en la parte superior del macroelemento, respecto a los verticales, ocurren en los pilares centrales, ya que en esta parte es donde se encuentra la cúpula de la catedral de Morelia, respecto a los esfuerzos, se observan concentraciones en algunas partes de la cimentación y en menor medida alrededor de los óculos del macroelemento.

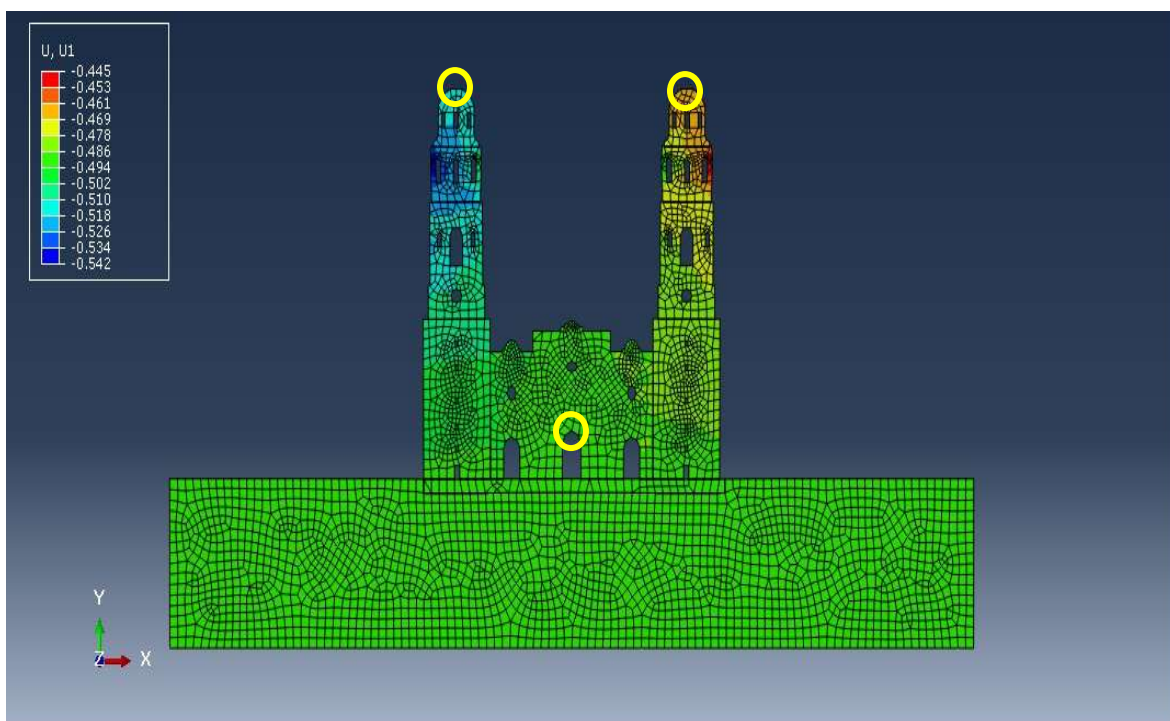


Figura 7.820. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y puntos de control.

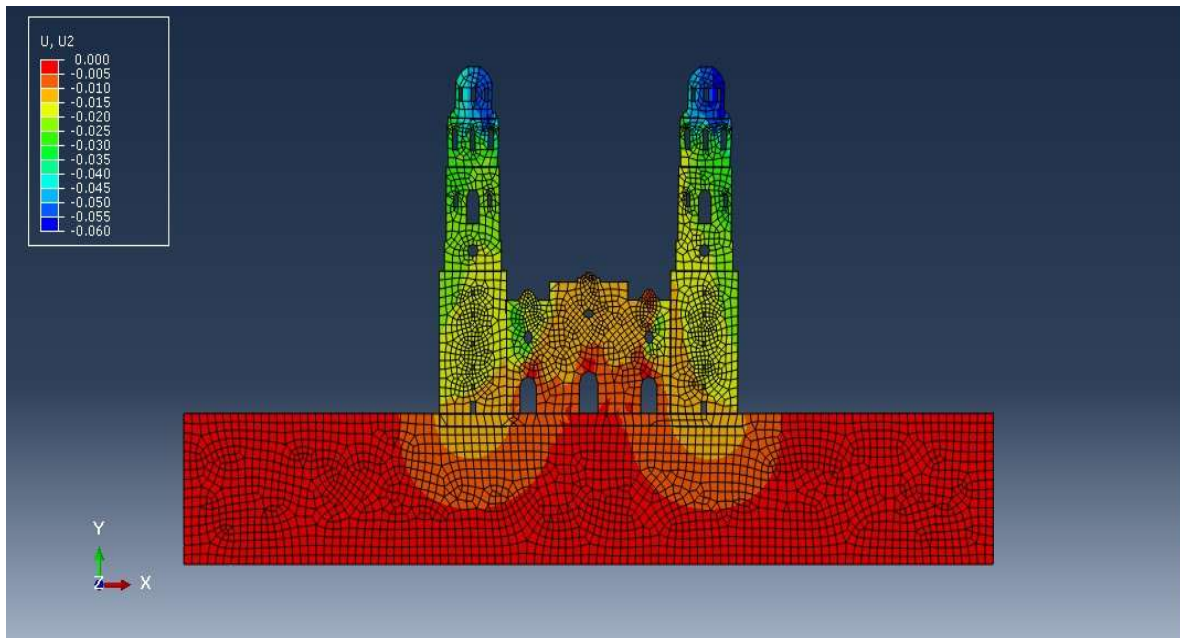


Figura 7.821. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

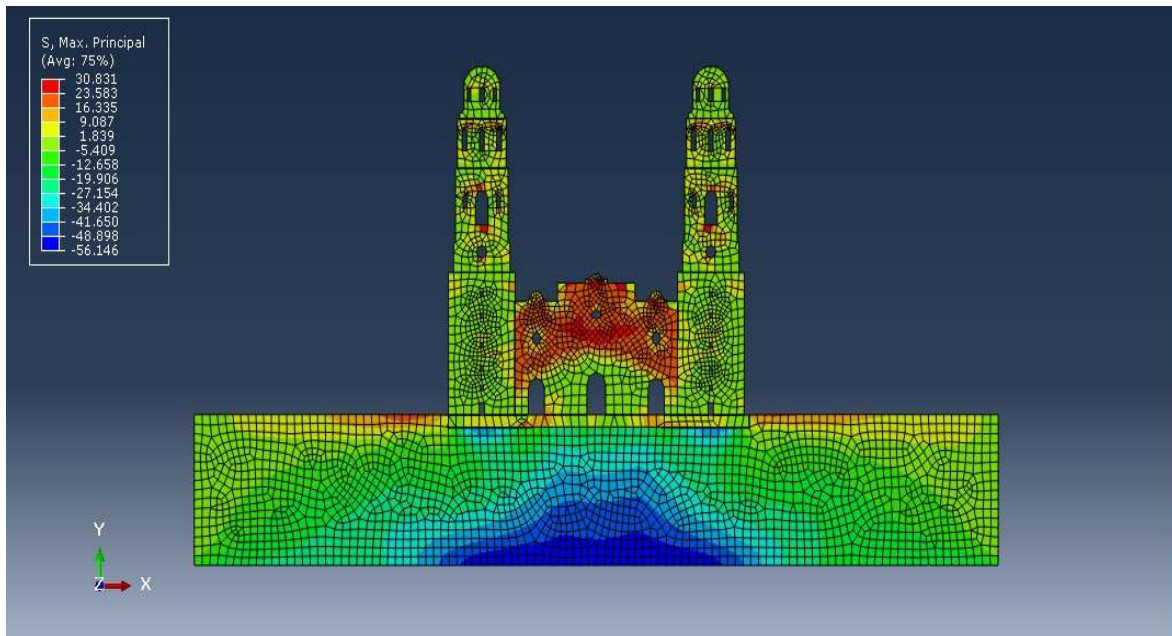


Figura 7.822. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2017, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.819, 7.821 y 7.822**, los desplazamientos horizontales son mayores a los permisibles (respectos a las torres de la catedral), al igual como sucedió con su homólogo en el análisis dinámico lineal anteriormente descrito, cabe mencionar que en el programa Abaqus, es necesario calcular desplazamientos relativos, sea en los análisis dinámicos lineales o no lineales, como es de esperar dichos desplazamientos son de mayor magnitud en la parte más alta de las torres, respecto a los desplazamientos verticales, son de mayor magnitud, pero solo con incrementos milimétricos, donde los mayores se presentan en la parte alta de las torres, debido a que la oscilación de dichas torres alrededor de su punto de equilibrio estático ocasiona esfuerzos de tensión y compresión en la cantera, es muy interesante mencionar como las pequeñas rotaciones en la base de las torres ocasionadas por las deformaciones en la cimentación, ocasionan esfuerzos de tensión en la parte superior de la portada tripartita de la catedral de Morelia.

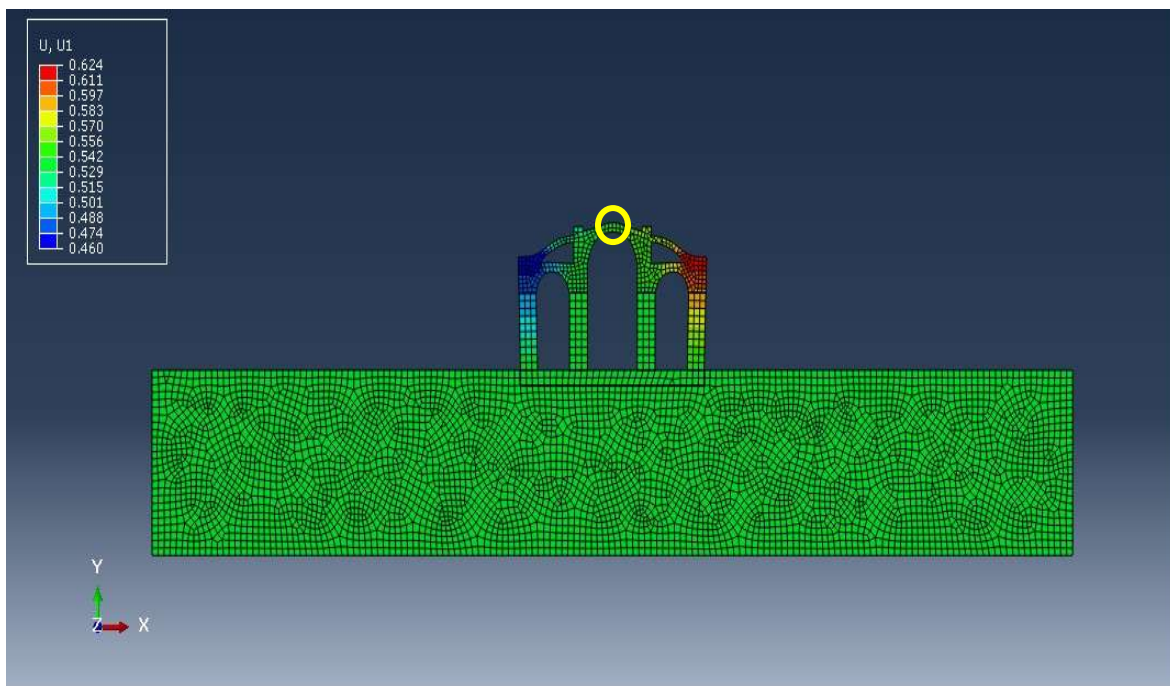


Figura 7.823. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y punto de control.

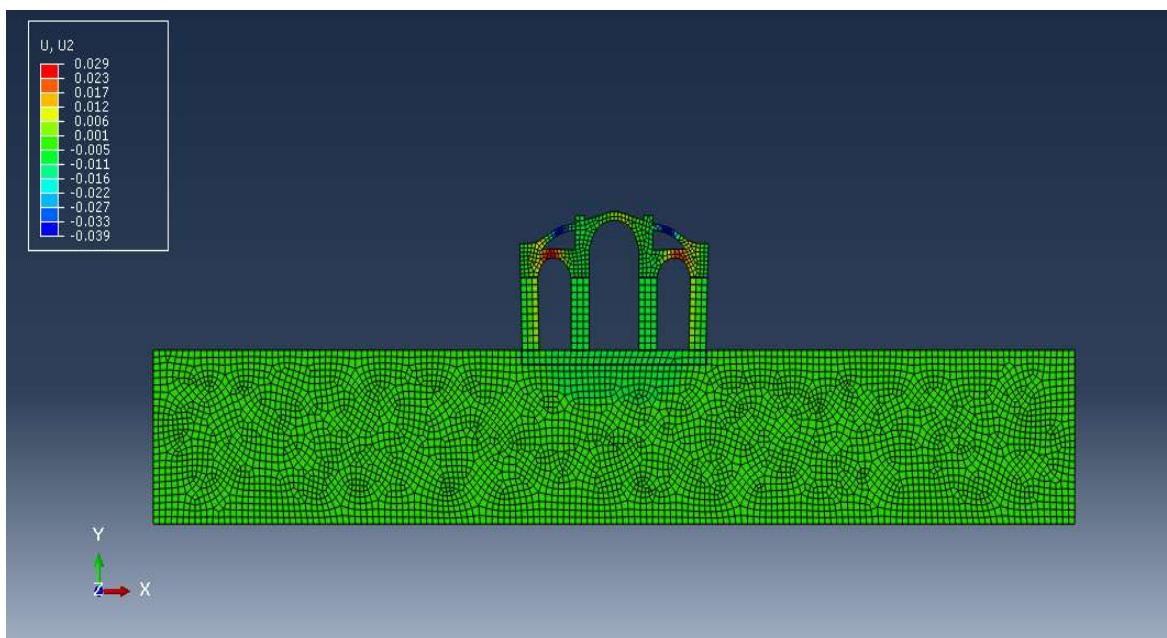


Figura 7.824. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

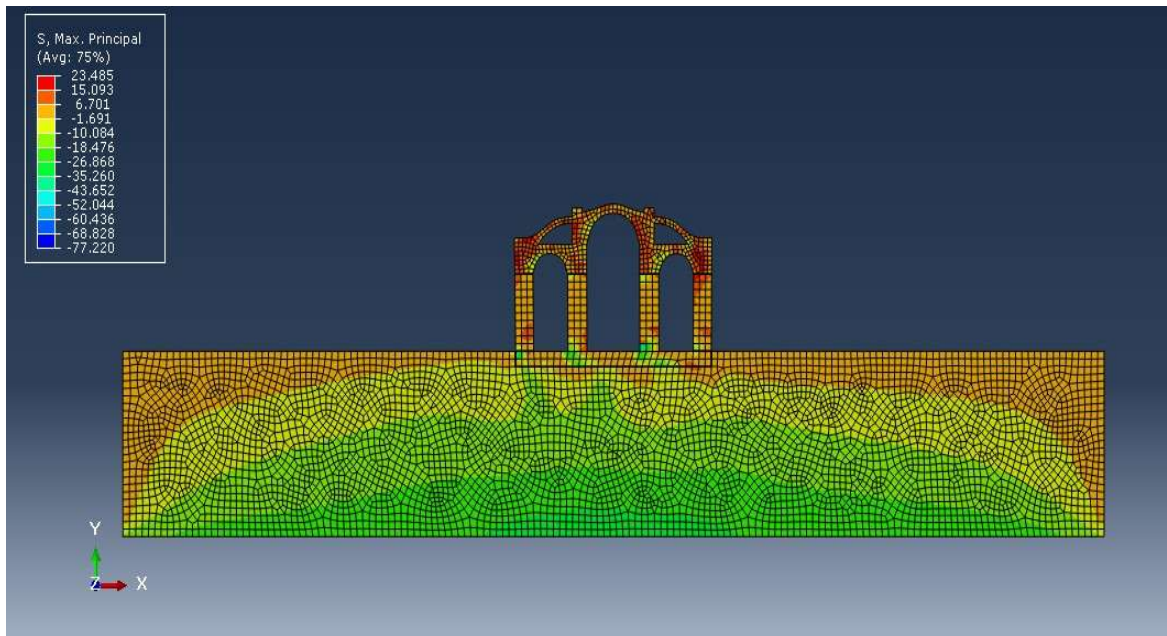


Figura 7.825. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.823, 7.824 y 7.825**, los desplazamientos horizontales se incrementaron solo algunos milímetros, existiendo zonas con concentraciones de desplazamientos horizontales en la parte superior de los pilares laterales y en la zona de los arbotantes, con respecto a los desplazamientos verticales, se incrementaron de manera significativa con respecto a su homólogo del análisis dinámico lineal, en donde la parte media de los arbotantes y las claves de los arcos de las bóvedas secundarias sufrieron los mayores desplazamientos verticales, se presentan pequeñas concentraciones de esfuerzos en la parte inferior de los pilares, parte media de los arbotantes y en la clave del arco de la bóveda principal, dichos esfuerzos son de menor magnitud con respecto al análisis dinámico lineal, lo cual se debe a la redistribución de los mismos por el inelasticidad del material.

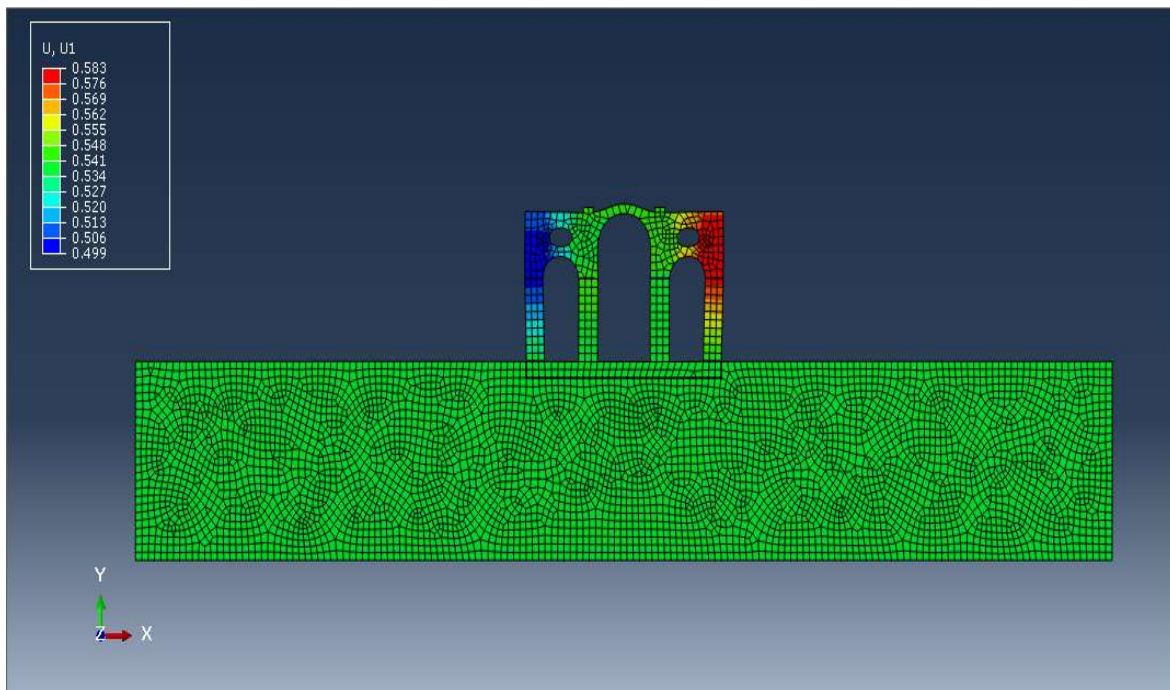


Figura 7.826. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

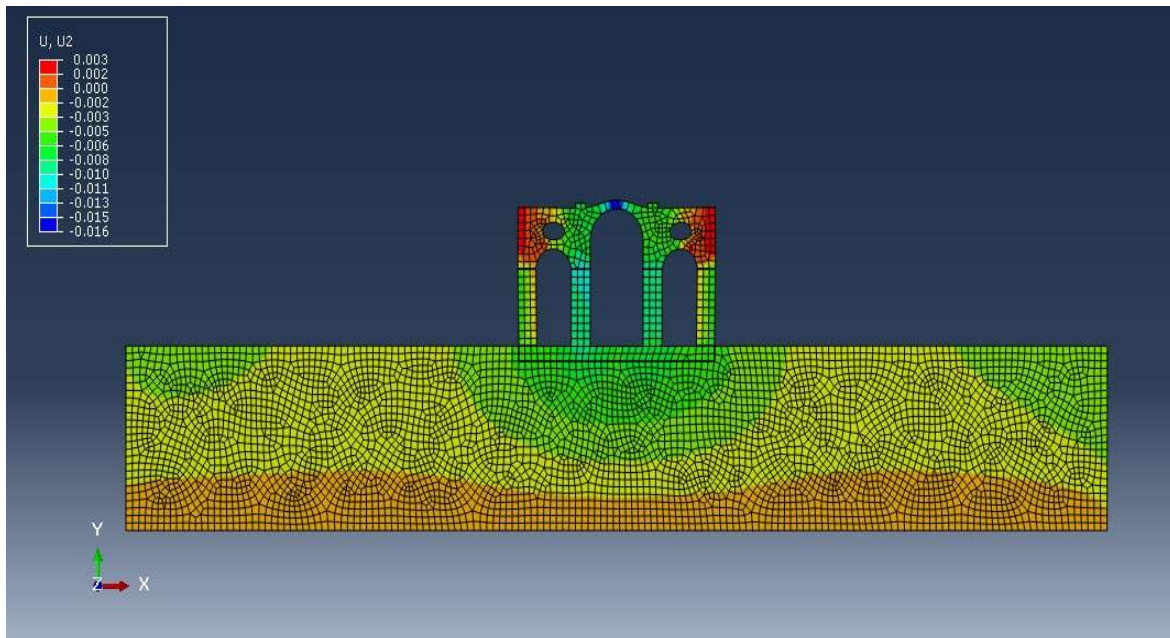


Figura 7.827. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

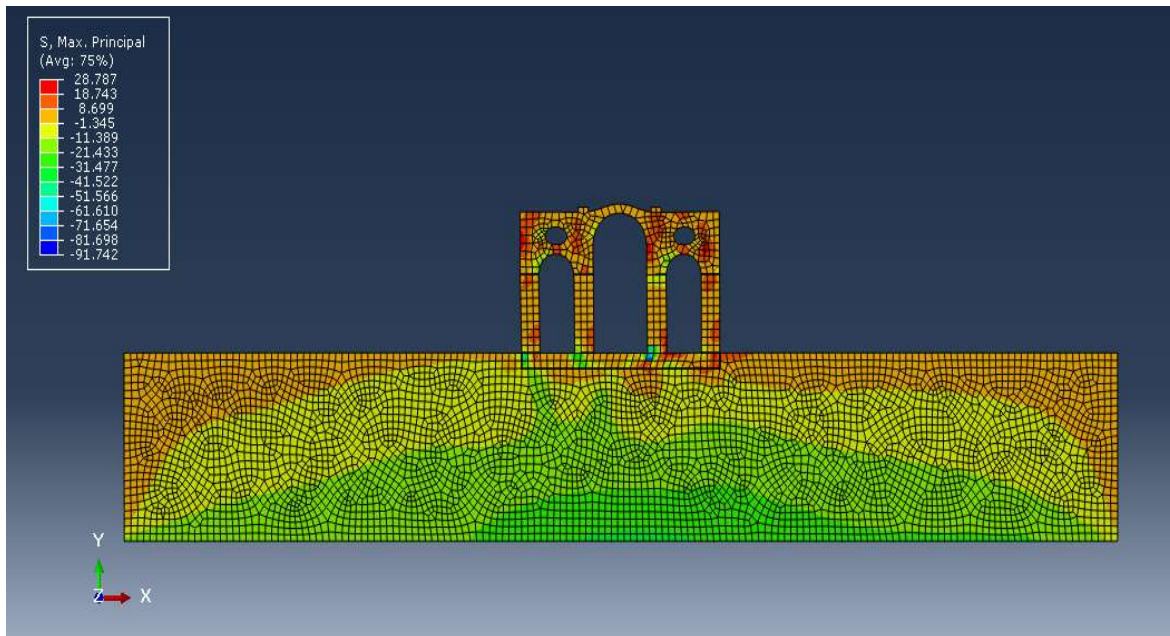


Figura 7.828. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M²).

En las **Figuras 7.826, 7.827 y 7.828**, existen concentraciones de desplazamientos horizontales en la parte superior de los pilares laterales, al igual, que, en el comienzo de los arcos de las bóvedas secundarias, respecto a los verticales, se presentan concentraciones de desplazamientos en la parte superior de los pilares laterales y en la clave del arco de la bóveda principal de la catedral de Morelia, respecto a los esfuerzos, existe una redistribución de los mismos debido a la inelasticidad del material (cantera), por lo que dichos esfuerzos son de menor magnitud que los esfuerzos calculados en el análisis dinámico lineal, se presentan zonas muy pequeñas en las que se concentra esfuerzos, dichas zonas ocurren en la parte inferior de los pilares centrales, cabe recordar que esta zona es la de mayor peso, ya que es donde se localiza la cúpula de la catedral de Morelia.

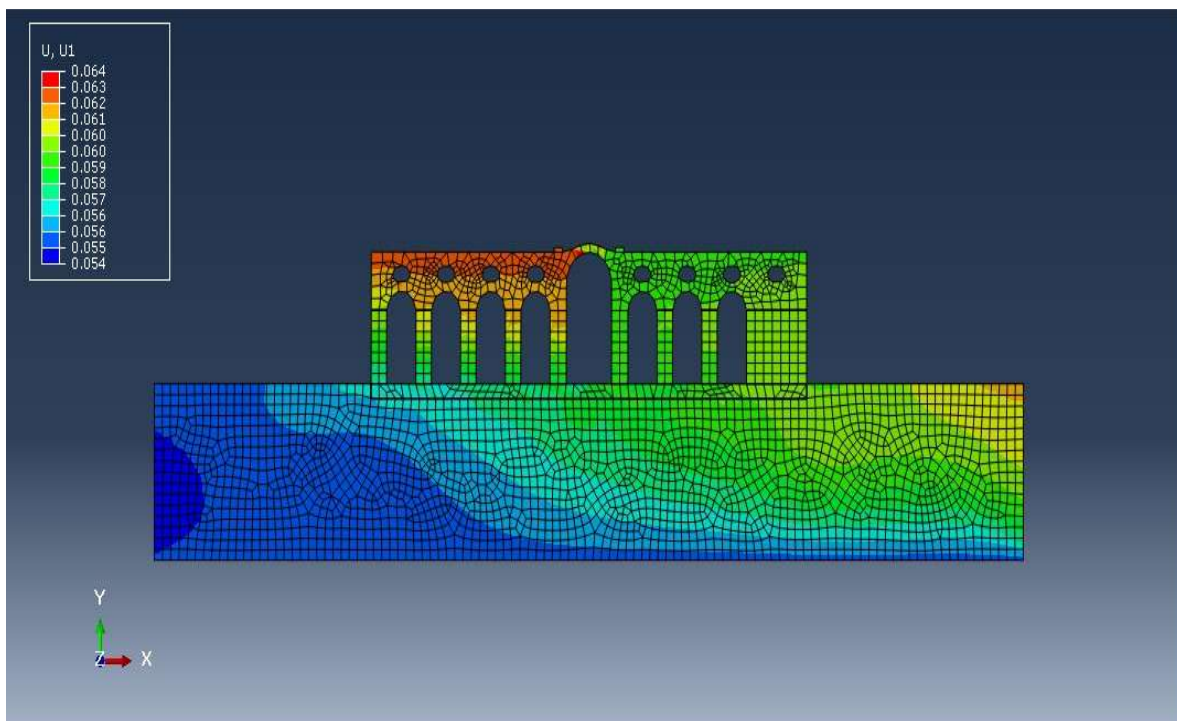


Figura 7.829. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

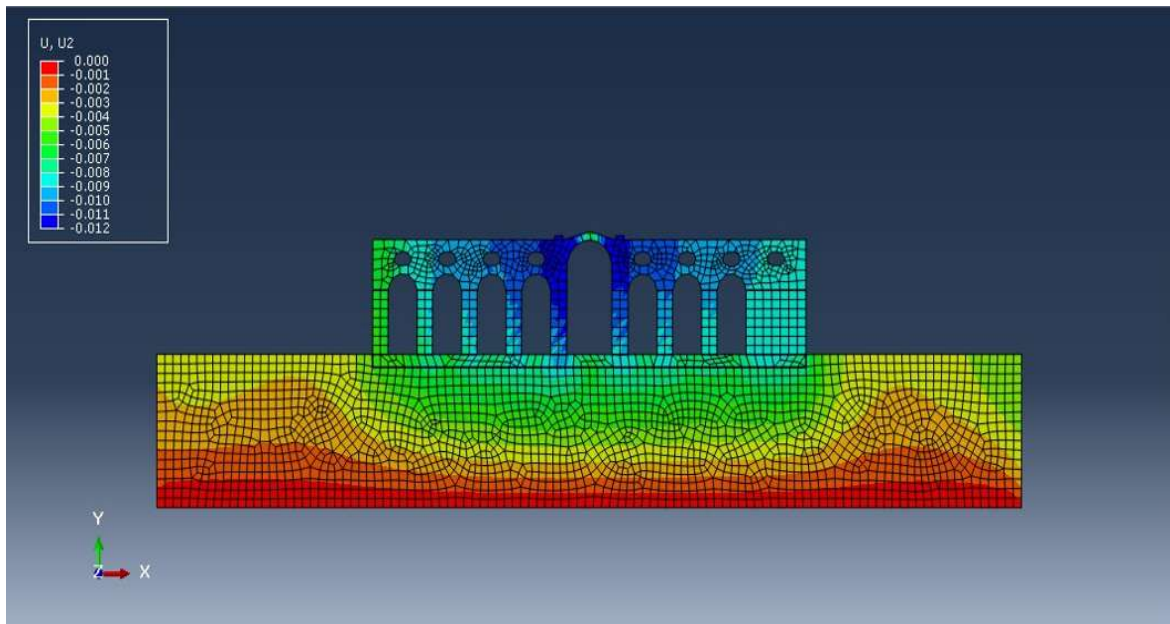


Figura 7.830. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2017, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

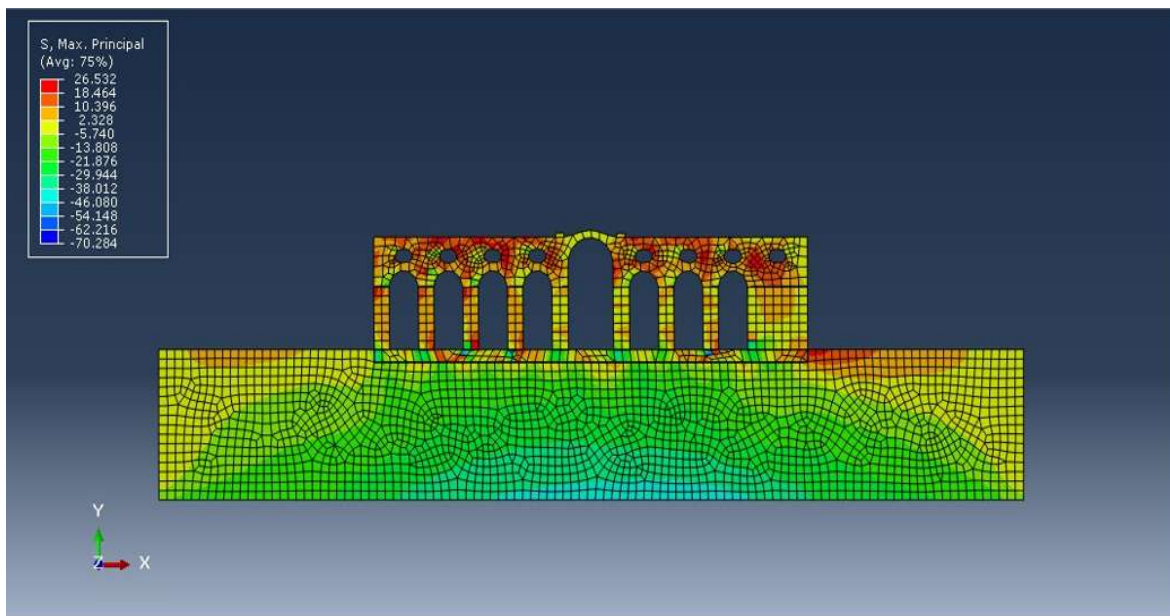


Figura 7.831. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del

2019, Puebla), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.829, 7.830 y 7.831**, es interesante como los mayores desplazamientos horizontales se presentan en la parte izquierda superior del macroelemento, lo cual ocurre debido a menor rigidez en dicha parte, dichos desplazamientos de incrementaron en magnitud respecto al análisis dinámico lineal en la historia del tiempo, pero muy poco, los desplazamientos verticales ocurren en la parte central del macroelemento, donde los pilares centrales son los que sufren mayor desplazamiento vertical debido a que en dicha zona se encuentra la cúpula (aproximadamente una cuarta parte del peso de la cúpula está descargando en los pilares centrales del macroelemento), respecto a los esfuerzos, disminuyeron en magnitud, si lo comparamos con su homólogo en el análisis dinámico lineal, lo cual ocurre debido a la redistribución de los elementos mecánicos por el comportamiento inelástico del material (cantera).

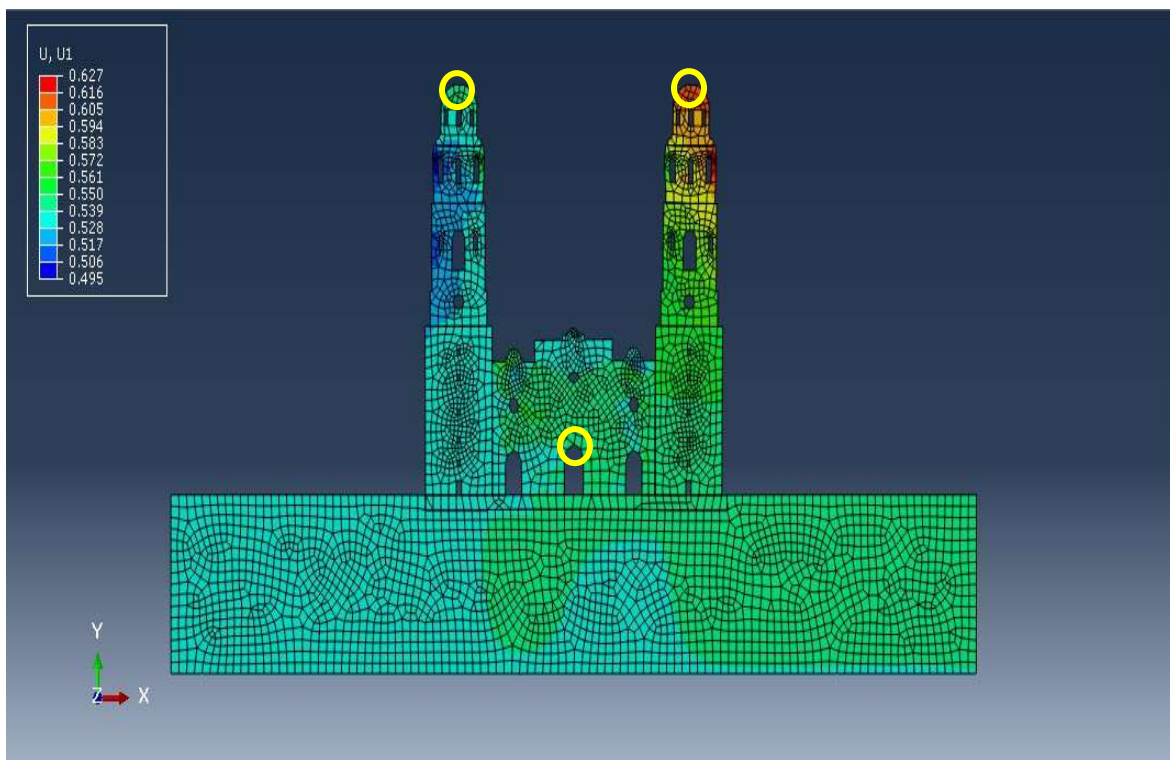


Figura 7.832. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M) y puntos de control.

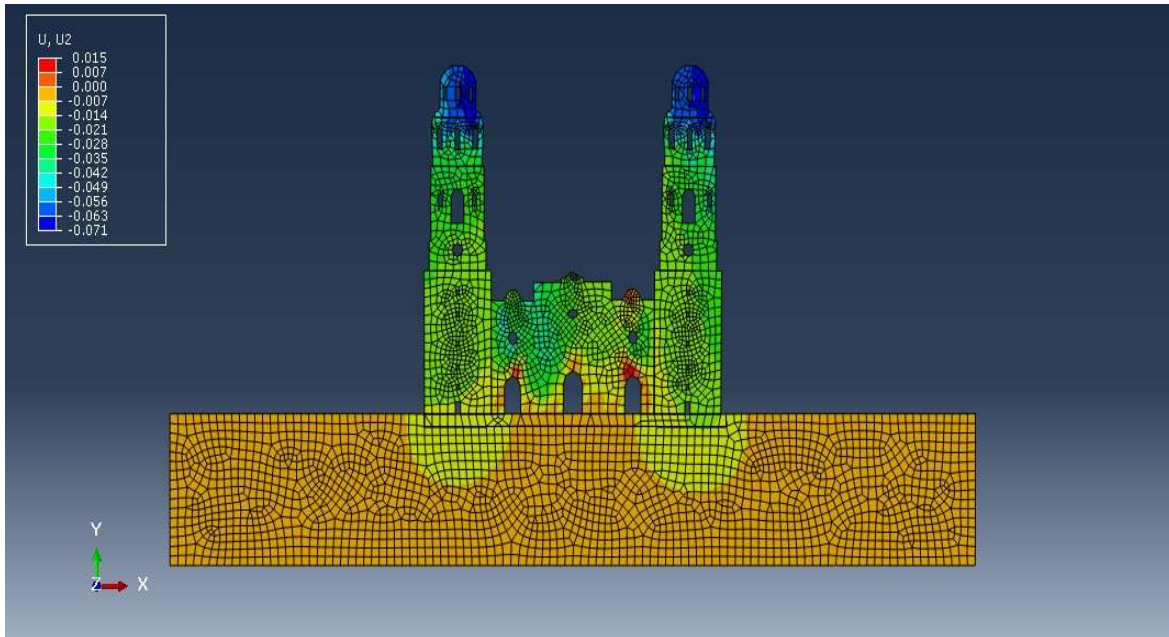


Figura 7.833. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

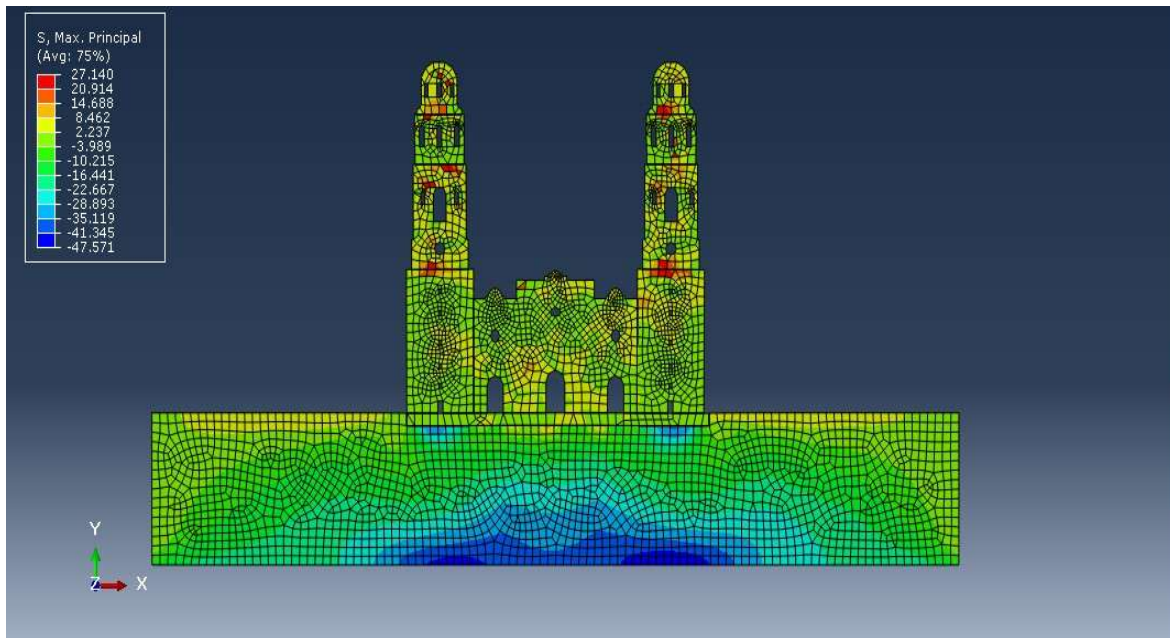


Figura 7.834. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan se representan los esfuerzos principales (T/M^2).

En las **Figuras 7.832, 7.833 y 7.834**, como se ha descrito anteriormente, tanto en los análisis dinámicos lineales y no lineales, los mayores desplazamientos laterales ocurren en la parte más alta de ambas torres, la portada tripartita no sufre desplazamientos de gran magnitud, apenas de algunos milímetros, cabe mencionar que los desplazamientos horizontales calculados son los relativos, los cuales de representaran más adelante, respecto a los desplazamientos verticales, estos ocurren en la parte más alta de las torres, lo cual ocurre debido a las oscilaciones alrededor de su punto de equilibrio estático, lo cual genera esfuerzos de tensión y compresión, los cuales se invierten en cada oscilación del macroelemento, es muy interesante observar como los esfuerzos ya no se concentran en la parte superior de la portada tripartita como en el caso del análisis dinámico lineal, lo cual ocurría debido a las rotaciones que sufrían las torres en su base, debido a las deformaciones producidas en la cimentación, debido al comportamiento no lineal del material (cantera), es que existe una redistribución de esfuerzos en toda la portada tripartita y torres de la fachada de la catedral de Morelia.

Como se observó, tanto en los análisis dinámicos lineales y no lineales (cantera), la catedral de Morelia puede sufrir desplazamientos horizontales, los cuales están por encima de los desplazamientos permisibles (acelerogramas OXJM y SAPP), cabe recordar que los desplazamientos horizontales permisibles dados por el reglamento de construcción mexicano a base de mampostería, que se calculan como el 0.002 de la altura máxima de la estructura (macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal con una altura de 19.6 metros y la altura de las torres es de 57.6 metros).

Respecto a los puntos de control, se calcularon los desplazamientos relativos, con los cuales se realiza enseguida una comparación, al igual que con las fuerzas cortantes basales. Cabe mencionar que los puntos de control son los mismos en los macroelementos, a excepción de los macroelementos con túneles, en los cuales se agrega un punto más de control, el cual se localiza en el extradós del túnel (clave).

Para este caso el suelo se analizó con un comportamiento elástico – lineal

a)

	MACROELEMENTO	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)		PERMISIBLE
		TIPO-SIN TÚNEL		Δ (CM) (BOVEDA)
		ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	
07/09/2017	HUAM		522.42	1.90
	OXJM		546.82	2.40
	OXPM		513.17	1.20
	OXTO		354.64	1.80
	OXXO		448.37	2.00
	PANG		225.4	0.60
	SCRU		382.3	1.20
	TAJN		229.15	1.10
19/09/2017	HMTT		345.21	0.90
	PBP2		226.77	0.90
	PHPU		266.67	1.00
	PZPU		218.00	0.90
	RABO		348.81	1.20
	RFPP		309.81	1.40
	SXPU		308.55	0.90
	SAPP		351.84	1.70
03/03/2019	THEZ		322.31	1.40
	SAN NICOLÁS		36.71	0.03
				3.92

b)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
	MACROELEMENTO	TIPO-CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	560.23	2.00	0.50	3.92	2.2
	OXJM	594.64	3.20	0.60		
	OXPM	444.27	1.40	0.50		
	OXT0	373.19	1.70	0.40		
	OXXO	494.57	2.50	0.50		
	PANG	222.56	0.60	0.20		
	SCRU	395.95	1.30	0.40		
	TAJN	228.56	1.00	0.30		
19/09/2017	HMTT	502.23	1.10	0.50	3.92	2.2
	PBP2	233.29	0.90	0.20		
	PHPU	292.82	1.50	0.30		
	PZPU	203.64	1.30	0.20		
	RABO	372.3	1.30	0.40		
	RFPP	359.44	1.50	0.40		
	SXPU	320.51	1.00	0.30		
	SAPP	347.93	2.40	0.40		
03/03/2019	THEZ	336.3	1.40	0.40		
	SAN NICOLÁS	28.18	0.10	0.01	3.92	2.2

Figura 7.835. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** tipo y **b)** tipo con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.835**, es de apreciarse que los desplazamientos horizontales generados en el arco de la bóveda principal y en la clave del túnel, se encuentran dentro de los límites permisibles, además de que las diferencias entre los desplazamientos en la bóveda principal son muy semejantes con y sin túnel, si los comparamos con sus homólogos en el análisis dinámico lineal en la historia del tiempo, apreciamos que si consideramos la no linealidad de la mampostería (cantera), los desplazamientos horizontales son de menor magnitud al considerar dicha no linealidad, dado que existe una redistribución de los elementos mecánicos en todo el macroelemento.

a)

	MACROELEMENTO	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)		PERMISIBLE
		TRANSEPTO-SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	(BOVEDA)
07/09/2017	HUAM	581.39	2.10	3.92
	OXJM	652.33	1.80	
	OXPM	606.86	1.80	
	OXTO	435.28	2.00	
	OX XO	434.79	2.50	
	PANG	276.01	1.30	
	SCRU	456.51	1.40	
	TAJN	254.75	1.20	
19/09/2017	HMTT	482.91	1.00	3.92
	PBP2	274.88	1.20	
	PHPU	346.82	1.40	
	PZPU	250.77	1.20	
	RABO	425.08	1.20	
	RFPP	317.89	1.20	
	SXPU	375.07	1.10	
	SAPP	408.48	2.40	
	THEZ	406.41	1.40	
03/03/2019	SAN NICOLÁS	52.59	0.10	3.92

b)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
	MACROELEMENTO	TRANSEPTO-CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	630.33	2.20	0.50	3.92	2.20
	OXJM	679.26	3.00	0.50		
	OXPM	540.5	1.80	0.50		
	OXT0	447.12	2.10	0.40		
	OXXO	572.12	2.70	0.50		
	PANG	630.33	2.20	0.50		
	SCRU	353.19	1.20	0.30		
	TAJN	273.69	1.30	0.20		
19/09/2017	HMTT	554.83	1.10	0.50	3.92	2.20
	PBP2	282.36	1.20	0.20		
	PHPU	357.53	1.40	0.30		
	PZPU	430.93	1.40	0.40		
	RABO	437.67	1.10	0.30		
	RFPP	364.17	1.30	0.30		
	SXPU	257.83	1.10	0.20		
	SAPP	417.41	2.50	0.40		
03/03/2019	THEZ	365.61	1.10	0.30		
	SAN NICOLÁS	34.85	0.40	0.01	3.92	2.20

Figura 7.836. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** transepto y **b)** transepto con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.836**, los desplazamientos horizontales tanto para el macroelemento transepto con y sin túnel, son menores respecto a los desplazamientos horizontales permisibles, se puede observar un incremento en dichos desplazamientos respecto al momento de considerar el túnel, pero de muy poca magnitud, de igual manera que el macroelemento tipo, al momento de considerar la no linealidad de la mampostería, los desplazamientos horizontales son de menor magnitud al considerar la no linealidad, lo cual ocurre a que se presenta una redistribución de los elementos mecánicos en todo el macroelemento provocados por la excitación dinámica del suelo debido a un sismo.

a)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)			PERMISIBLE
	MACROELEMENTO	LONGITUDINAL-SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	(BOVEDA)
07/09/2017	HUAM	1706.84	3	3.92
	OXJM	1874.47	4.3	
	OXPM	1644.77	1.1	
	OXT0	1297.02	1.6	
	OXXO	1579.3	2.8	
	PANG	865.57	0.8	
	SCRU	1156.96	1.4	
	TAJN	784.02	1.1	
19/09/2017	HMTT	1168.01	1.6	3.92
	PBP2	820.35	1.1	
	PHPU	1031.37	1.7	
	PZPU	788.02	1.2	
	RABO	1138.56	1.1	
	RFPP	1051.11	1.8	
	SXPU	954.46	1.2	
	SAPP	1339.73	3.1	
03/03/2019	THEZ	1126.63	1.7	
	SAN NICOLÁS	531.41	0.03	3.92

b)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
	MACROELEMENTO	LONGITUDINAL-CON TÚNEL-CIRCULAR	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	1756.69	1.6	0.5	3.92	1.2
	OXJM	1795.02	5	0.6		
	OXPM	1641.29	1.7	0.5		
	OXT0	1295.43	1.6	0.4		
	OXXO	1621.21	3.2	0.6		
	PANG	600.9	0.8	0.2		
	SCRU	1429.62	1.5	0.3		
	TAJN	776.5	1	0.3		
19/09/2017	HMTT	815.82	1.3	0.3	3.92	1.2
	PBP2	784.97	1.1	0.3		
	PHPU	933.5	1.7	0.4		
	PZPU	751.57	1.2	0.3		
	RABO	1048.9	1.1	0.4		
	RFPP	790.49	1.9	0.4		
	SXPU	776.45	1.1	0.3		
	SAPP	1316.83	3.3	0.5		
03/03/2019	THEZ	995.33	1.9	0.4		
	SAN NICOLÁS	365.43	0.05	0.1	3.92	1.2

c)	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
	MACROELEMENTO	LONGITUDINAL-CON TÚNEL-OJIVAL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL	(BOVEDA)	(TÚNEL)
07/09/2017	HUAM	1616.15	3.2	0.7	3.92	2.4
	OXJM	1774.62	4.7	0.8		
	OXPM	1563.88	1.6	0.5		
	OXTO	1238.3	1.6	0.6		
	OXXO	1571.96	3	0.6		
	PANG	685.67	1.2	0.3		
	SCRU	1447.02	1.3	0.5		
	TAJN	783.99	1	0.3		
19/09/2017	HMTT	963.85	1.4	0.3	3.92	2.4
	PBP2	707.67	1.1	0.3		
	PHPU	762.67	1.7	0.4		
	PZPU	783.43	1.2	0.3		
	RABO	946.01	1	0.3		
	RFPP	948.53	1.7	0.4		
	SXPU	799.85	1.1	0.3		
	SAPP	1343.43	3.2	0.6		
03/03/2019	THEZ	1098.98	1.6	0.4	3.92	2.4
	SAN NICOLÁS	311.63	0.1	0.04		

Figura 7.837. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** longitudinal, **b)** longitudinal con túnel circular y **c)** ojival, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.837**, los desplazamientos horizontales generados por el sismo OXJM, en el macroelemento longitudinal con y sin túneles superan a los permisibles, los cuales causarían daños menores a la bóveda principal, respecto a los demás desplazamientos, estos se encuentran por debajo de los permisibles, además se puede apreciar que dichos desplazamientos son muy parecidos con y sin túnel, respecto a los desplazamientos entre los análisis dinámicos lineales y no lineales para el macroelemento longitudinal sin túnel, se puede apreciar que dichos desplazamientos son de mayor magnitud al momento de considerar la no linealidad de la mampostería, cabe recordar que el punto de control se encuentra localizado en el arco de la bóveda principal, que recibe la descarga de la 4 parte de la cúpula de la catedral de Morelia, lo mismo sucede al momento de comparar el

macroelemento con los túneles circular y ojival, respecto al análisis no lineal en la historia del tiempo, los túneles no marcan una diferencia significativa en los desplazamientos relativos generados por los diferentes acelerogramas, lo cual se debe a que el subsuelo es analizado en este caso de manera elástica – lineal y la mampostería no lineal, además que el subsuelo es bastante rígido, es muy interesante mencionar que la diferencia de los desplazamientos horizontales en de algunos milímetros, ya que el macroelemento en general es muy rígido.

a)

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE
MACROELEMENTO	FACHADA - PRINCIPAL - SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	
ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	TORRE - ORIENTE	TORRE - PONIENTE	PORTADA	(TORRES)	(PORTADA)	
07/09/2017	HUAM	15930.05	6.58	7.05	0.96	11.36	1.39
	OXJM	18104.05	12.39	8.23	1.22		
	OXPM	11283.56	6.1	4.82	0.56		
	OXTO	10893.3	12.19	8.21	0.82		
	OXXO	13707.77	7.94	7.75	0.71		
	PANG	5618.38	3.89	3.24	0.35		
	SCRU	9918.09	7.18	7.53	0.82		
	TAJN	6984.51	4.38	3.56	0.47		
19/09/2017	HMTT	7096.13	5.21	4.6	0.57	11.36	1.39
	PBP2	5369.28	6.49	5.01	0.52		
	PHPU	6270.6	6.25	5.56	0.56		
	PZPU	6479.9	7.84	6.76	0.57		
	RABO	8288.65	4.94	3.83	0.44		
	REPP	10996.71	7.25	6.25	0.84		
	SXPU	10886.83	7.18	6.19	0.83		
	SAPP	10679.79	12.67	12.3	1.51		
	THEZ	11033.74	5.99	4.96	0.51		
	03/03/2019	SAN NICOLÁS	261.33	2.73	2.46		

b)

		DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (CM)				PERMISIBLE	PERMISIBLE	PERMISIBLE
MACROELEMENTO		FACHADA - PRINCIPAL - CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	TORRE - ORIENTE	TORRE - PONIENTE	PORTADA	EXTRADÓS - TÚNEL	(TORRES)	(PORTADA)
07/09/2017	HUAM	14886.76	6.91	2.87	1.16	0.69		
	OXJM	17422.1	12.7	8.16	1.56	0.88		
	OXPM	10468.3	6.13	5.05	0.64	0.44		
	OXT0	10875.46	12	5.78	0.81	0.47	11.36	1.39
	OXXO	13909.54	7.69	3.36	0.75	0.51		
	PANG	5220.81	3.76	3.14	0.34	0.23		
	SCRU	9432	7.24	7.3	0.87	0.33		
	TAJN	7188.02	4.4	3.35	0.45	0.31		
19/09/2017	HMTT	6093.18	5.64	4.88	0.6	0.35		
	PBP2	5387.25	6.57	4.85	0.5	0.24		
	PHPU	6175.21	6.2	5.2	0.51	0.3		
	PZPU	6296.47	7.83	6.4	0.65	0.32	11.36	1.39
	RABO	8242.3	4.92	3.9	0.53	0.37		
	RFPP	9152.73	7.62	6.02	1.02	0.53		
	SXPU	5782.67	5.86	4.85	0.58	0.3		
	SAPP	11498.14	13.09	11.58	1.47	0.43		
03/03/2019	THEZ	10699.6	5.92	4.64	0.55	0.38		
	SAN NICOLÁS	5220.81	3.76	3.14	0.34	0.23	11.36	1.39

Figura 7.838. Resumen de los desplazamientos horizontales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** fachada principal, **b)** fachada principal con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.838**, los desplazamientos horizontales para los acelerogramas: OXJM, OXT0 y SAPP, son mayores a los desplazamientos permisibles en las torres y portada de la catedral de Morelia con y sin túnel, lo cual podría generar el colapso de la parte más alta de las torres de dicha catedral, los desplazamientos horizontales en la clave del túnel se encuentran por debajo de los permisibles, es muy interesante mencionar que al momento de comparar los desplazamientos de mayor magnitud entre los análisis dinámicos lineales y no lineales de dicho macroelemento, dichos desplazamientos son de menor magnitud al momento de considerar la no linealidad de la mampostería, lo cual ocurre debido a la redistribución de los elementos mecánicos generados por los diferentes sismos.

7.9 TÚNELES EN EL SUBSUELO DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Desde la construcción de la majestuosa catedral de Morelia, se generó el mito de que existen túneles en el subsuelo del centro histórico de dicha ciudad (**Subcapítulo 7.3**), como se explicó en anteriormente se realizaron estudios de tomografía de resistividad eléctrica en 3D, cuyo proyecto denominado “La Morelia soterrada” indica la existencia de túneles en el subsuelo de la catedral de Morelia, en donde las dimensiones de los túneles (oquedades) son demasiado grandes, además de la ser imposible construirlos en la época en que se comenzó a construir la catedral (1664), además la regla empírica para la construcción de túneles indica que la longitud de la profundidad hasta el eje medio del túnel debe ser por lo menos 2 veces el ancho o diámetro del túnel (oquedad).

Lo cual no se cumple, por lo que el espesor de suelo entre la cimentación y el túnel no posee la capacidad para mantener en pie a la catedral, es decir, se generarían desplazamientos verticales, asentamientos diferenciales de gran magnitud, rotaciones importantes en las torres y colapsos parciales, además de que el proceso constructivo es demasiado complejo, como para realizarlo solamente por reglas empíricas procedentes de la experiencia de los antiguos constructores, cabe recordar que en aquel entonces no existían máquinas ni tecnología como la de hoy en día, mucho menos métodos de cálculo estructural.

Hoy en día, con toda la tecnología y métodos sofisticados de cálculo estructural, es demasiado complejo construir túneles, ya sean en suelo duro, roca o suelo blando como los de la ciudad de México, además de que es muy importante cuidar que el índice de estabilidad sea mayor que 6, lo cual implica que es de vital importancia cuidar que no existan pérdidas de presión atmosférica dentro del túnel, ya que si se genera un desbalance entre presiones verticales, existe la posibilidad de que se incremente el flujo de suelo hacia el interior del túnel (suelos cohesivos y friccionantes), lo cual implica severos desplazamientos verticales en la superficie, como es de saber, la mampostería presenta un comportamiento frágil.

Anteriormente se manejó el suelo en el rango elástico-lineal, ahora introduciremos en el programa Abaqus el modelo de Mohr – Coulomb, pero debido a los pocos datos obtenidos de los ensayos PCA y SPT, no es posible considerar un diagrama esfuerzo de cohesión vs deformación unitaria, con la finalidad de representar el comportamiento no lineal del suelo ante la presencia de cargas cíclicas debido al paso de las ondas sísmicas.

Cabe recordar que el pozo a cielo abierto (PCA) solo fue a una profundidad de 1.5 metros, del cual se pudo obtener el ángulo de fricción y la cohesión, que es lo básico para emplear dicho modelo para el suelo (modelo de Mohr – Coulomb), pero con un comportamiento lineal, lo cual demuestra la extrema complejidad de analizar el suelo ante comportamiento dinámico no lineal, es necesario realizar ensayos en el lugar con la finalidad de obtener las propiedades dinámicas del suelo o un promedio, además de realizar sondeos de penetración estándar en todo el subsuelo de la catedral de Morelia, de lo contrario es casi imposible conocer exactamente dichas propiedades dinámicas del suelo.

Se hace una recomendación de trabajar con el comportamiento del suelo en el rango inelástico con la menor cantidad de variables posibles en caso de no tener la suficiente certeza de dicho comportamiento del suelo, es decir, si no hay posibilidad de tener un estudio geotécnico en el cual se puedan conocer todas las propiedades dinámicas del suelo, ante cargas dinámicas que generen deformaciones de magnitud considerable, en la cual exista degradación de resistencia y rigidez de los estratos de suelo.

Para el caso de Morelia, se hace la recomendación de quitar el mito en la práctica de que el suelo es del tipo duro, lo cual no es cierto, en diferentes puntos de la ciudad se pueden apreciar amplificaciones, ya sea por la presencia de suelo blando, colinas, combinación de estratos del tipo rígido con blando o la presencia del nivel freático muy superficial, lo cual genera amplificaciones de las ondas sísmicas, lo cual se puede apreciar en un análisis de funciones de transferencia (mayor a la

unidad, indica amplificación, menor a la unidad, indica atenuación de las ondas sísmicas).

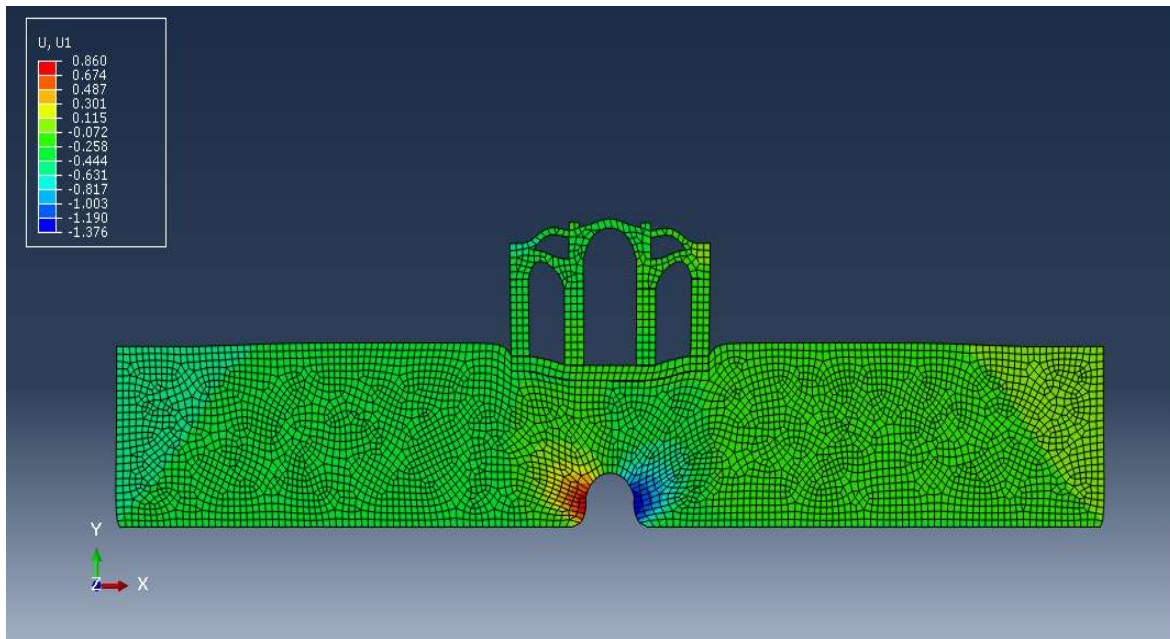


Figura 7.911. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

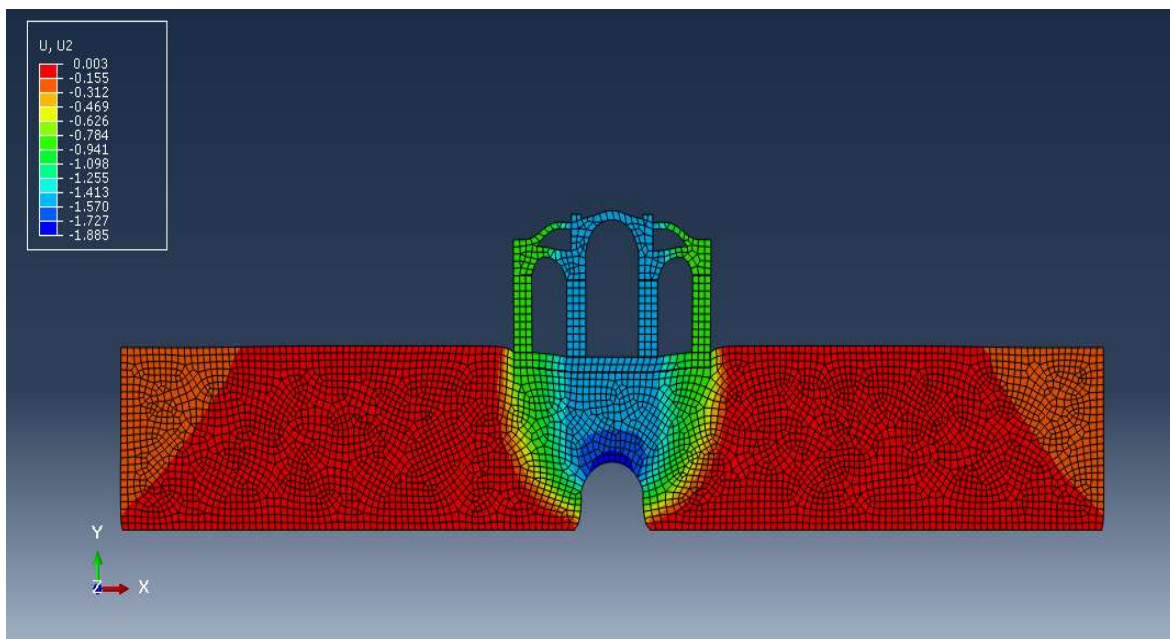


Figura 7.912. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

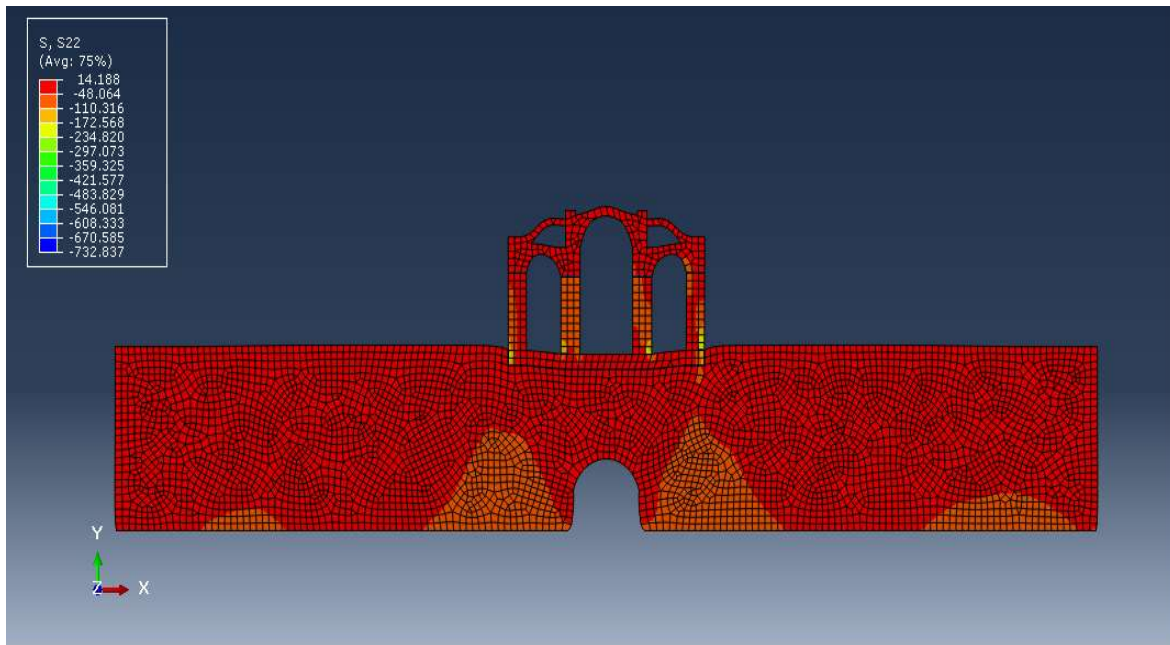


Figura 7.913. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Tipo, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos verticales (T/M²).

En las **Figuras 7.911, 7.912 y 7.913**, es muy interesante apreciar como los desplazamientos horizontales son mayores a un metro, es muy claro que dichos desplazamientos se encuentran por encima de los permisibles, se presentan concentraciones de desplazamientos horizontales principalmente en la oquedad (túnel), lo cual causa al macroelemento deformaciones excesivas (colapso), respecto a los desplazamientos verticales se puede observar una distribución de desplazamientos verticales hacia la clave del túnel, ya que el suelo debajo de la cimentación no posee la suficiente capacidad para resistir la bajada de cargas, por lo que dichos desplazamientos son de gran magnitud, lo cual causa el colapso, los esfuerzos verticales (uniaxiales a compresión) son de gran magnitud debido a que

los desplazamientos son muy severos, lo cual induce esfuerzos adicionales en el material, hasta el punto de colapso.

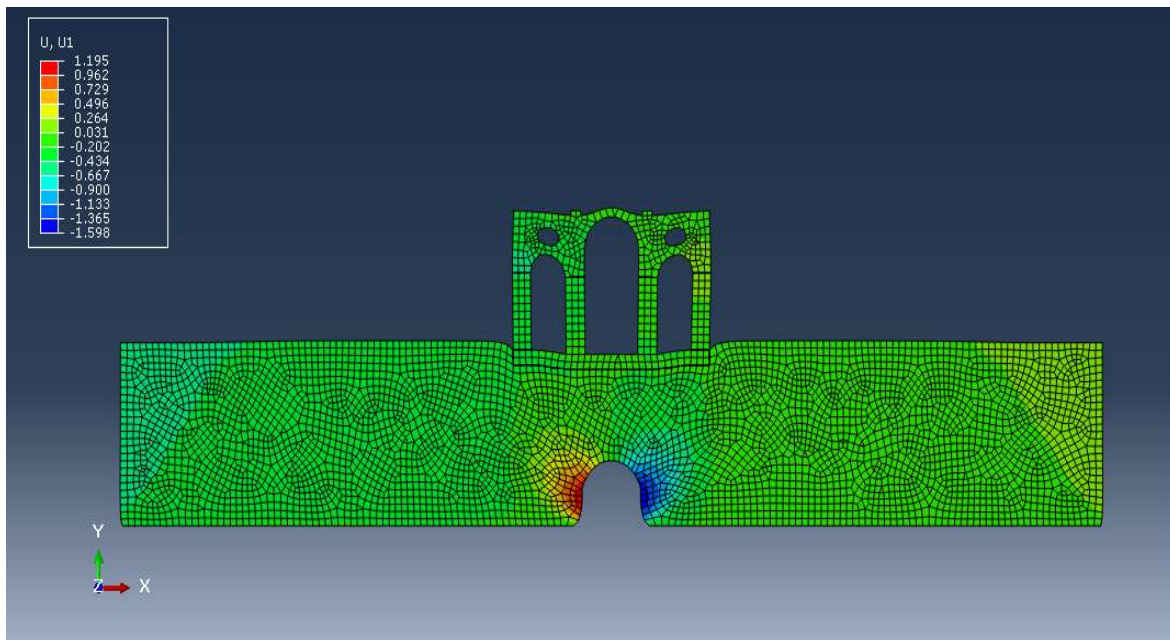


Figura 7.914. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

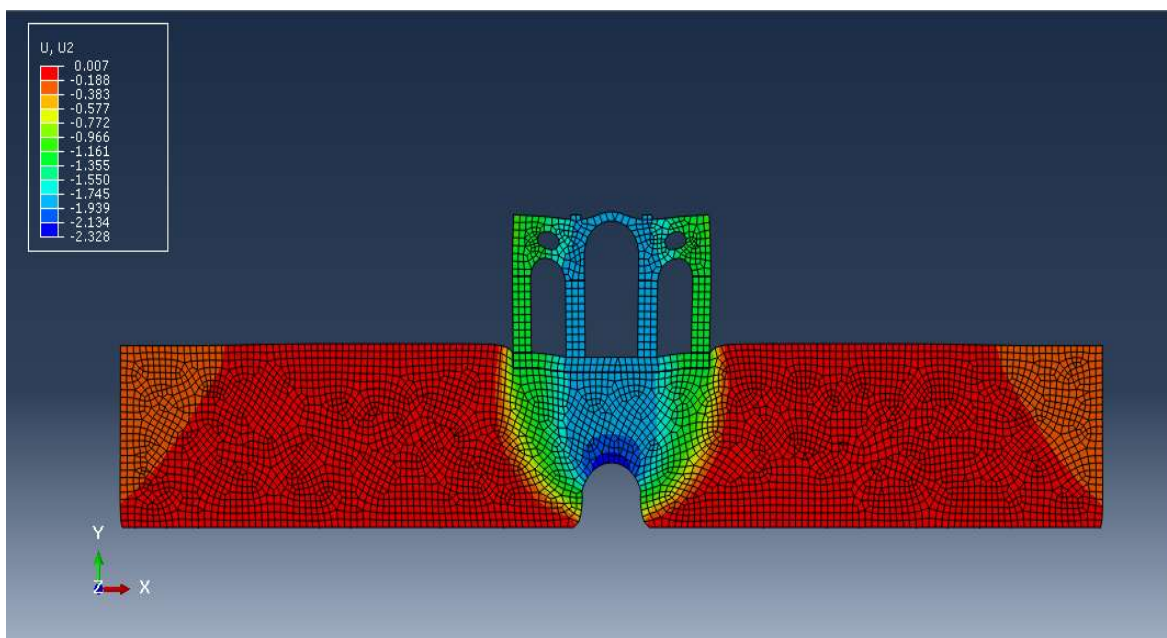


Figura 7.915. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

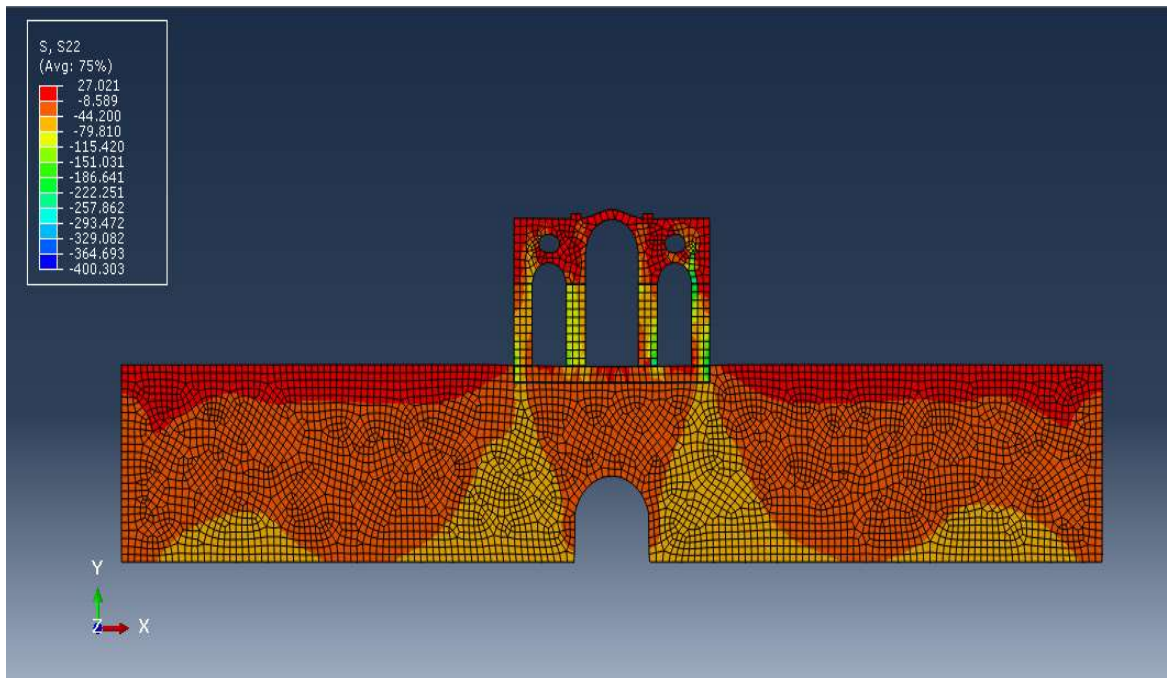


Figura 7.916. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Transepto, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos verticales (T/M^2).

En las **Figuras 7.914, 7.915 y 7.916**, de igual manera que en el macroelemento anterior, los desplazamientos horizontales están por encima de los permisibles, donde los de mayor magnitud ocurren en los laterales de la oquedad (túnel), lo cual origina desplazamientos de magnitud considerable en las claves de los arcos de las bóvedas que ocasionan su colapso, respecto a los desplazamientos verticales, se presenta una distribución de los mismos desde las clave del arco de la bóveda principal hasta la clave del túnel en el subsuelo, siendo de gran magnitud dichos desplazamientos, lo cual implica el colapso del macroelemento (colapso del túnel ocasiona deformaciones severas en la cimentación, lo cual a su vez induce esfuerzos de gran magnitud en la cantera que provocan el colapso de todo el sistema). De igual manera, las magnitudes de los esfuerzos verticales a compresión son de gran magnitud, debido a el colapso del túnel (oquedad), ya que el suelo no posee la capacidad para resistir el peso propio del macroelemento, debido a la presencia del túnel.

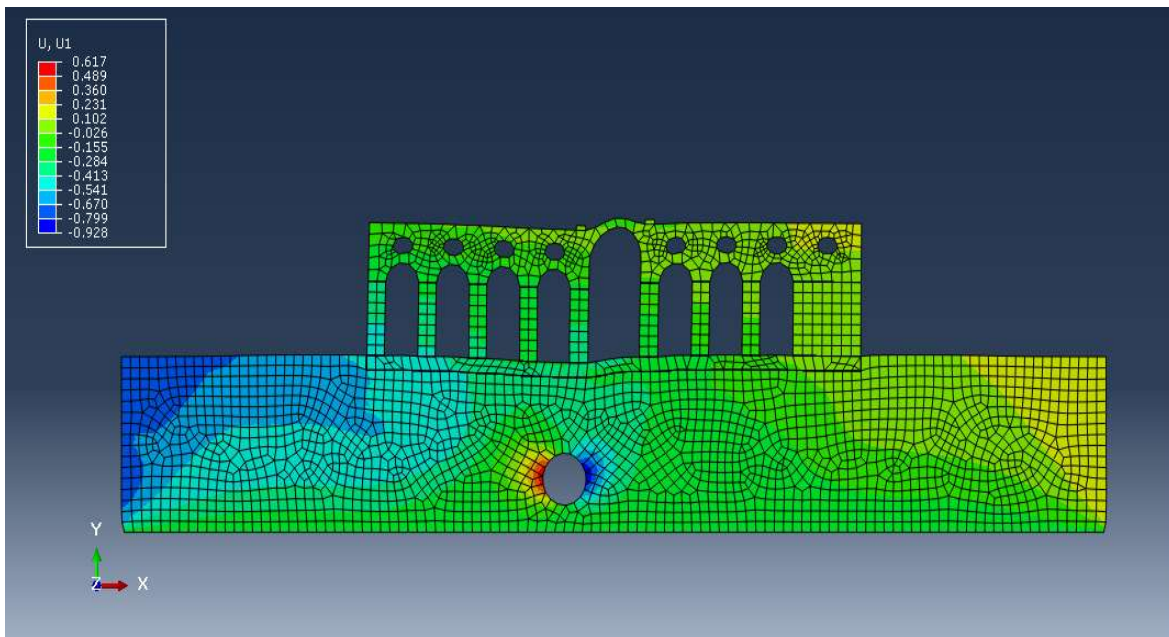


Figura 7.917. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

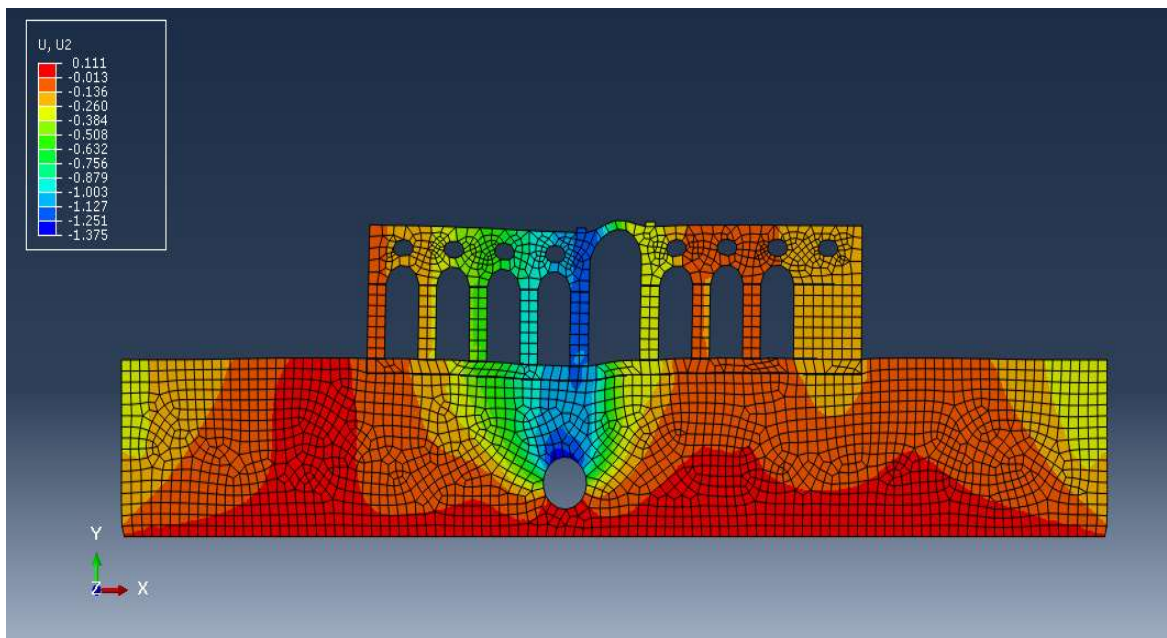


Figura 7.918. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

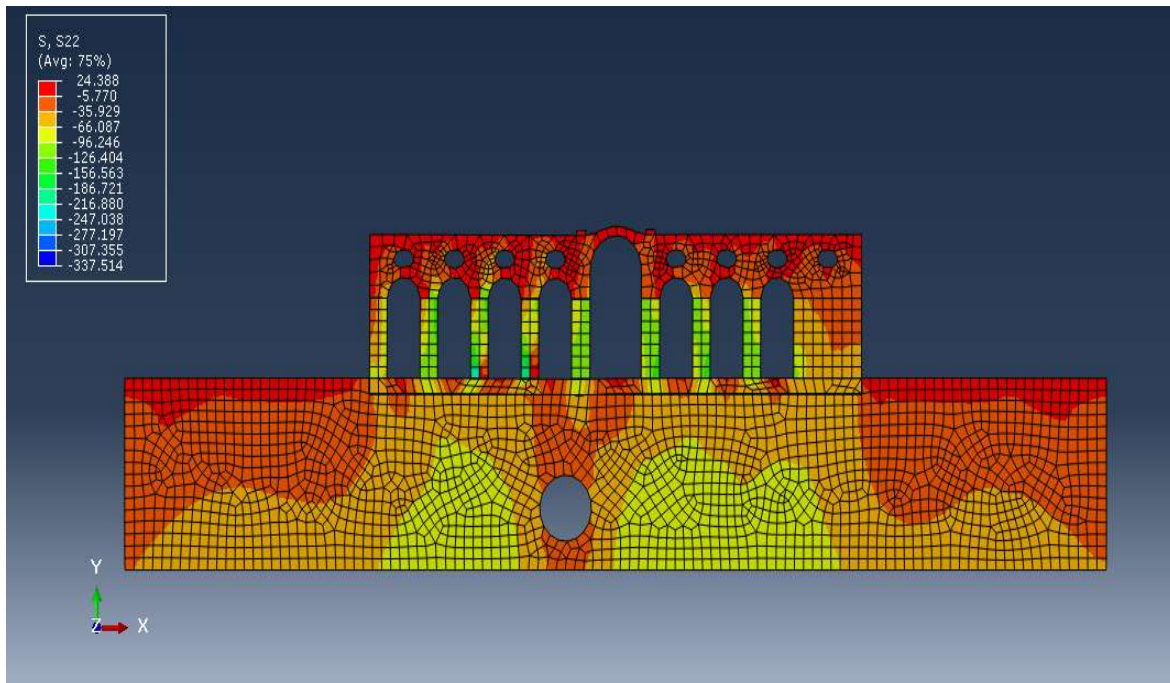


Figura 7.919. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos verticales (T/M^2).

En las **Figuras 7.917, 7.918 y 7.919**, respecto a los desplazamientos horizontales, al igual que en los macroelementos anteriores, son mayores que los desplazamientos permisibles, debido a la presencia de la oquedad (túnel) en el subsuelo de la catedral de Morelia, se observan que dichos desplazamientos son de mayor magnitud en el túnel, en el subsuelo también se pueden apreciar, pero son debidos a problemas de frontera, ya que la versión de Abaqus empleada es antigua y la nueva versión ya trae correcciones para este tipo de casos, para el caso de los verticales, sigue existiendo la tendencia de la distribución de desplazamientos verticales desde el pilar central hasta la clave del túnel, provocando desplazamientos de gran magnitud, tanto en la cimentación, como en los pilares y arcos de las bóvedas, por lo que induce esfuerzos de gran magnitud que provocan el colapso de todo el sistema debido a la presencia del túnel y a que el suelo entre el túnel y la cimentación no posee la suficiente capacidad para resistir el peso propio del macroelemento.

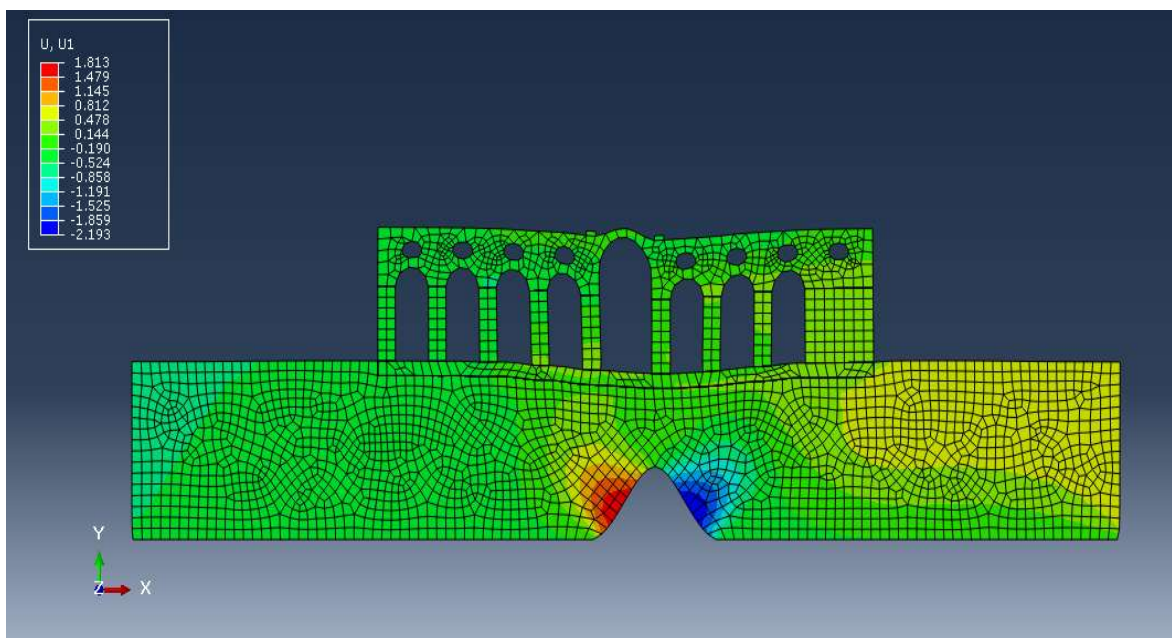


Figura 7.920. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

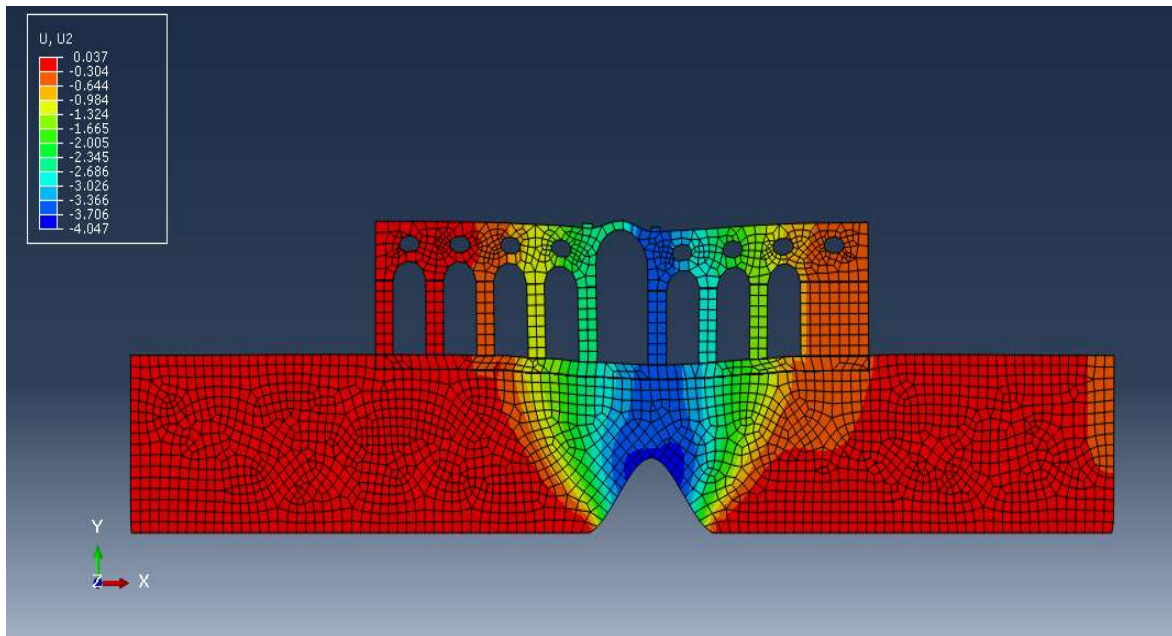


Figura 7.921. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

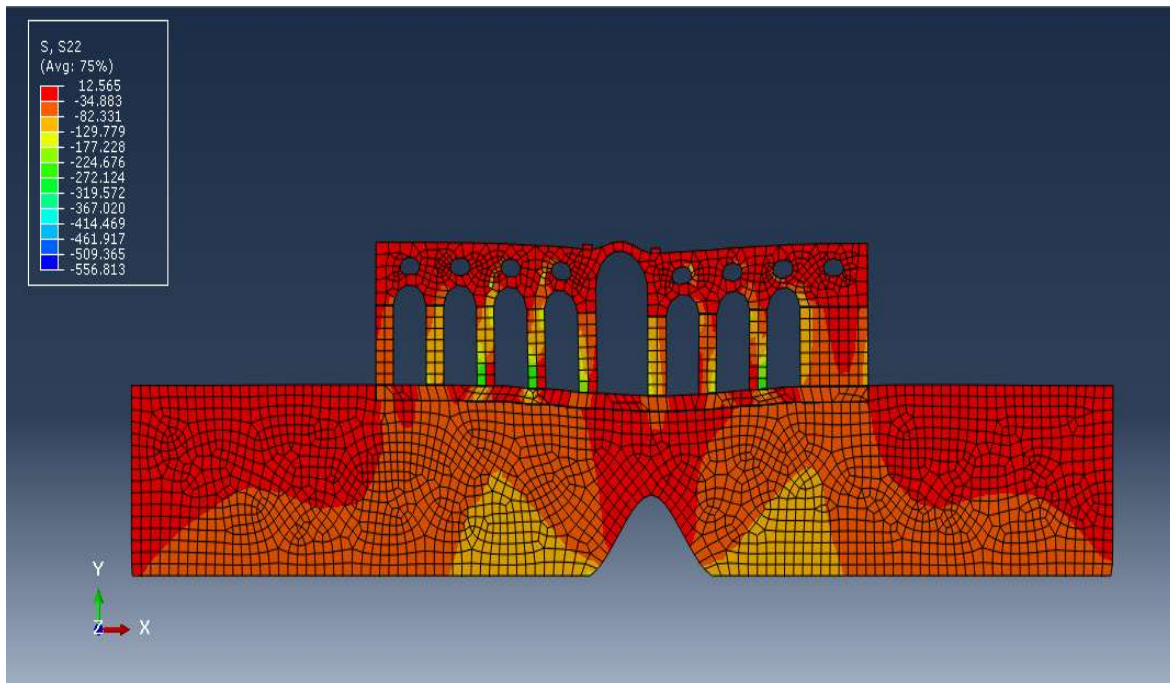


Figura 7.922. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Longitudinal, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos verticales (T/M^2).

En las **Figuras 7.920, 7.921 y 7.922**, en este caso el túnel es de forma geométrica ojival, como es de apreciarse, los desplazamientos horizontales son de mayor magnitud que con el túnel circular, lo cual se debe a las mayores dimensiones del túnel ojival, por lo que dichos desplazamientos provocan el colapso del túnel y del macroelemento en general, ya que el túnel sufre desplazamientos horizontales severos, respecto a los desplazamientos verticales se presenta una tendencia en la distribución de los mismos, desde la clave del arco de la bóveda principal y el pilar central hacia la clave del túnel en el subsuelo de la catedral de Morelia, lo cual provoca el colapso del sistema, causando incremento de esfuerzos de gran magnitud en el macroelemento debido a las deformaciones tan severas que se generan por la resistencia de la oquedad y que el subsuelo entre la oquedad y cimentación no posee la capacidad para resistir todo el peso propio del macroelemento, además cabe recordar que en esta zona es la de mayor bajada de carga, debido a la cúpula.

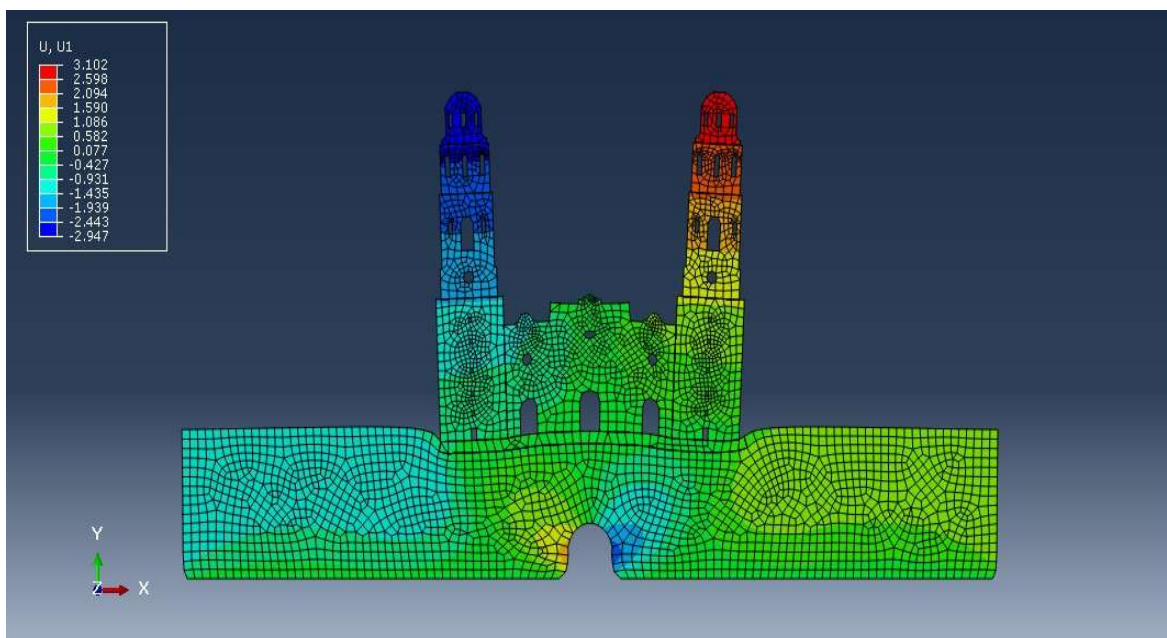


Figura 7.923. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

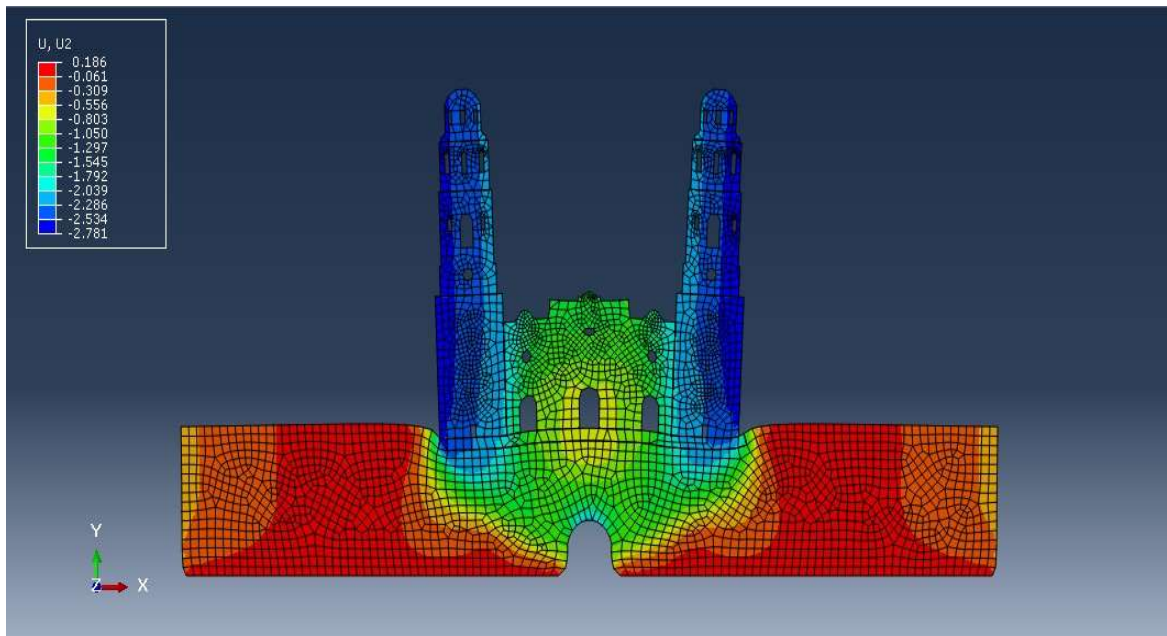


Figura 7.924. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan los desplazamientos verticales (M).

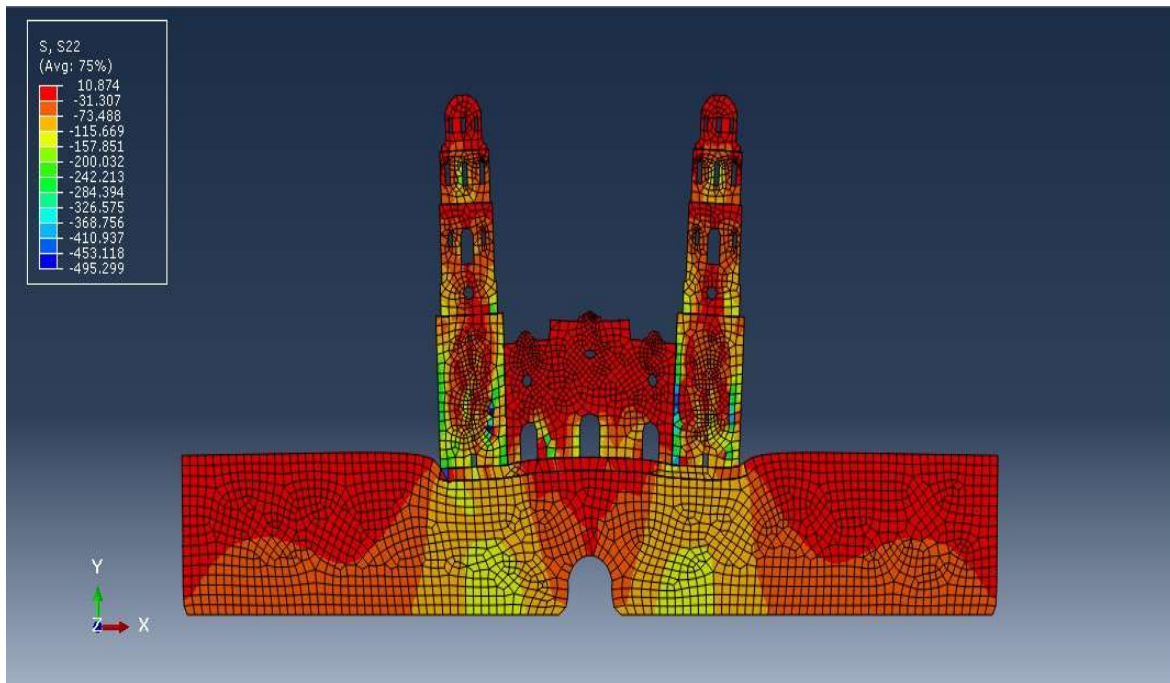


Figura 7.925. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma OXJM (7 de septiembre del 2019, Oaxaca), en el cual se representan se representan los esfuerzos verticales (T/M^2).

En las **Figuras 7.923, 7.924 y 7.925**, es muy interesante apreciar cómo es que ambas torres de la catedral de Morelia sufren desplazamientos horizontales de gran magnitud debido a las rotaciones en sus bases, producidas por la excesiva deformación de la cimentación, lo cual a la vez causa que la portada tripartita se eleve en comparación con su posición original, esto es originado por el colapso del suelo, es decir, debido al enorme peso de las torres, su peso es transmitido a través de la cimentación y el subsuelo, pero al momento de llegar a las laterales del túnel (oquedad) ocasionan desplazamientos horizontales de gran magnitud lo que provoca su colapso, tanto del túnel como del macroelemento en general, el mismo mecanismo ocurre con los desplazamientos verticales, lo que en general ocasiona incremento de manera significativa en los esfuerzos axiales verticales debido a las deformaciones tan severas, generando dicho colapso del sistema.

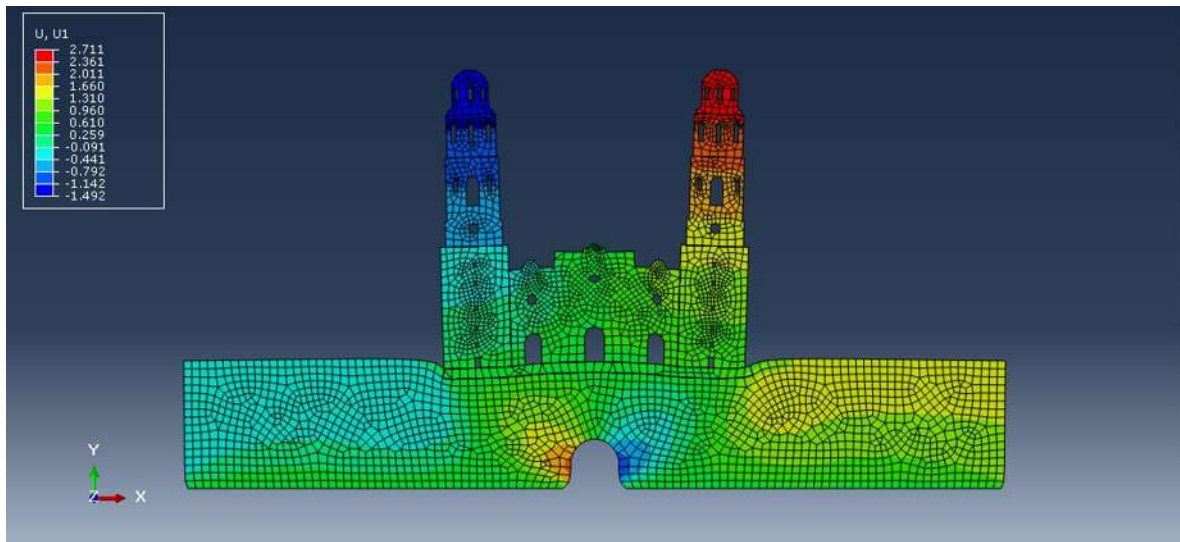


Figura 7.926. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

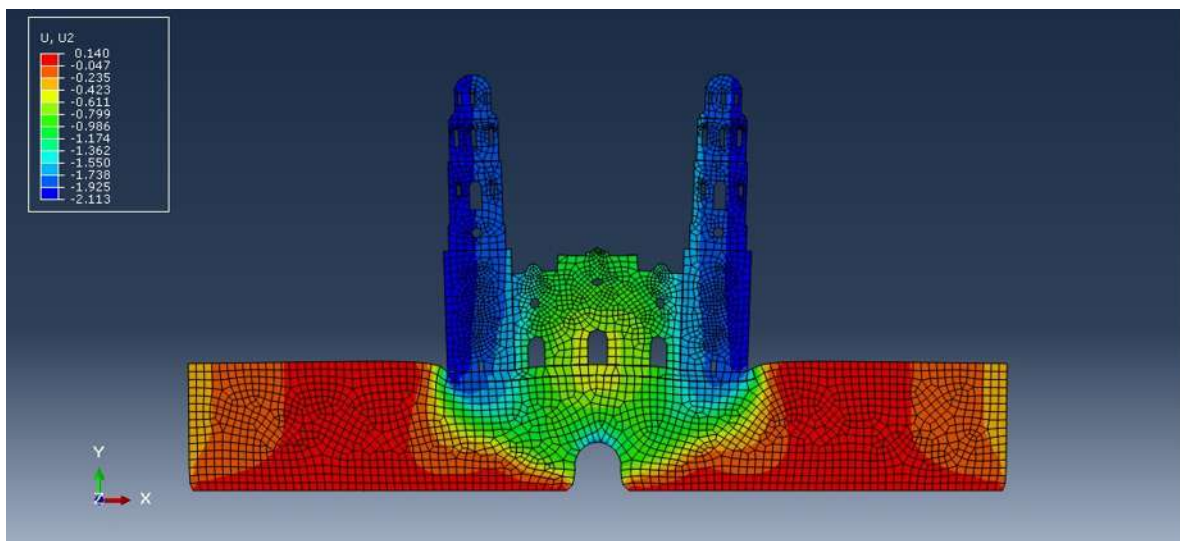


Figura 7.927. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan los desplazamientos horizontales (M).

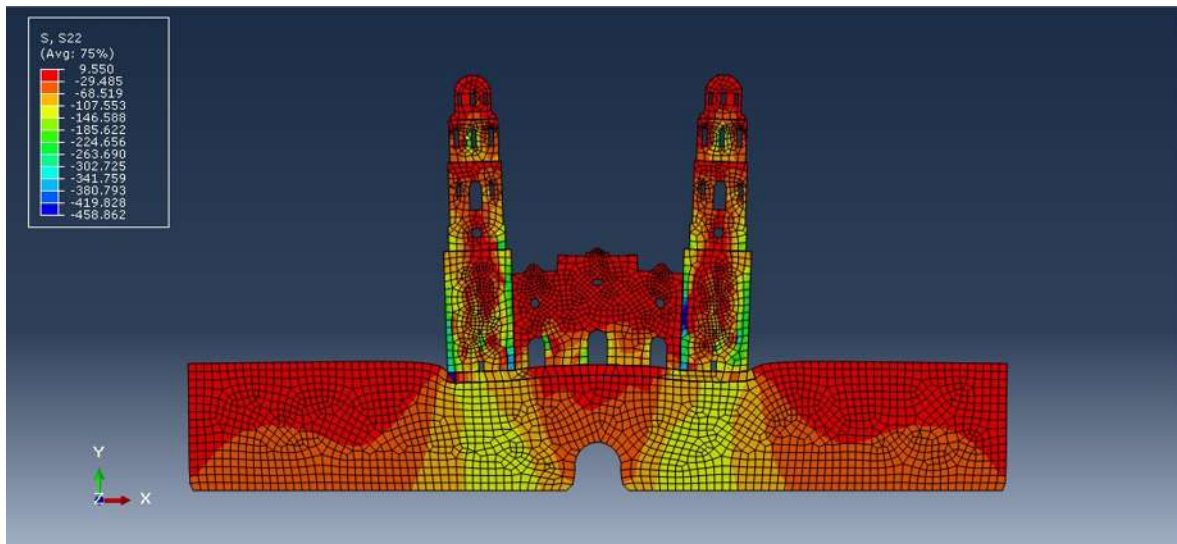


Figura 7.928. Análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo del macroelemento Fachada, con el acelerograma SAPP (19 de septiembre del 2019, Puebla), en el cual se representan se representan los esfuerzos verticales (T/M^2).

En las **Figuras 7.926, 7.927 y 7.928**, en este caso se presenta el macroelemento Fachada, pero con el acelerograma SAPP, el cual presenta una menor Pseudo-aceleración que el del acelerograma OXJM, pero la finalidad es representar que es el mismo mecanismo de colapso, es decir, los desplazamientos horizontales de gran magnitud ocurren en las torres, debido a las rotaciones en sus bases, ocasionadas por las deformaciones tan excesivas en el subsuelo debido a el colapso de la oquedad (túnel), incrementándose de manera muy significativa los esfuerzos, los cuales provocan el colapso de todo el sistema, el cual es originad por la presencia del túnel en el subsuelo de la catedral de Morelia, el cual genera el mecanismo de colapso, ya que en subsuelo presente entre la oquedad (túnel) y la cimentación no posee la capacidad para resistir el peso propio del macroelemento. Cabe recordar que la fachada de la catedral de Morelia es la que mayor peso posee.

Ahora se mostrarán los desplazamientos verticales obtenidos en el análisis dinámico no lineal para los diferentes macroelementos de la catedral de Morelia.

a)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)	
MACROELEMENTO		TIPO-SIN TÚNEL	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL
07/09/2017	HUAM	417.25	3.20
	OXJM	479.72	5.14
	OXPM	416.41	2.10
	OXT0	298.63	2.20
	OXXO	334.27	3.10
	PANG	204.12	1.41
	SCRU	344.75	2.00
	TAJN	213.42	1.53
19/09/2017	HMTT	300.47	2.00
	PBP2	214.42	1.38
	PHPU	228.16	1.75
	PZPU	195.37	1.53
	RABO	287.52	1.66
	RFPP	258.87	1.96
	SXPU	272.66	1.66
	SAPP	305.24	3.94
03/03/2019	THEZ	288.53	2.10
	SAN NICOLÁS	36.71	1.20

b)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)		
MACROELEMENTO		TIPO-CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL
07/09/2017	HUAM	382.07	127.00	161.77
	OXJM	408.18	170.60	216.40
	OXPM	320.62	206.33	280.30
	OXT0	301.5	229.00	296.20
	OXXO	344.19	187.20	239.70
	PANG	151.15	190.30	250.00
	SCRU	245.63	181.60	235.40
	TAJN	168.22	309.70	236.80
19/09/2017	HMTT	301.17	136.00	175.50
	PBP2	173.32	191.00	250.30
	PHPU	181.77	175.00	226.90
	PZPU	174.96	199.30	259.80
	RABO	244.91	114.70	148.30
	RFPP	285.83	110.70	141.60
	SXPU	191.97	167.20	217.70
	SAPP	284.39	141.50	176.00
03/03/2019	THEZ	271.42	149.70	193.40
	SAN NICOLÁS	26.8	394.20	529.90

Figura 7.929. Resumen de los desplazamientos verticales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** tipo y **b)** tipo con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.929**, los desplazamientos verticales en el macroelemento tipo sin túnel son apenas de algunos centímetros (5 CM), dichos desplazamientos de igual manera que con los horizontales, corresponden a los mismos puntos de control anteriormente mencionados, al momento de considerar el túnel en el macroelemento, los desplazamientos verticales se incrementan de manera drástica, lo cual se debe a la presencia de dicho túnel (oquedad) en el subsuelo de la catedral de Morelia, por lo que todo el macroelemento colapsa.

a)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)	
MACROELEMENTO		TRANSEPTO-SIN TÚNEL	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL
07/09/2017	HUAM	484.41	5.60
	OXJM	554.95	8.10
	OXPM	487.17	3.80
	OXTO	361.99	4.44
	OX XO	404.9	5.90
	PANG	251.68	2.89
	SCRU	402.51	3.96
	TAJN	236.55	3.00
19/09/2017	HMTT	392.56	3.80
	PBP2	250.64	3.10
	PHPU	284.87	3.70
	PZPU	225.63	3.30
	RABO	337.16	3.30
	RFPP	299.49	3.83
	SXPU	335.92	3.37
	SAPP	357.77	8.23
03/03/2019	THEZ	342.94	4.10
	SAN NICOLÁS	52.29	1.67

b)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)		
MACROELEMENTO		TRANSEPTO-CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL
07/09/2017	HUAM	433.96	136.00	172.90
	OXJM	465.34	184.00	232.84
	OXPM	312.33	239.60	318.21
	OXTO	345.36	246.50	322.00
	OXXO	390.03	202.70	259.20
	PANG	170.7	202.10	270.70
	SCRU	260.55	193.30	254.20
	TAJN	200.73	253.50	336.40
19/09/2017	HMTT	336.89	143.30	188.10
	PBP2	195.21	202.30	271.40
	PHPU	390.03	202.70	259.20
	PZPU	208.47	212.20	281.60
	RABO	280.27	120.00	158.70
	RFPP	343.95	116.50	151.40
	SXPU	230.71	178.70	235.20
	SAPP	348.85	155.10	189.90
03/03/2019	THEZ	292.11	159.50	208.30
	SAN NICOLÁS	34.85	428.50	583.80

Figura 7.930. Resumen de los desplazamientos verticales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** transepto y **b)** transepto con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.930**, los desplazamientos verticales se incrementan de manera muy significativa al momento de comparar dichos desplazamientos en el macroelemento tipo con y sin túnel, siendo los de mayor magnitud los del macroelemento con túnel, por lo cual podemos decir que la presencia del túnel en el subsuelo de la catedral de Morelia provoca el colapso de todo el sistema, cabe recordar que dicho macroelemento soporta aproximadamente una cuarta parte del peso de la cúpula.

a)

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)			
MACROELEMENTO	LONGITUDINAL-SIN TÚNEL		Δ (CM)
ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)		EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL
07/09/2017	HUAM	1396.21	10.22
	OXJM	1597.18	13.13
	OXPM	1243.17	7.68
	OXTO	1078.76	11.35
	OXXO	1169.41	12.33
	PANG	821.17	6.23
	SCRU	1247.06	8.68
	TAJN	591.71	8.65
19/09/2017	HMTT	1041.69	7.57
	PBP2	718.73	7
	PHPU	788.59	9.86
	PZPU	670.52	8.4
	RABO	936.72	6.75
	RFPP	984.16	8.1
	SXPU	859.35	7.58
	SAPP	1157.81	18
03/03/2019	THEZ	1020.96	8.8
	SAN NICOLÁS	531.41	4.6

b)

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)				
MACROELEMENTO	LONGITUDINAL-CON TÚNEL-CIRCULAR		Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)		EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL
07/09/2017	HUAM	1011.14	49.11	104
	OXJM	1076.06	64.64	137.47
	OXPM	947.3	72.7	174.73
	OXTO	969.46	78.16	180.78
	OXXO	897.78	68.66	150.1
	PANG	451.9	60.63	149.46
	SCRU	974.33	63.64	145.9
	TAJN	478.49	78.4	184.1
19/09/2017	HMTT	575.15	43.4	106.64
	PBP2	490.47	60.36	150.45
	PHPU	518.06	58.74	138.72
	PZPU	579.47	65.48	154.74
	RABO	605.54	41	93.94
	RFPP	758.5	41.1	90.78
	SXPU	507.15	54.92	132
	SAPP	1046.05	42.4	119.47
03/03/2019	THEZ	655.2	50.44	119.19
	SAN NICOLÁS	300.92	125.69	297.4

c)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)		
MACROELEMENTO		LONGITUDINAL-CON TÚNEL-OJIVAL	Δ (CM)	Δ (CM)
ACELEROGRAMAS		FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	EXTRADÓS-BOVEDA PRINCIPAL	EXTRADÓS-TÚNEL
07/09/2017	HUAM	962.34	197.35	295.92
	OXJM	1011.16	268.29	392.1
	OXPM	771.74	373.94	539.32
	OXTO	828.65	377.84	542.39
	OXO	728.5	300.7	437.3
	PANG	326.2	316.82	463.53
	SCRU	938.9	297.7	434.9
	TAJN	447.76	395.77	568.27
19/09/2017	HMTT	540.85	217.7	325.86
	PBP2	384.32	318.4	464.3
	PHPU	395.22	287.2	419.75
	PZPU	516.15	331.42	480.83
	RABO	534.7	182.46	277.64
	RFPP	669.53	173.68	262.59
	SXPU	414.94	275	403.88
	SAPP	924	219.2	318.15
03/03/2019	THEZ	544.52	241	357.75
	SAN NICOLÁS	311.67	678.77	953.8

Figura 7.931. Resumen de los desplazamientos verticales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** longitudinal, **b)** longitudinal con túnel circular y **c)** longitudinal con túnel ojival, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.931**, al momento de realizar las comparaciones en el macroelemento longitudinal con y sin túneles, es evidente como los mayores desplazamientos verticales ocurren con la presencia del túnel ojival en el subsuelo de la catedral de Morelia, cabe recordar que el túnel ojival posee una altura de 12 metros y el circular un diámetro de 6 metros, si analizamos el macroelemento sin túnel podemos apreciar que los desplazamientos máximos verticales son de 13 centímetros, aumentando dichos desplazamientos conforme aumentan las dimensiones geométrica de cada túnel en el subsuelo, por lo que, la presencia de túneles de semejantes dimensiones geométricas en el subsuelo de la catedral de Morelia provocan el colapso del macroelemento, dado que el espesor de suelo entre el eje medio de cada túnel y la cimentación no posee la suficiente capacidad para resistir el peso propio de cada macroelemento.

a)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)			
	MACROELEMENTO	FACHADA - PRINCIPAL - SIN TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	TORRE - ORIENTE	TORRE - PONIENTE	PORTADA
07/09/2017	HUAM	11046.74	77.31	64.51	3.43
	OXJM	12179.82	109.9	88	4.43
	OXPM	8517.58	180.1	127.8	4.17
	OXT0	9996.54	129.19	112.1	4.08
	OXO	4393.3	106.2	94.67	3.73
	PANG	4238.29	139.6	109.15	4.11
	SCRU	8436.8	126	103.4	3.93
	TAJN	4375.52	185.8	143.2	3.15
19/09/2017	HMTT	5302.8	79.9	71.9	2.92
	PBP2	4203.81	133.4	113	3.97
	PHPU	4528.24	115.2	92.6	4.27
	PZPU	5773.75	149.16	116.24	4.35
	RABO	6678.26	64.69	52.32	2.53
	RFPP	7776.19	58.68	56.18	2.19
	SXPU	8970.24	177.1	139.8	5.02
	SAPP	10511.19	83.9	80.87	4
03/03/2019	THEZ	7473.52	87.5	81	3.37
	SAN NICOLÁS	141.9	413	337.4	4.55

b)

		DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (CM)				
	MACROELEMENTO	FACHADA - PRINCIPAL - CON TÚNEL	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)	Δ (CM)
	ACELEROGRAMAS	FUERZA CORTANTE BASAL (TON)	TORRE - ORIENTE	TORRE - PONIENTE	PORTADA	EXTRADÓS - TÚNEL
07/09/2017	HUAM	8155.47	113.4	105.87	42.49	107.44
	OXJM	10020.39	167	145.85	57.74	145.14
	OXPM	6487.07	219.1	212.4	83.18	205.66
	OXT0	7690.8	233.2	212.16	77.07	201.67
	OXO	7983.29	174.88	185.47	63.1	163.5
	PANG	2555.64	310.4	295.27	110.56	259.48
	SCRU	6824.93	172	167.47	62.42	159.77
	TAJN	3423.11	255.64	225.75	87.94	215.23
19/09/2017	HMTT	3144.09	196.71	196.12	71.97	173.13
	PBP2	3420.34	194.17	175.91	67.69	173.88
	PHPU	3565.13	168.1	157.61	61.38	157.3
	PZPU	4862.6	213.95	187.1	72.1	180.44
	RABO	5252.77	103.89	97.63	41	99.89
	RFPP	5609.28	102.85	93.32	36.79	95.2
	SXPU	3417.7	261.3	255.5	90.57	219.71
	SAPP	8768.25	125.4	122.26	45.9	117.77
03/03/2019	THEZ	5110.45	151.4	131.3	53.62	131.46
	SAN NICOLÁS	151.45	775.23	722.86	254.48	578.77

Figura 7.932. Resumen de los desplazamientos verticales a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo entre los macroelementos: **a)** fachada principal, **b)** fachada principal con túnel, para los conjuntos de acelerogramas mostrados.

En la **Figura 7.932**, primeramente, comparamos los desplazamientos verticales en la portada tripartita de la catedral de Morelia con y sin túnel, se observa que dicho desplazamiento máximo sin considerar el túnel es de 5 centímetros, al momento de considerar el túnel, el desplazamiento vertical máximo es de 2.5 metros, respecto al desplazamiento vertical de las torres, se observa que son de considerable magnitud (metros en algunos casos) con y sin túnel, siendo mayores al momento de considerar el túnel, estos desplazamientos verticales son de gran magnitud debido a las rotaciones que sufren dichas torres en su base, debido a las excesivas deformaciones generadas en la cimentación, debido al enorme peso de cada una de las torres y al colapso del túnel en el subsuelo, ya que el espesor del suelo entre el eje medio del túnel y la cimentación no posee la capacidad para resistir el peso propio del macroelemento.

Como se vio anteriormente, la presencia de las oquedades (túneles) en el subsuelo de la catedral de Morelia, de semejante magnitud en sus dimensiones geométricas, provoca el colapso de todos los macroelementos, lo cual, si hablamos en términos globales, causarían dichas oquedades el colapso de la catedral de Morelia.

Principalmente debido a que el subsuelo entre el túnel y la cimentación no posee suficiente capacidad para resistir el peso propio de la catedral de Morelia, existen recomendaciones empíricas basadas en la práctica, las cuales dicen que el espesor del suelo entre el eje medio de un túnel y la superficie debe ser mayor a dos veces a la base del túnel o diámetro en caso de ser circular.

Es necesario realizar mayores investigaciones, como lo es, realizar ensayos de penetración estándar en diversos puntos en el subsuelo de la catedral de Morelia, con la finalidad de conocer con un amplio detalle la estratificación del subsuelo,

además de realizar pruebas de laboratorio para obtener las propiedades dinámicas del suelo, la cuales son necesarias para realizar un análisis dinámico en 3D.

Esto nos viene a recordar que el suelo es muy complejo de analizar, y la complejidad se incrementa si la super-estructura es una catedral (irregularidades en planta y elevación), lo cual vuelve el análisis muy complejo, y más aún si son escasos los datos. Es un mito que crece día con día entre la población moreliana, la creencia de túneles en el subsuelo de la catedral de Morelia, lo cual es físicamente imposible, ya que provocarían el colapso de dicha catedral por simple peso propio, como se observó y describió anteriormente, por lo que descartamos la presencia de túneles en el subsuelo de la catedral de Morelia.

Dada la poca información del subsuelo de la catedral de Morelia y a la enorme complejidad de analizar dicho subsuelo de manera dinámica, se opta por manejar el comportamiento del suelo de manera elástica-lineal, debido a las enormes incertidumbres que se presentan. Haciendo la recomendación en un futuro de realizar pruebas más sofisticadas con la finalidad de caracterizar bien dicho subsuelo y conocer de manera real las propiedades dinámicas del subsuelo ante la excitación dinámica del subsuelo debido a un sismo.

CAPÍTULO 8. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

8.1 INTRODUCCIÓN A LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE TEMPLOS.

Como es sabido, los antiguos constructores construyeron impresionantes y majestuosas estructuras de mampostería por todo el continente europeo, pero cabe recordar que los antiguos constructores diseñaban y construían a través de reglas empíricas, las cuales se basaban en sus experiencias pasadas de construcción y en simples figuras geométricas, como lo son el círculo, cuadrado y triángulo. Sin existir métodos de análisis estructural como los hay en la actualidad, dichos constructores antiguos que más tarde se llamarían o serían conocidos como los masones, lograron levantar enormes estructuras de mampostería en todo el

continente europeo, como los son las emblemáticas catedrales, conventos, palacios y acueductos, los cuales podemos apreciar hoy en día y fascinarnos con su impresionante arquitectura, complejidad estructural y belleza.

Un sismo puede considerarse como una prueba que resalta las vulnerabilidades intrínsecas en la estructura en correlación con la aceleración sísmica o el valor de intensidad, estas vulnerabilidades que son deficiencias de construcción y diseño, deben correlacionarse con el mecanismo de daño (Lagomarsino, 2004).

El sismo ocurrido el 6 de abril del 2009 de L'Aquila, demostró la alta vulnerabilidad del patrimonio cultural, con una particular referencia en estructuras como son las iglesias, la evaluación de daños en la emergencia generada por el sismo se llevó a cabo en más de 700 iglesias con una metodología destinada a reconocer los mecanismos de colapso (macroelementos) en los diferentes elementos arquitectónicos de una iglesia, el método fue desarrollado después del terremoto en Umbria y Marches (1997) y ha sido ampliamente utilizado en la última década (Lagomarsino, 2011).

El alto nivel de daño generado en una gran cantidad de templos después del terremoto de L'Aquila, obliga a la reconstrucción de amplias partes de las estructuras originales de las iglesias y es necesario comprender si es posible garantizar la seguridad requerida con los elementos tradicionales de mampostería, además, la calidad de la mampostería en la región de L'Aquila está en investigación, ya que las técnicas de fortalecimiento pueda que no sean suficientes en una región altamente sísmica (Lagomarsino, 2011).

La vulnerabilidad sísmica indica la predisposición al daño de un edificio, en el campo del riesgo sísmico, la vulnerabilidad es uno de los pasos del análisis que establece una correlación entre la entrada sísmica, la cual representa el peligro y el daño físico, el objetivo del análisis del riesgo sísmico es evaluar las pérdidas esperadas en un área amplia debido a un terremoto de gran magnitud bien definido o considerar todos los posibles terremotos mediante un análisis probabilístico, entonces el riesgo sísmico es una combinación de 3 factores diferentes, exposición de la estructura a

los efectos del sismo, peligro sísmico y vulnerabilidad sísmica, la clasificación en macroelementos y mecanismos de colapso ha permitido la definición de métodos para evaluar el daño y adquirir de una manera muy rápida información útil para manejar emergencias (Lagomarsino, 2011).

Estudios realizados en iglesias, a partir de la observación del daño después del terremoto de Friuli en el año de 1976, han demostrado que los mecanismos de daño en las iglesias tienden a tener ciertas características recurrentes y no a la singularidad de cada sitio, en particular, la interpretación usando macroelementos ha demostrado ser muy útil, es decir, la observación del daño en varias partes de las iglesias, debido al hecho de que el colapso suele ocurrir de manera local y en función del tipo de macroelemento, es decir, de su configuración geométrica o los detalles de su construcción (Lagomarsino y Podestá, 2004).

Como se puede observar, los sismos ocurridos en Italia generaron el colapso de varias iglesias, lo cual produjo que se formularan los primeros métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en dichas iglesias, dando lugar al análisis y conservación de edificios históricos en todo el mundo.

8.2 MECANISMOS DE DAÑOS CONSIDERADOS EN LAS IGLESIAS.

En particular, la forma de la iglesia considera 28 mecanismos de daño y colapso también denominados como macroelementos que pueden ocurrir con frecuencia en los diferentes elementos arquitectónicos que constituyen las iglesias, para cada mecanismo de colapso, la evaluación consiste en asignar una calificación de daño, es decir, 0 implica que no hay daños a 5 para completar, por lo que la recopilación de daños en cada elemento arquitectónico de la iglesia permite identificar la necesidad de intervenciones provisionales, además de estimar a través de un procedimiento automático el costo total de la restauración, considerando el daño en cada elemento arquitectónico o macroelemento (Lagomarsino y Podestá, 2004).

La evaluación de daños, seleccionando los mecanismos de colapso activados y evaluando el nivel de daño para cada macroelemento, nos permite determinar un

puntaje, el índice de daños, el cual es representativo del daño promedio en la iglesia evaluada, el índice de daños oscila entre 0 (sin daños) hasta 1 (colapso total), el cual es un promedio ponderado de todos los posibles mecanismos de colapso o macroelementos, también se consideran aquellos macroelementos que no fueron activados por el sismo, el índice de daño es un parámetro muy útil para la preparación de una lista de daño, con el fin de comparar la gravedad del daño en iglesias de diferentes tamaño y tipología estructural (Lagomarsino y Podestá, 2004).

Además, se debe tener muy presente que no es correcto suponer que existe una capacidad estructural única e intrínseca, independientemente de la demanda sísmica, dado que el comportamiento estructural no lineal depende de la historia de carga y no es posible separar la entrada de carga de las respuestas estructurales (Bertero, 1991).

Los 28 mecanismos de colapso o también denominados como macroelementos de una iglesia, se representan en la siguiente figura:

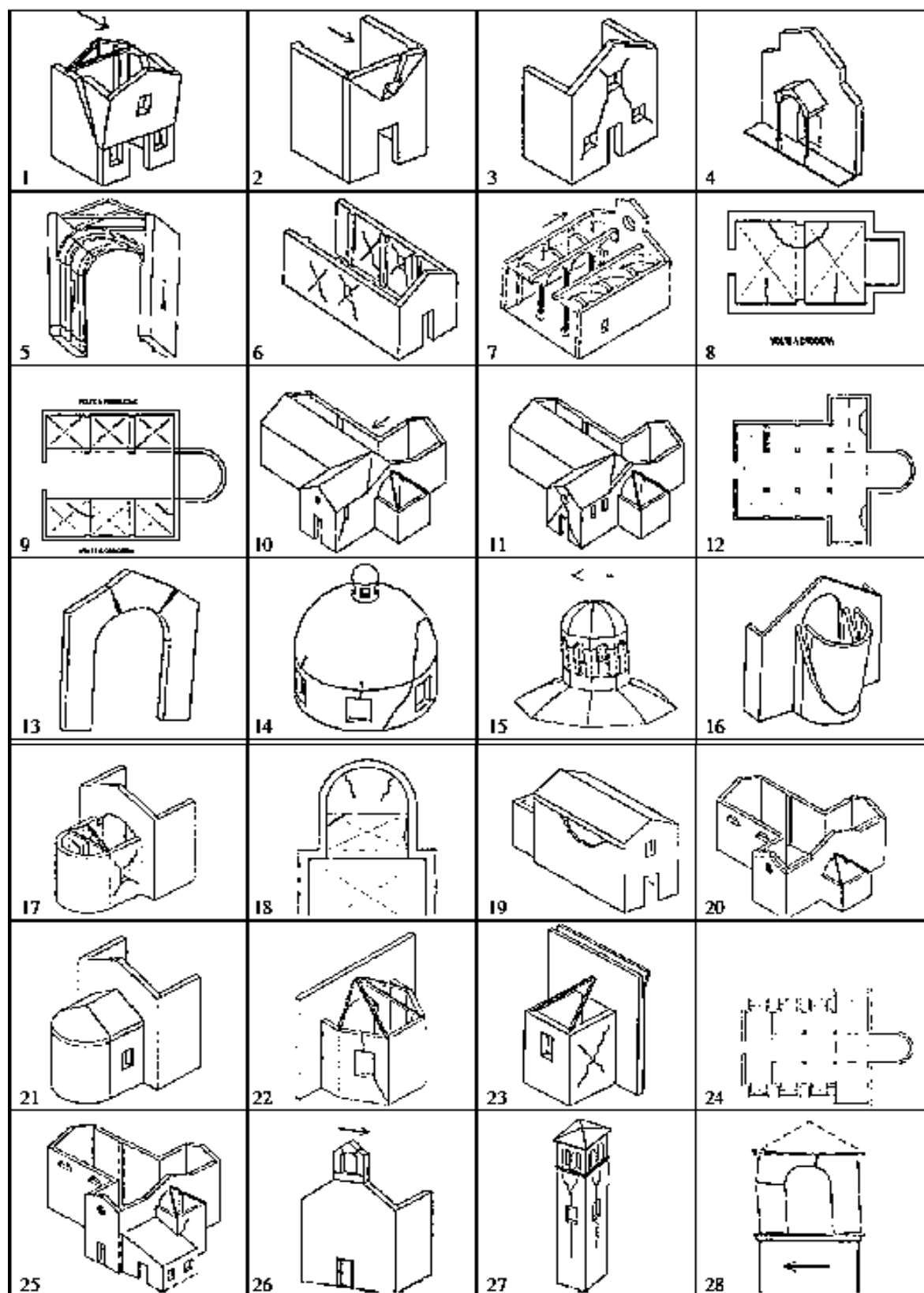


Figura 8.2. Mecanismos de daños en una iglesia (Lagomarsino y Podestá, 2004).

En la **Figura 8.2.** se puede apreciar los 28 mecanismos de colapso o macroelementos que se pueden presentar en una iglesia, los cuales los mencionamos enseguida.

1. Volcamiento de la fachada o rotación de la fachada.
2. Daño en la parte superior de la fachada.
3. Mecanismos de fuerza cortante en la fachada.
4. Atrio separado del resto de las naves longitudinales.
5. Vibración transversal de la nave.
6. Mecanismos de fuerza cortante en los muros laterales.
7. Respuesta longitudinal de las columnas de la iglesia.
8. Bóvedas de la nave.
9. Bóvedas de los pasillos.
10. Volcamiento del muro del extremo del crucero.
11. Mecanismos de fuerza cortante en los muros del transepto.
12. Bóvedas del transepto.
13. Arco triunfal.
14. Cúpula y tambor.
15. Linterna.
16. Volcamiento del ábside.
17. Mecanismo de cizallamiento en el presbiterio y en el ábside.
18. Bóvedas en el presbiterio y el ábside.
19. Mecanismos de techo: muros laterales y pasillos.
20. Mecanismos de techo: transepto.
21. Mecanismo de techo: ábside y presbiterio.
22. Derrocamiento de las capillas.
23. Mecanismos de cortante en los muros de las capillas.
24. Bóvedas de las capillas.
25. Interacciones junto a irregularidades.
26. Proyecciones: bóvedas abovedadas, pináculos y estatuas.
27. Agrietamiento de las torres.

28. Campanario.

8.3 CURVAS DE CAPACIDAD DINÁMICAS DE LA CATEDRAL DE MORELIA.

Generalmente una curva de capacidad se define como una relación entre el máximo desplazamiento generado en la parte alta de una estructura y la fuerza cortante basal, dichas curvas se obtienen regularmente mediante análisis estáticos incrementales denominados Pushover, en donde para llevar a cabo dicho análisis, se aplican diferentes patrones de cargas laterales sobre la estructura, con la finalidad de representar las fuerzas sísmicas, dicho patrón de cargas se van incrementando de manera monótonica con la finalidad de conocer la capacidad de la estructura o saber cuál es su punto de colapso, los patrones de cargas pueden ser de manera uniforme, parabólica o triangular.

Este procedimiento es muy criticado ya que en la realidad no representa las características del sismo, ya que solamente es un patrón de carga lateral aplicado de manera monótonica a una estructura.

Es extremadamente complejo emplear un análisis de empuje incremental (Pushover) en la catedral de Morelia, ya que dicha catedral presenta irregularidades geométricas tanto en planta como en elevación, además de variación de rigideces en toda su estructura, lo cual es muy conocido, que los edificios históricos poseen geometrías muy complejas e irregulares tanto en elevación como en planta, por lo que la mejor opción desde un principio de este trabajo fue el emplear los análisis dinámicos lineales y no lineales en la historia del tiempo a través de elementos finitos en el programa comercial Abaqus.

En nuestro caso, dado que dividimos a la catedral de Morelia en diversos macroelementos (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal), es necesario calcular curvas de capacidad, pero en este caso de una manera más realista, es decir, escalando solamente en amplitud los acelerogramas, cabe recordar que los acelerogramas fueron elegidos considerando la máxima aceleración del terreno de los sismos del 7, 19 de septiembre del 2017 y 3 de marzo del 2019, solamente empleando una componente horizontal, se despreció la componente vertical, pero

cabe recalcar que se realizó un análisis dinámico en Abaqus considerando las 2 componentes, tanto la horizontal como la vertical, dando lugar a resultados semejantes considerando una sola componente y las dos componentes (horizontal y vertical).

Además, cabe mencionar que al momento de emplear las 2 componentes (horizontal y vertical) de los diferentes conjuntos de acelerogramas, es necesario utilizar todo el intervalo de muestreo de dichos acelerogramas, por lo que la fase intensa queda descartada, por lo que el tiempo computacional es mayor.

Para calcular las curvas de capacidad dinámicas para cada macroelemento de la catedral de Morelia, es necesario escalar los acelerogramas seleccionados, es decir solo escalarlos en amplitud, hasta un criterio definido por el estructurista, el cual fue que la fuerza cortante basal de las curvas de capacidad fuera directamente proporcional al peso propio de cada macroelemento, dicho criterio se debe a que la catedral de Morelia está construida a base de mampostería (cantera), lo cual implica que la estructura es demasiado rígida, por lo que los desplazamientos horizontales que pueda soportar son de apenas algunos centímetros (3.92 centímetros).

Es importante recordar que los macroelementos (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) fueron anteriormente calibrados a su respectivo periodo fundamental de vibración, el cual fue obtenido a través de pruebas de vibración ambiental.

Anteriormente se definió que las curvas de capacidad son graficas que relacionan la fuerza cortante basal y los desplazamientos en la parte alta de la estructura o último piso, dicho desplazamiento es tomado de los diferentes puntos de control mencionados a lo largo de este presente trabajo (análisis dinámicos en la historia del tiempo lineales y no lineales).

Dado que calcularemos curvas de capacidad dinámicas, es decir, las fuerzas que actúan en la catedral de Morelia varían con el tiempo, lo cual implica que los elementos mecánicos varían respecto al tiempo, procederemos a tomar como el máximo absoluto de los desplazamientos dinámicos generados en la parte más alta

de la estructura (macroelementos de la catedral de Morelia), es decir, en el caso de los macroelementos Tipo, Transepto y Longitudinal el desplazamiento dinámico absoluto máximo se presenta en el extradós del arco de la bóveda principal y respecto al desplazamiento dinámico absoluto máximo en las torres, este se presenta en la parte más alta de dichas torres de la catedral de Morelia.

Dado que la fuerza cortante basal se obtiene en la base de los pilares de cada macroelemento y el programa Abaqus no nos proporciona dicha fuerza cortante, es necesario obtener la aceleración en dichos pilares, comprobando que dicha aceleración es semejante en cada nodo de la base de los pilares de los macroelementos, lo cual es correcto, con lo cual obtenemos la aceleración en un punto de la base de los pilares en cada macroelemento y lo multiplicamos por la masa de dichos macroelementos, obteniendo así la fuerza cortante basal.

Fecha	Estación	Magnitud	Aceleración Máxima (M/S ²)	SA (M/S ²)	Fase Intensa (S)	Intervalo
7 de septiembre del 2017	HUAM (Oaxaca)	8.2	2.517	11.10	17	0.005
	OXJM (Oaxaca)	8.2	2.758	10.80	23	0.005
	OXTO (Oaxaca)	8.2	2.133	8.00	33	0.005
	OXXO (Oaxaca)	8.2	2.107	8.70	26	0.005
19 de septiembre del 2017	PZPU (Puebla)	7.1	1.200	5.00	29	0.005
	RFPP (Puebla)	7.1	1.840	8.40	15	0.01
	SAPP (Puebla)	7.1	1.998	10.30	18	0.01
	THEZ (Puebla)	7.1	1.665	5.70	21	0.01
3 de marzo del 2019	NICOLÁS (Morelia)	5.6	0.009	0.04	63	0.005

Figura 8.31. Conjunto de acelerogramas seleccionados para obtener las curvas de capacidad dinámicas respecto a los macroelementos de la catedral de Morelia.

En la **Figura 8.31**, se representan los 9 acelerogramas de los sismos ocurridos los días 7, 19 de septiembre del 2017 y el del 3 de marzo del 2019 que se emplearon

para calcular las curvas de capacidad dinámicas para cada macroelemento (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) de la catedral de Morelia.

Por lo que enseguida representaremos las curvas de capacidad dinámicas anteriormente mencionadas con sus respectivos conjuntos de acelerogramas.

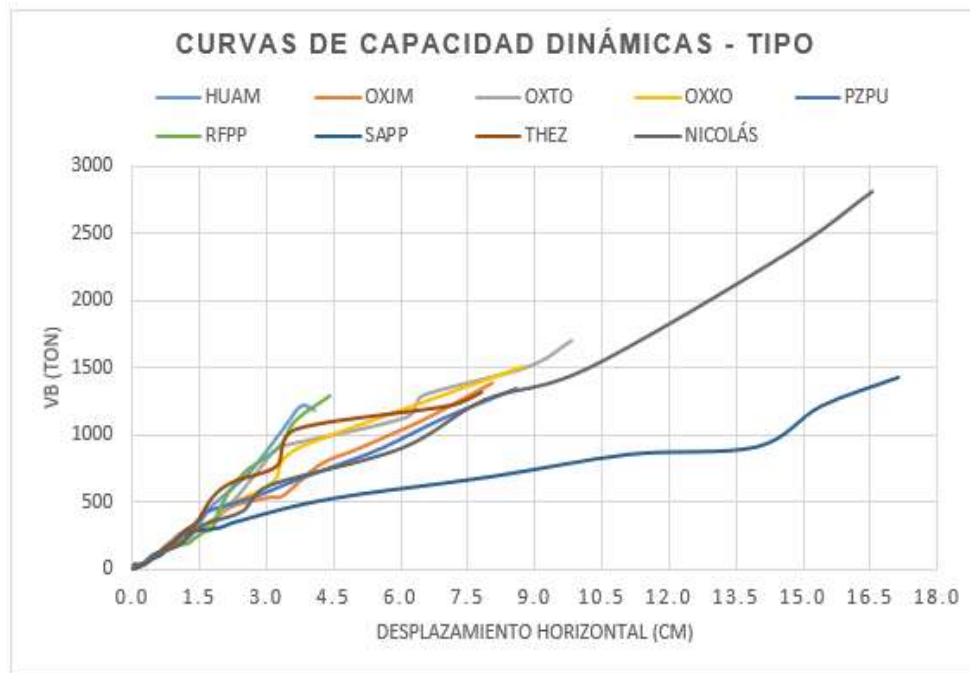


Figura 8.32. Curvas de capacidad dinámicas para el macroelemento Tipo.

En la **Figura 8.32**, se representan las curvas de capacidad dinámicas respecto al macroelemento Tipo de la catedral de Morelia, las cuales fueron calculadas a través de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, escalando en amplitud los 9 acelerogramas, se puede apreciar que la mayor parte de las curvas de capacidad dinámica tienden a la linealidad en general, algunas curvas de capacidad presentan desplazamientos horizontales de menor magnitud (HUAM, RFPP) y otras de mayor magnitud (SAPP, NICOLÁS). Es muy interesante mencionar que todas las curvas de capacidad dinámicas presentan una trayectoria semejante antes de los 1.5 centímetros de desplazamiento horizontal.

Cabe recordar que el escalamiento de los acelerogramas se llevó hasta el criterio estructural de que la fuerza cortante basal (V_B) sea semejante al peso propio de

cada macroelemento, con la finalidad de optimizar de una manera más eficaz el tiempo computacional requerido.

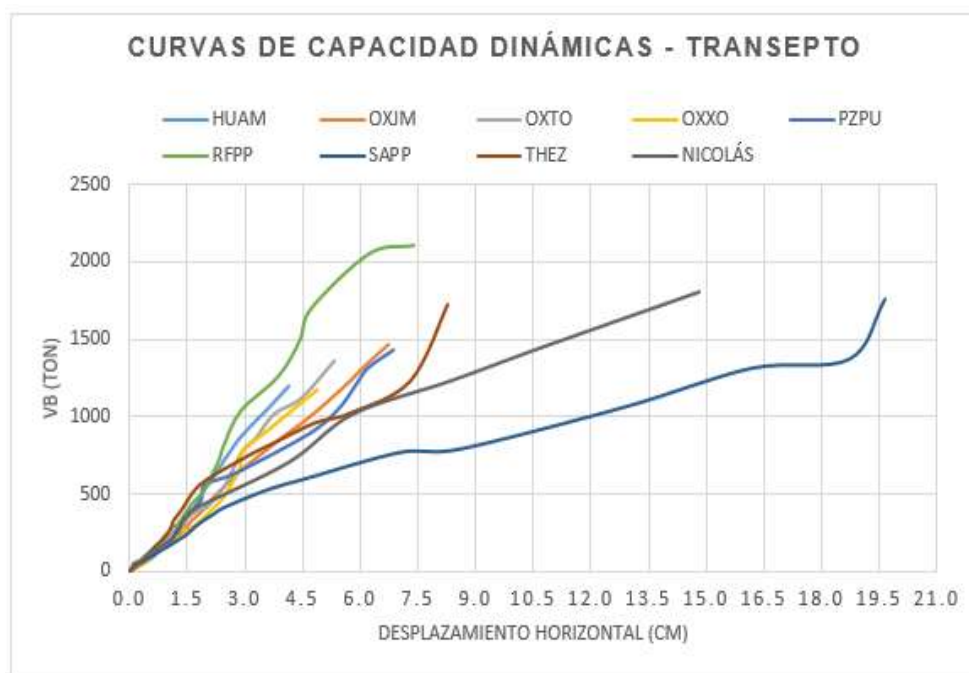


Figura 8.33. Curvas de capacidad dinámicas para el macroelemento Transepto.

En la **Figura 8.33**, se pueden apreciar las curvas de capacidad dinámicas obtenidas a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo para el macroelemento denominado Transepto, se observa cierta tendencia a la linealidad en todas las curvas de capacidad dinámicas, pero con una trayectoria semejante al inicio (antes de los 1.3 centímetros en el desplazamiento horizontal), presentando un comportamiento casi lineal y con desplazamientos horizontales de menor magnitud las curvas de capacidad dinámicas HUAM, OXTO, OXXO, y de mayores desplazamientos horizontales, las curvas de capacidad: SAPP y NICOLÁS.

Cabe recordar, que el subsuelo de la catedral de Morelia, se decidió analizar con un comportamiento elástico-lineal, ya que existen demasiadas incertidumbres y no se disponen de datos detallados y actualizados para conocer la no linealidad del suelo

ante la presencia de el paso de las ondas sísmicas y además no se conocen de manera precisa sus propiedades dinámicas del suelo.

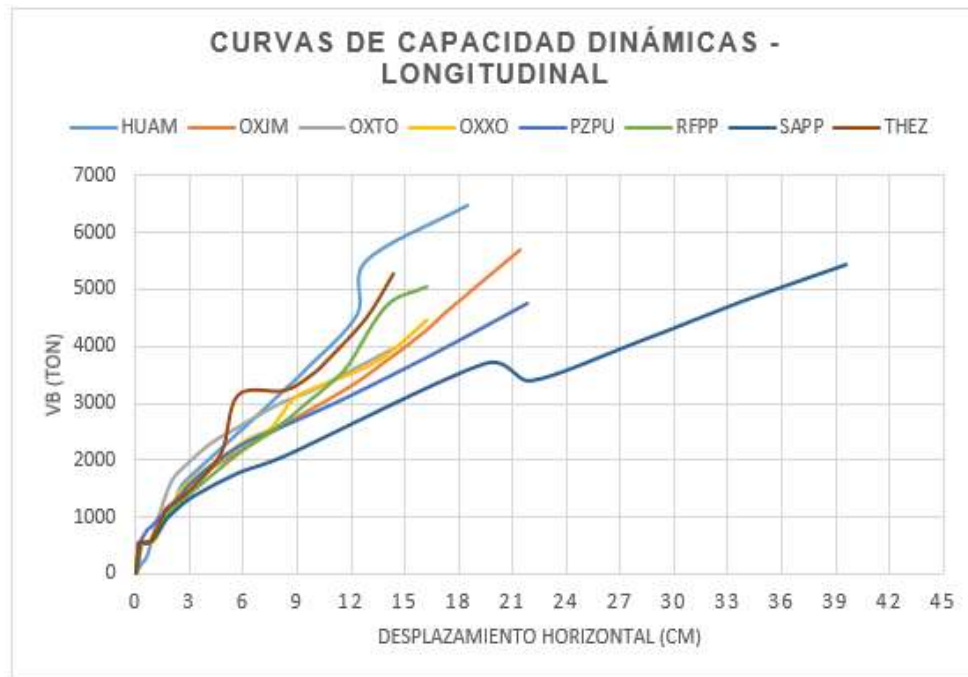


Figura 8.34. Curvas de capacidad dinámicas para el macroelemento Longitudinal.

En la **Figura 8.34**, se representan las curvas de capacidad dinámicas calculadas a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo, escalando el conjunto de acelerogramas anteriormente mencionados, de igual manera que las anteriores descritas curvas de capacidad, estas presentan una cierta tendencia a la linealidad, pero ahora se puede observar un mayor desfase entre las mencionadas curvas de capacidad, es decir, la curva de capacidad dinámica denominada SAPP, presente los mayores desplazamientos horizontales, se puede observar que la mayor parte de dichas curvas presenta un comportamiento similar, a excepción de la curva de capacidad SAPP, la curva de capacidad dinámica NICOLÁS no se calculó en este macroelemento, dado que se presentaron problemas numéricos, es decir, problemas de convergencia en el método numérico.

Comparándolas con las curvas de capacidad dinámicas de los macroelementos anteriormente descritos, podemos ver de manera clara que en el caso del macroelemento Longitudinal, los desplazamientos horizontales son de mayor magnitud, lo cual resulta debido a la mayor presencia de masa en dicho macroelemento.

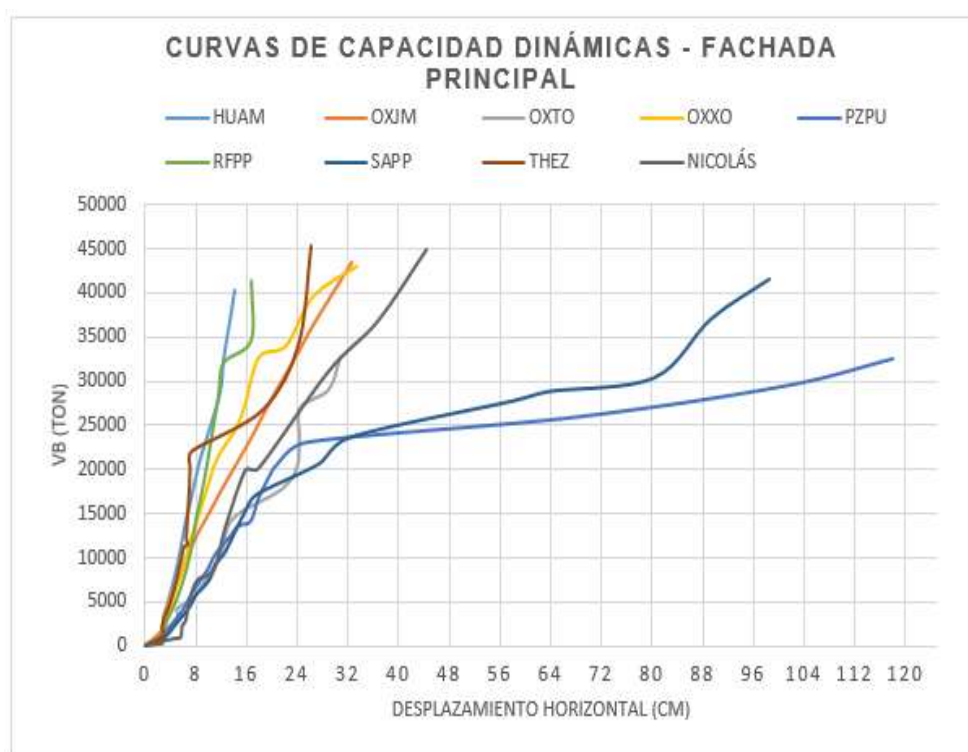


Figura 8.35. Curvas de capacidad dinámicas para el macroelemento Fachada-Principal.

En la **Figura 8.35**, se representan las curvas de capacidad dinámicas, las cuales fueron calculadas a través de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo por medio de elemento finito, cabe recordar que el punto de control en este caso es la parte más alta de la torre izquierda de la catedral de Morelia, ya que es la que mayores desplazamientos horizontales dinámicos sufre debido a la excitación dinámica del suelo inducida por los diferentes sismos. Se aprecia que la mayor parte de las curvas de capacidad presentan una tendencia lineal a excepción de la SAPP y PZPU, en las cuales se puede observar la clara tendencia a la no linealidad,

además de que son las que presentan mayores desplazamientos horizontales respecto a las otras curvas de capacidad. Es comparación con las curvas de capacidad dinámicas del macroelemento Longitudinal, existe un menor desfase en las trayectorias de dichas curvas en el macroelemento Fachada Principal, lo cual implica un adecuado comportamiento estructural ante los conjuntos de acelerogramas seleccionados

Las curvas de capacidad dinámicas relacionan la fuerza cortante basal y el desplazamiento máximo en el último entrepiso, esto en el caso particular de edificios, en nuestro caso, dichos desplazamientos quedaron representados por los puntos de control, existiendo en la mayor parte de las curvas de capacidad dinámicas respecto a cada macroelemento una tendencia hacia la linealidad en su comportamiento, con la excepción de algunas curvas de capacidad dinámicas que se puede ver más claramente una tendencia a la no linealidad.

No se realizó el cálculo de las curvas de capacidad dinámicas respecto al extradós de la puerta principal de la portada tripartita, ya que es más desfavorable el comportamiento estructural de las torres ante la presencia de sismos, generalmente todos los macroelementos presentan un adecuado comportamiento estructural ante la demanda sísmica (acelerogramas seleccionados), ya que la mayor parte de las curvas de capacidad dinámicas presentan una trayectoria definida y por lo tanto poco desfase.

Como es de saberse la catedral de Morelia es una estructura continua, la cual tiene infinitos grados de libertad y por lo tanto, infinitos modos de vibrar, por lo que es necesario pasar de una estructura de infinitos grados de libertad a un modelo de finitos grados de libertad (método de los elementos finitos), como el índice de daño más representativo para estructuras son los desplazamientos, es necesario transformar las anteriores curvas de capacidad dinámicas a espectros de capacidad, es decir, simplificar el modelo (macroelementos en Abaqus) a un sistema de un solo grado de libertad, el cual está caracterizado solamente por la rigidez del sistema y la masa.

8.4 ESPECTROS DE CAPACIDAD PARA LA CATEDRAL DE MORELIA.

Como se mencionó anteriormente, la curva de capacidad dinámica de cada macroelemento es la gráfica que relaciona la fuerza cortante basal (ordenadas) y los desplazamientos en la parte más alta de cada macroelemento (abscisas), ahora es necesario transformar dichas curvas a espectros de capacidad, lo cual se hace empleando las propiedades modales de cada macroelemento, por lo cual emplearemos el método de espectro de capacidad.

Cabe recordar que la curva de capacidad se calculó suponiendo que el primer modo fundamental de cada macroelementos es el predominante en la respuesta de dichos macroelementos, lo cual quiere decir, que se desprecian los efectos de los modos superiores.

Por lo tanto, convertiremos la curva de capacidad dinámica a un espectro de capacidad, es decir, pasaremos de tener una gráfica fuerza cortante basal vs desplazamiento máximo en la parte más alta de cada macroelemento a una gráfica con aceleración espectral (ordenadas) vs desplazamiento espectral (abscisas), cabe recordar que cada punto de la curva de capacidad dinámica debe ser transformado al espectro de capacidad empleando las propiedades modales de cada macroelemento de la catedral de Morelia, el procedimiento para realizar dicha conversión se encuentra en el ATC-40 en el cual se emplean las siguientes formulas:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \dots \dots \dots (8.41)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \right] \dots \dots \dots (8.42)$$

$$s_a = \frac{\left(\frac{V}{W}\right)}{\alpha_1} \dots\dots\dots(8.43)$$

$$s_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots(8.44)$$

Donde:

PF_1 : Representa el factor de participación modal.

α_1 : Representa el coeficiente de masa modal.

s_a : Representa la aceleración espectral.

s_d : Representa el desplazamiento espectral.

V: Representa la fuerza cortante basal.

W: Representa el peso de la estructura.

Δ_{roof} : Representa los desplazamientos horizontales asociados a la curva de capacidad.

ϕ_{i1} : Representa la amplitud del modo uno.

g: Representa el valor de la fuerza de gravedad.

w_i / g : Representa la masa asociada para cada nivel.

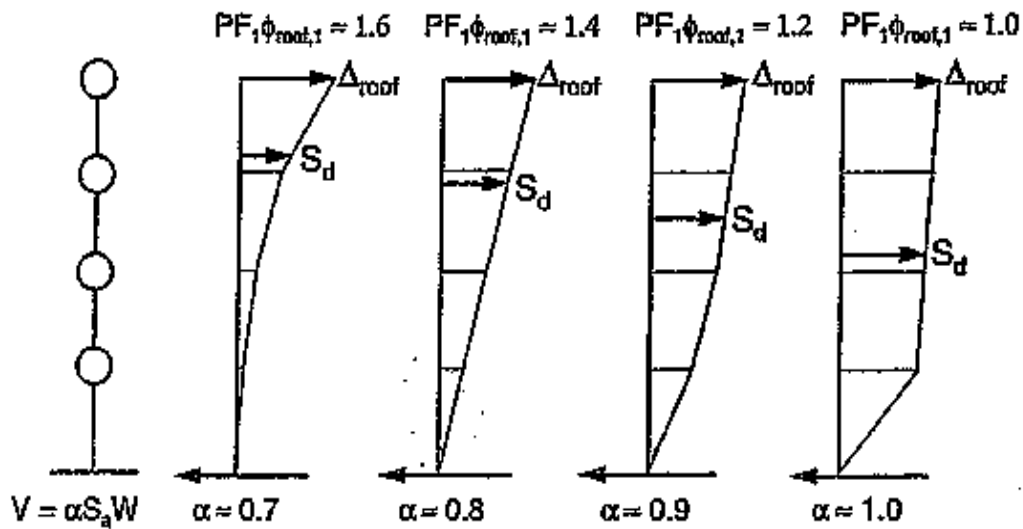


Figura 8.41. Factores de participación modal y coeficientes de masa modal (ATC-40)

En la **Figura 8.41**, se representan los factores de participación modal y los coeficientes de masa modal para un sistema de varios grados de libertad, en el cual es una excelente representación física de la relación existente entre el factor de participación modal, coeficientes de masa modales y los desplazamientos del edificio, ya que el factor de participación modal y los coeficientes de masa modal varían de acuerdo al desplazamiento relativo del edificio (ATC-40).

Como se observa, el método de espectro de capacidad es aplicado a edificios, basado en análisis estáticos no lineales simplificados (Pushover), también conocidos como análisis de empuje incremental en función de patrones de cargas aplicadas de manera lateral a la estructura, con la finalidad de representar las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura debido a una excitación dinámica del suelo por un sismo en específico, dado que dicho método trabaja en base a transformar las curvas de capacidad a espectros de capacidad empleando las propiedades modales de la estructura, resulta nuestra mejor opción.

Por lo tanto, las curvas de capacidad dinámicas obtenidas a través de análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, es necesario transformarlas a

espectros de capacidad, cada punto de las curvas de capacidad dinámicas debe ser transformado a coordenadas espectrales (aceleración espectral – desplazamiento espectral), por lo que enseguida se representan los espectros de capacidad obtenidos.

Es muy importante mencionar que el espectro de capacidad es para un sistema de un grado de libertad, en nuestro caso, la catedral de Morelia fue dividida a través de macroelementos, los cuales son elementos continuos con infinitos grados de libertad, para cual se empleó el método de los elementos finitos para discretizar la estructura y que de esta manera se tuvieran grados de libertad finitos, es decir, pasamos de un sistema continuo cuyo problema se encuentra gobernado por sistemas de ecuaciones diferenciales a un sistema gobernado por un sistema de ecuaciones algebraicas y lo simplificamos a un sistema de un grado de libertad.

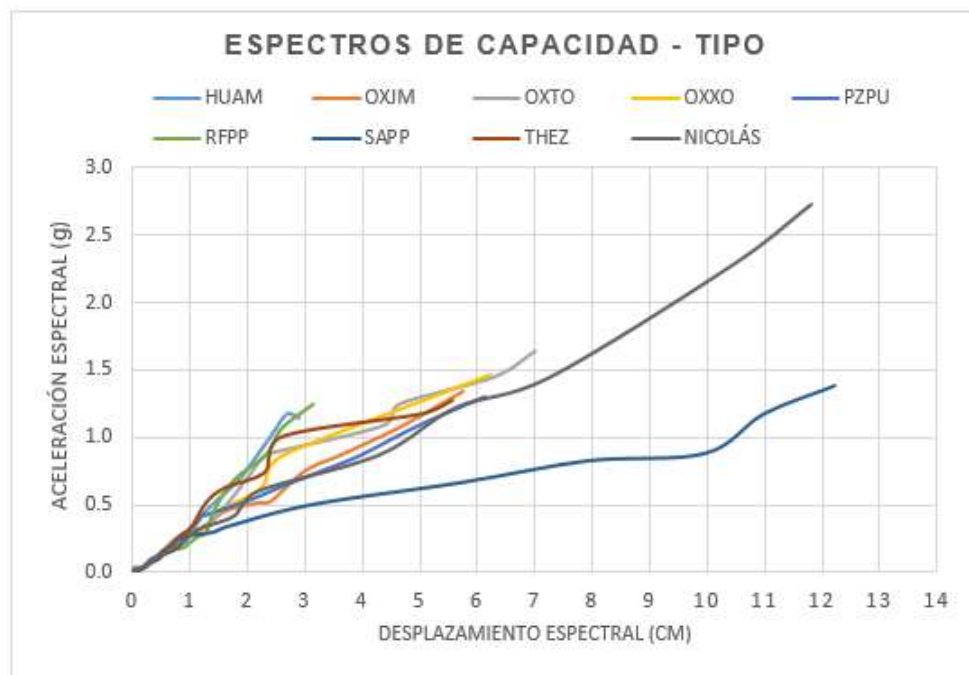


Figura 8.42. Espectros de capacidad para el macroelemento Tipo.

En la **Figura 8.42**, se observan los espectros de capacidad correspondientes al macroelemento de la catedral de Morelia denominado Tipo, se pueden apreciar que cada espectro de capacidad presenta un comportamiento diferente, es decir, los espectros de capacidad HUAM y RFPP, son los que mayor aceleración espectral respecto al menor desplazamiento espectral, existe un desfase entre todos los espectros de capacidad, ya que el espectro de capacidad SAPP, es el que mayor desplazamientos espectrales presenta y menor aceleración espectral, dicho comportamiento en general se debe a que a mayores contenidos frecuenciales se presentan menores desplazamientos espectrales, pero mayores aceleraciones espectrales, es importante mencionar que hasta el desplazamiento espectral 0.70 centímetros, todos los espectros de capacidad presentan la misma trayectoria o el mismo comportamiento.

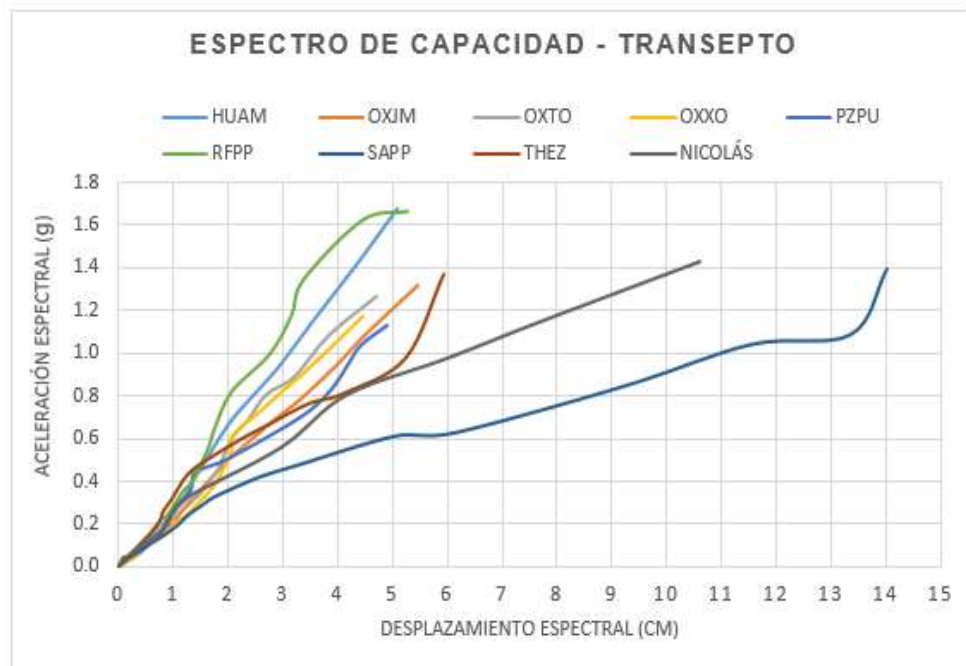


Figura 8.43. Espectros de capacidad para el macroelemento Transepto.

En la **Figura 8.43**, se representan los espectros de capacidad para el macroelemento Transepto de la catedral de Morelia, generalmente los espectros de capacidad que mayor aceleración espectral presentan, son lo que menores desplazamientos espectrales tienen, a excepción de los espectros de capacidad SAPP y NICOLÁS, los cuales son los que mayores desplazamientos espectrales presentan, el que mayor desplazamiento espectral presenta es el espectro de capacidad SAPP, todas estas diferencias respecto a cada espectro de capacidad para el macroelemento Tipo, es debido al contenido frecuencial y energético que posee cada acelerograma correspondiente al conjunto seleccionado, donde un acelerograma es la representación temporal de la aceleración del suelo en un lugar específico durante un sismo. La mayor disipación de energía ocurre con los espectros de capacidad SAPP y NICOLÁS.

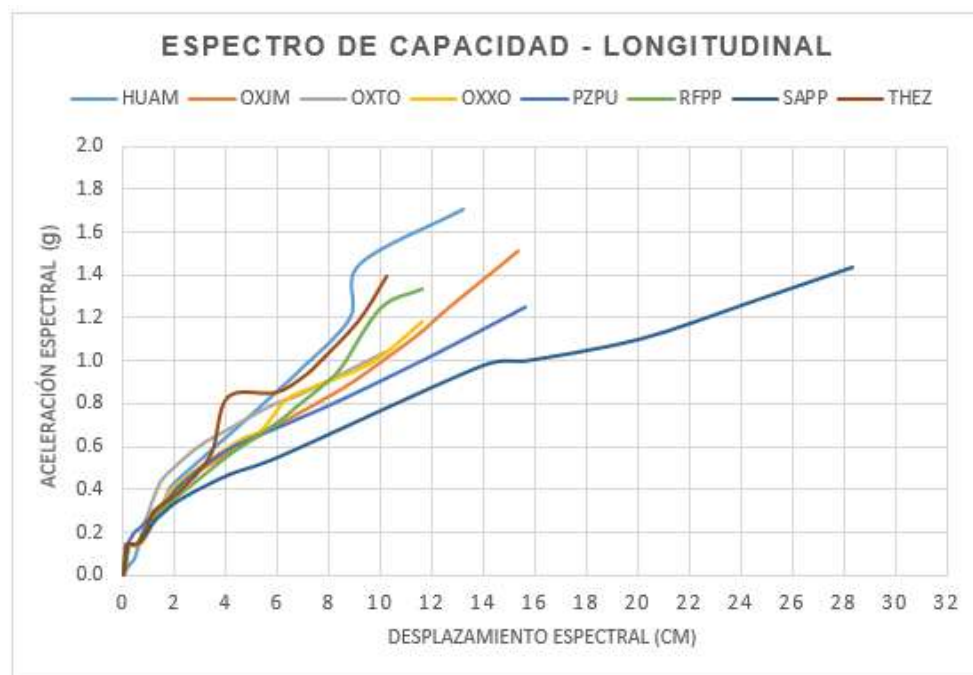


Figura 8.44. Espectros de capacidad para el macroelemento Longitudinal.

En la **Figura 8.44**, se representan los espectros de capacidad correspondientes al macroelemento Longitudinal, en el cual se pueden observar un desfase entre dichos espectros, siendo el espectro con mayor desfase el SAPP, es decir, es el espectro con mayor desplazamiento espectral, comparándolo con demás espectros de capacidad, se observa que hasta el momento todos los espectros graficados para cada macroelemento de la catedral de Morelia su trayectoria tenía una forma serpenteante, pero en este caso se observan ondulación erráticas, como se aprecia en el espectro de capacidad THEZ y SAPP, lo cual se debe a errores numéricos del programa Abaqus, generados por los intervalos de escalamiento, ya que cabe mencionar que dicho espectro fue el que mayor problemas presentó respecto a la convergencia en el análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo, la mayor parte de los espectros de capacidad tienden a la linealidad a excepción de SAPP, en el cual se puede ver de manera clara la tendencia a la no linealidad, en general la tendencia de la mayor parte de los espectros de capacidad es que a mayor aceleración espectral, menor desplazamientos espectrales, lo cual se debe a los contenidos energéticos y de frecuencias de los acelerogramas seleccionados, respecto a dichos análisis no lineales en la historia del tiempo.

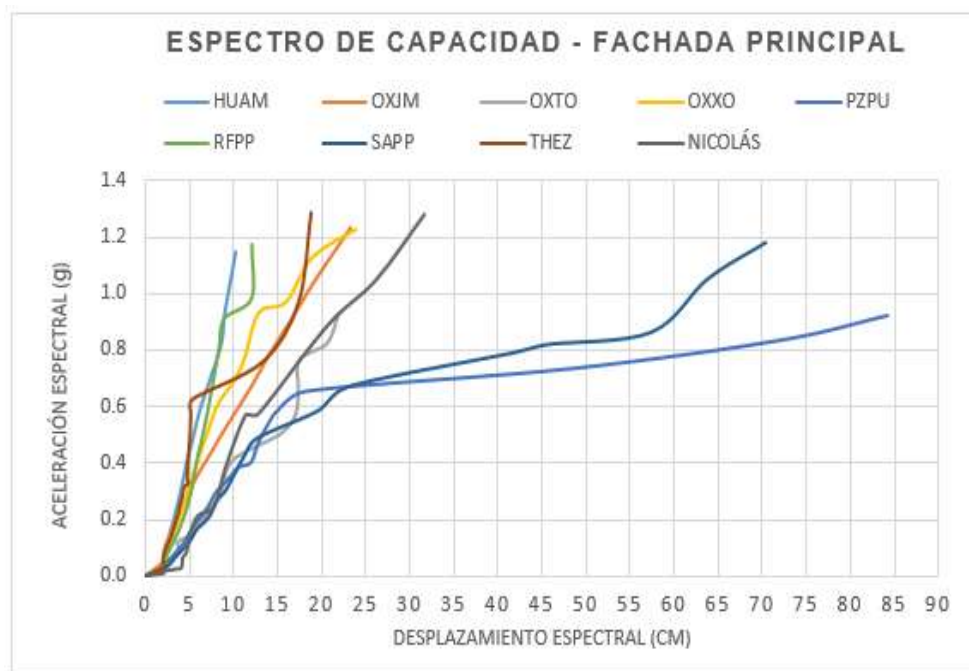


Figura 8.45. Espectros de capacidad para el macroelemento Fachada Principal.

En la **Figura 8.45**, se presentan los espectros de capacidad para el macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, en los cuales cabe recordar que el punto de control es la torre izquierda, en la parte más alta de la misma, es de observar que la mayor parte de los espectros de capacidad presentan una cierta tendencia a la linealidad a excepción de los espectros denominados PZPU y SAPP, en los cuales se puede apreciar una tendencia muy clara hacia la no linealidad, de igual manera que en el caso del macroelemento anterior, se presentan ondulaciones erráticas en los espectros OXTO, NICOLÁS, THEZ, RFPP Y OXXO, lo cual se debe a problemas numéricos del programa Abaqus, en los cuales dichos problemas numéricos ya fueron resueltos en la versión actual de dicho programa de elemento finito, claramente se puede decir que la mayor parte de los espectro de capacidad presentan una tendencia, es decir, a mayor aceleración espectral, menor desplazamiento espectral, dicho fenómeno es provocado por el contenido energético y el contenido frecuencia de los acelerogramas, cuyo nombre lo llevan los espectros de capacidad calculados y graficados a través de un análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo.

En términos generales, se presenta un comportamiento muy semejante en la mayor parte de los espectros de capacidad respecto a todos los macroelementos (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) de la catedral de Morelia, es decir, a mayor aceleración espectral se presenta menor desplazamiento espectral, debido a el contenido energético y el contenido frecuencial de cada acelerograma, es importante recordar que la catedral de Morelia es una estructura con un comportamiento estructural considerado rígido, que el suelo es analizado de manera homogénea, isotrópica y elástico-lineal, como se ha mencionado anteriormente, entre más incertidumbres se tengan respecto a los parámetros dinámicos del suelo, es mejor y se recomienda analizarlo con un comportamiento elástico-lineal.

Además se aprecia de manera muy clara que determinados espectros de capacidad presentaron una tendencia a la no linealidad, lo cual quiere decir, que existe una mejor redistribución de las fuerzas internas en los macroelementos ante la excitación dinámica del suelo inducido por un conjunto de sismos específicos, existiendo mayor disipación de energía, lo cual se observó en los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo sin escalar los acelerogramas, ya que los desplazamientos en la mayor parte de los casos son de menor magnitud, si comparamos los resultados entre un análisis elástico-lineal en la historia del tiempo y uno no lineal.

Respecto a las ondulaciones erráticas que se presentaron en los espectros de capacidad asociados a los macroelementos Longitudinal y Fachada Principal, se deben a errores numéricos en el programa de uso Abaqus, los cuales fueron ya corregidos en la versión actual, los cuales se generan debido a problemas de convergencia por el escalamiento de los acelerogramas.

8.5 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LA CATEDRAL DE MORELIA.

Anteriormente se presentaron los espectros de capacidad para los macroelementos de la catedral de Morelia (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal), considerando la no linealidad del material (cantera) y como lineal el comportamiento del suelo, cabe mencionar que los efectos $P-\Delta$ en la catedral de Morelia no son posibles, ya que presenta un comportamiento estructural rígido, debido a lo masiva que es la construcción (espesor de sus muros, pilares, pilastras, bóvedas, cimentación, etc.), por lo que los desplazamientos horizontales son de poca magnitud. Con la finalidad de medir la vulnerabilidad sísmica de la catedral de Morelia, es necesario calcular curvas de fragilidad, pero antes es necesario calcular umbrales de daño, para lo cual es necesario calcular el espectro bilineal para cada macroelemento de la catedral de Morelia en base a los espectros de capacidad calculados con el conjunto de acelerogramas y que se describieron en el subcapítulo

anterior. La finalidad es representar al espectro de capacidad mediante una curva bilineal en la cual se obtienen 2 puntos muy importantes, es decir, el punto de la capacidad de cedencia de la estructura (a_y , d_y) y el punto de la capacidad última de la estructura (a_{pi} , d_{pi}), los cuales se pueden apreciar en la siguiente figura.

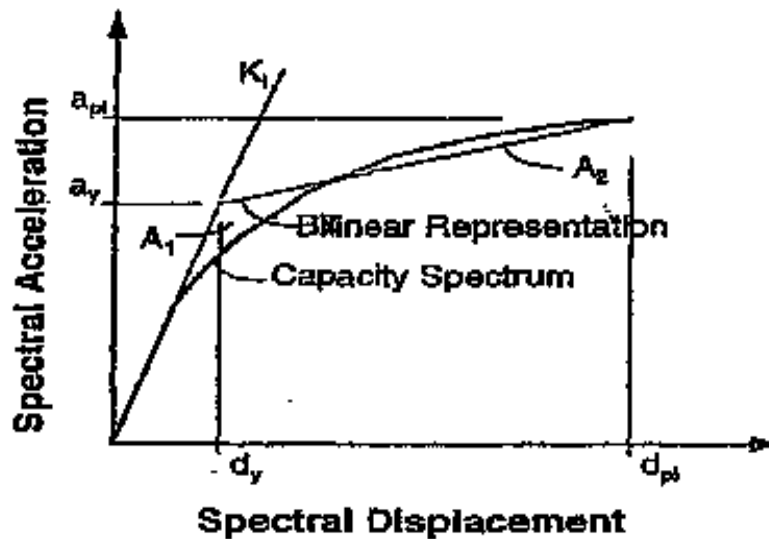


Figura 8.511. Representación bilineal del espectro de capacidad (ATC-40).

En la **Figura 8.511**, se puede apreciar la bilinealización del espectro de capacidad, en donde se aprecian los 2 puntos que lo definen, el punto de cedencia de la estructura (a_y , d_y), el cual principalmente representa el desplazamiento en la estructura para el cual comienza la no linealidad respecto a la respuesta de la estructura, el punto de capacidad última de la estructura (a_{pi} , d_{pi}), el cual representa el desplazamiento espectral para el cual en la estructura se ha originado un mecanismo de colapso o inestabilidad estructural.

Donde:

a_y : Representa la aceleración espectral respecto al punto de cedencia.

a_{pi} : Representa la aceleración espectral respecto al punto de capacidad última.

d_y : Representa el desplazamiento espectral respecto al punto de cedencia.

d_{pi} : Representa el desplazamiento espectral respecto al punto de capacidad última.

Con la bilinealización del espectro de capacidad, podemos calcular la ductilidad de desplazamiento la estructura, para nuestro caso, para cada macroelemento (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) de la catedral de Morelia con la siguiente fórmula:

$$\mu_{Desplazamiento} = \frac{d_{pi}}{d_y} = \frac{D_u}{D_y} \dots\dots\dots(8.51)$$

Dado a la variación en trayectoria de los espectros de capacidad de cada macroelemento de la catedral de Morelia, al igual que a su comportamiento estructural, se proponen 2 opciones en paralelo para obtener un espectro de capacidad representativo de cada macroelemento, con la finalidad de realizar una comparación entre ambas opciones, dichas opciones son las siguientes:

1. Calcular el promedio de los espectros de capacidad (promedio de las coordenadas espectrales) respecto a cada macroelemento de la catedral de Morelia, cuyo punto máximo de promedio queda definido como el desplazamiento espectral máximo obtenido en el espectro de menor desplazamiento espectral del conjunto de espectros asociados a cada macroelemento.
2. Se propone la bilinealización del espectro de capacidad con mayor tendencia a la no linealidad, mayores desplazamientos espectrales y que presente un mayor desfase entre todos los espectros del conjunto, asociados a cada macroelemento de la catedral de Morelia, con la finalidad de analizar a la catedral de Morelia (macroelementos) bajo el concepto de mínima capacidad.

Empezaremos con la primera opción, la cual es calcular el promedio de las coordenadas espectrales para cada conjunto de macroelementos de la catedral de Morelia, los cuales los representamos enseguida:

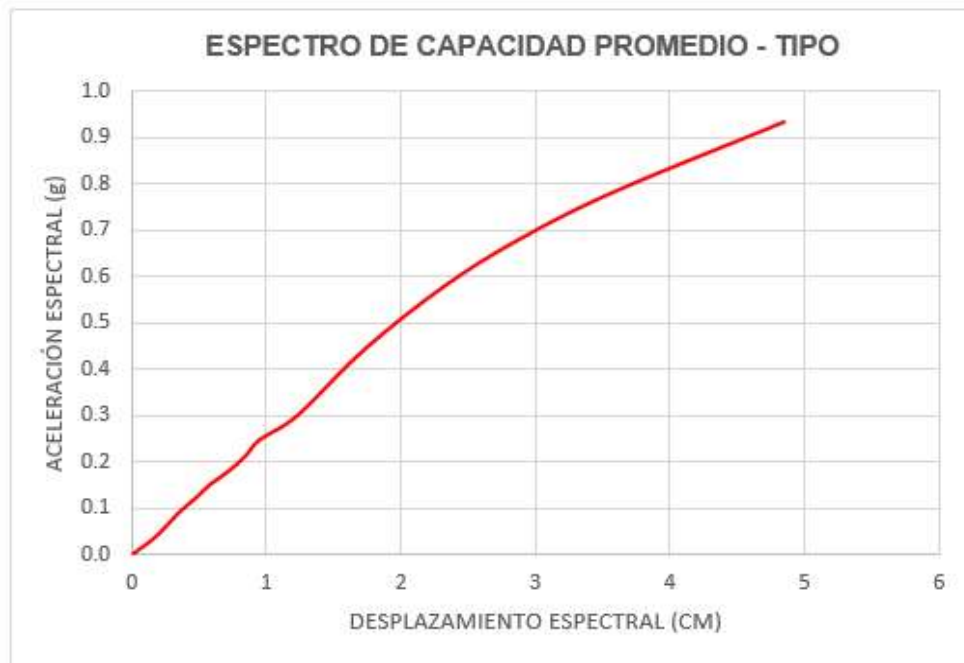


Figura 8.512. Espectro de capacidad promedio para el macroelemento Tipo.

En la **Figura 8.512**, se observa el promedio de los espectros de capacidad para el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia, en el cual se puede ver que presenta un mejor comportamiento respecto a la trayectoria, se observa una cierta tendencia a la no linealidad, con una aceleración espectral máxima de 0.94 g y un desplazamiento espectral máximo de 4.9 centímetros.



Figura 8.513. Espectro de capacidad promedio para el macroelemento Transepto.

En la **Figura 8.513**, se representa el promedio de los espectros de capacidad del macroelemento Transepto de la catedral de Morelia, es interesante mencionar que presenta una cierta tendencia a la linealidad, con un desplazamiento espectral máximo de 5.15 centímetros y una aceleración máxima espectral de 1.1 g, ya no se presentan las ondulaciones erráticas debido al proceso numérico del programa Abaqus.

Las ondulaciones erráticas que se comienzan a presentar en los macroelementos Transepto, Longitudinal y Fachada Principal son debido a problemas numéricos presentados en el programa de uso Abaqus, el cual no acepta ciertos factores de amplificación en el escalamiento de los acelerogramas, provocando el fenómeno de no convergencia en el método numérico del análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo. Por lo cual se recomienda especial cuidado al momento de la no convergencia, ya que la inestabilidad de varios elementos finitos provoca que se generen resultados incorrectos.

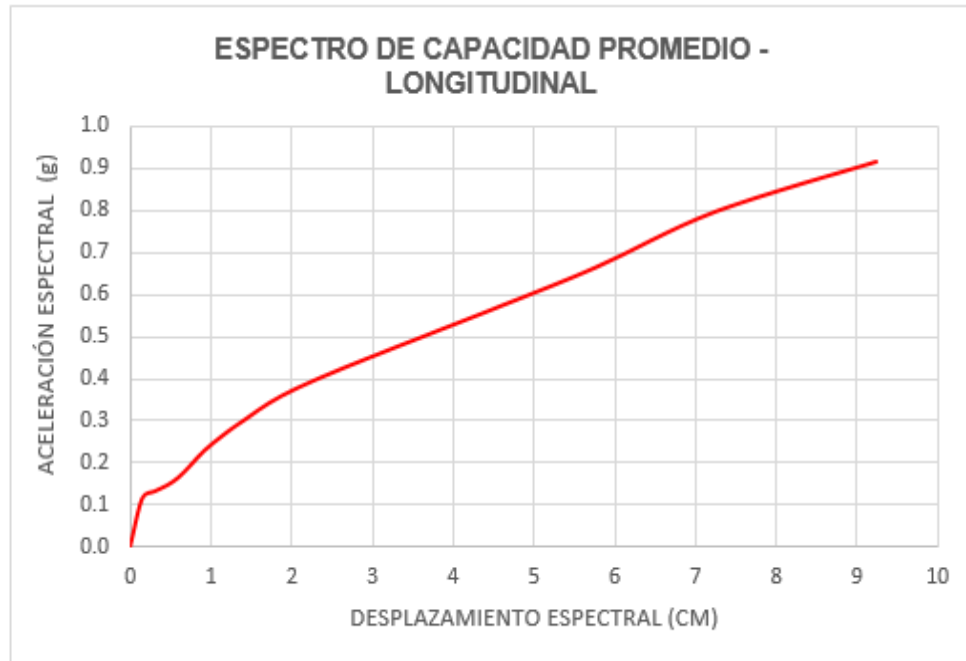


Figura 8.514. Espectro de capacidad promedio para el macroelemento Longitudinal.

En la **Figura 8.514**, se aprecia el espectro calculado promedio respecto al macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia, las ondulaciones erráticas se presentan al inicio del espectro, debido a varios problemas de convergencia que se presentaron en el análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo, su desplazamiento espectral máximo calculado es de 9.24 centímetros y la aceleración máxima espectral calculada es de 0.86 g, es interesante mencionar una cierta tendencia a la no linealidad, presentándose una trayectoria serpenteante, cabe recalcar que en este macroelemento no se calculó el espectro de capacidad NICOLÁS, debido a problemas de convergencia en el programa Abaqus.

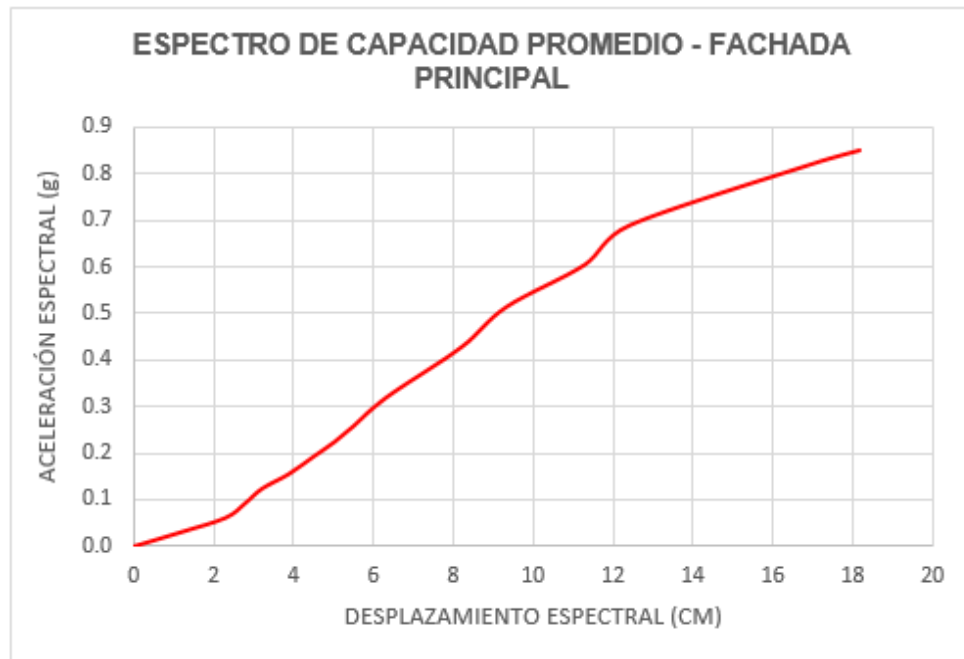


Figura 8.515. Espectro de capacidad promedio para el macroelemento Longitudinal.

En la **Figura 8.515**, se representan el espectro de capacidad promedio del macroelemento de la catedral de Morelia, se puede apreciar como la presencia de las ondulaciones erráticas no son tan notorias respecto a los espectros de capacidad promedio obtenidos en los otros macroelementos de la catedral de Morelia, presenta una cierta tendencia a la no linealidad, con desplazamiento espectral máximo de 18.2 centímetros y una aceleración máxima espectral de 0.85 g, de igual manera que el macroelemento Longitudinal, se presentaron problemas numéricos en el programa Abaqus, debido a que ciertos factores de amplificación, generaban dichos problemas, además de la geometría tan compleja del macroelemento.

Ahora representaremos la 2 opción, respecto al concepto de la mínima capacidad de la estructura, en los cuales mostraremos los espectros de capacidad de menor aceleración espectral y mayores desplazamientos espectrales para cada macroelemento de la catedral de Morelia.



Figura 8.516. Espectro de mínima capacidad para el macroelemento Tipo.

En la **Figura 8.516**, se representa el espectro de mínima capacidad (SAPP) obtenido del conjunto (9 espectros de capacidad) de espectros de capacidad para el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia, en el cual se puede apreciar que se presentan ondulaciones erráticas antes del desplazamiento espectral de 1 centímetro, debido a problemas numéricos presenten en el programa Abaqus generados por la geometría del macroelemento y por los factores de amplificación al momento de escalar el acelerograma en el análisis dinámico en la historia del tiempo.

El espectro de mínima capacidad presenta una cierta tendencia a la no linealidad, en este caso se recortó el espectro de capacidad, ya que, de no hacerlo, bilinealizar dicho espectro es muy complejo, debido a que en su parte final presentaba ondulaciones erráticas. Por lo que el desplazamiento espectral máximo es de 10 centímetros y la aceleración máxima espectral es de 0.88 g.



Figura 8.517. Espectro de mínima capacidad para el macroelemento Transepto.

En la **Figura 8.517**, se representa el espectro de mínima capacidad (SAPP) para el macroelemento Transepto de la catedral de Morelia, con una tendencia a la no linealidad, su trayectoria es muy serpenteante, pero teniendo una forma definida, se recortó 0.7 centímetros de desplazamiento espectral debido a la presencia de ondulaciones, las cuales complicarían de manera drástica la bilinealización del espectro, por lo que su desplazamiento espectral máximo es de 13.37 centímetros y su aceleración espectral máxima es de 1.1 g.

En la **Figura 8.518**, se representa el espectro de mínima capacidad del macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia, el cual presenta una aceleración máxima espectral de 1.4 g, con un desplazamiento espectral máximo de 28.3 centímetros, presenta un cambio drástico al inicio del espectro de capacidad debido al factor de escalamiento del acelerograma correspondiente (SAPP) en el análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo.

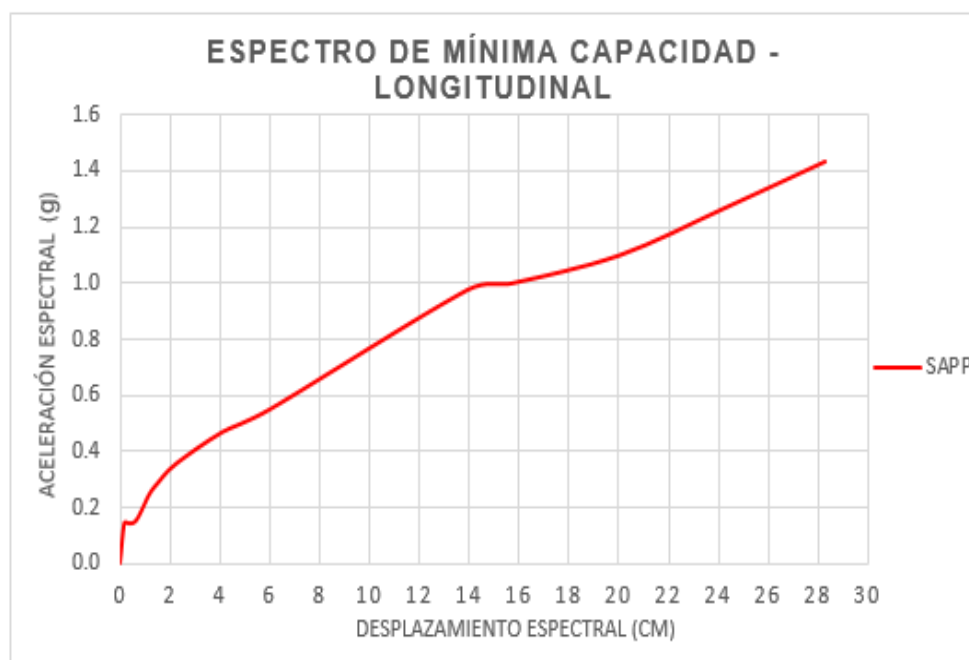


Figura 8.518. Espectro de mínima capacidad para el macroelemento Longitudinal.

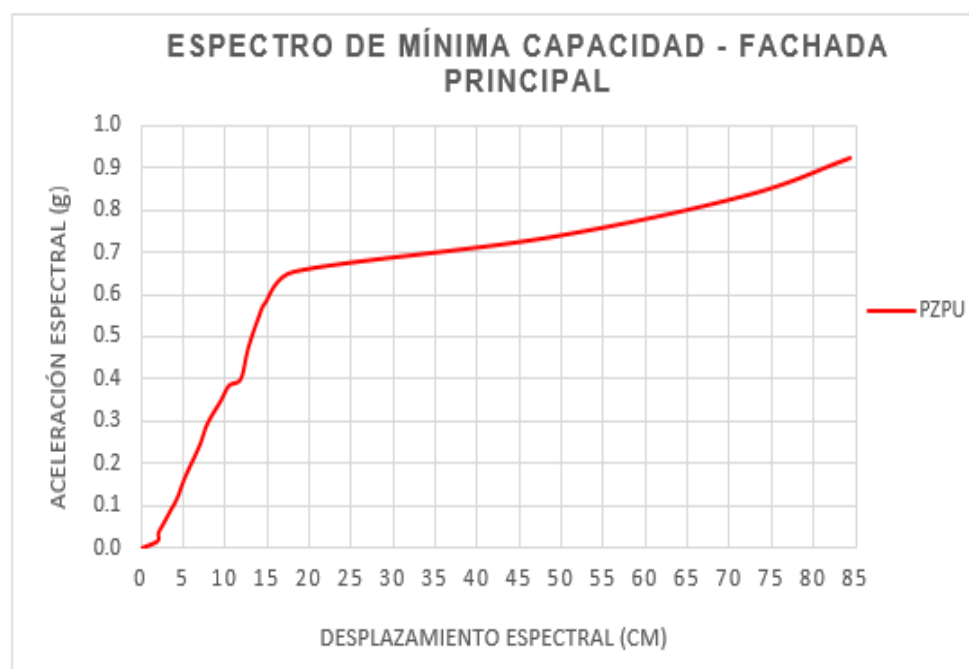


Figura 8.519. Espectro de mínima capacidad para el macroelemento Fachada Principal.

En la **Figura 8.519**, se representa el espectro de mínima capacidad (PZPU) para el macroelemento de la catedral de Morelia, el cual presenta un desplazamiento espectral máximo de 84.3 centímetros y una aceleración máxima espectral de 0.92 g, es interesante mencionar que dicho espectro presenta una tendencia a la no linealidad y es muy semejante a un espectro bilinealizado, en su trayectoria se pueden apreciar pequeñas ondulaciones erráticas debido a los factores de amplificación del acelerograma (PZPU), a la geometría del macroelemento y a los múltiples problemas de convergencia que se tuvieron en el programa de uso Abaqus. Por lo que podemos decir que es el espectro de capacidad mejor definido respecto a un espectro de capacidad bilineal en comparación con los demás espectros de capacidad obtenidos para los diferentes macroelementos de la catedral de Morelia.

Para bilinealizar los espectros de capacidad o en su caso curvas de capacidad obtenidas mediante un análisis estático incremental no lineal (pushover) existen algunos métodos, como lo son: mínimos cuadrados y áreas iguales, el método de las áreas iguales es el que emplearemos para bilinealizar los diferentes espectros de capacidad calculados para los diversos macroelementos (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) de la catedral de Morelia.

El criterio de áreas iguales es el más utilizado en la comunidad científica y en la programación de programas destinados a la ingeniería estructural, ya que es muy simple el criterio, es decir, el área bajo la curva del espectro de capacidad debe ser igual al área bajo la curva del espectro de capacidad bilineal, hablando en términos de análisis estáticos incrementales no lineales (Pushover), el área bajo la curva de capacidad (energía disipada por la estructura que está sometida a un patrón incremental estático de cargas laterales, con la finalidad de representar las fuerzas sísmicas) debe ser igual al área debajo de la curva de capacidad bilineal, en términos simples, la energía disipada por la estructura (área debajo de la curva de capacidad) debe ser igual a la energía disipada por el sistema elastoplástico (área debajo de la idealización de la curva de capacidad bilineal).

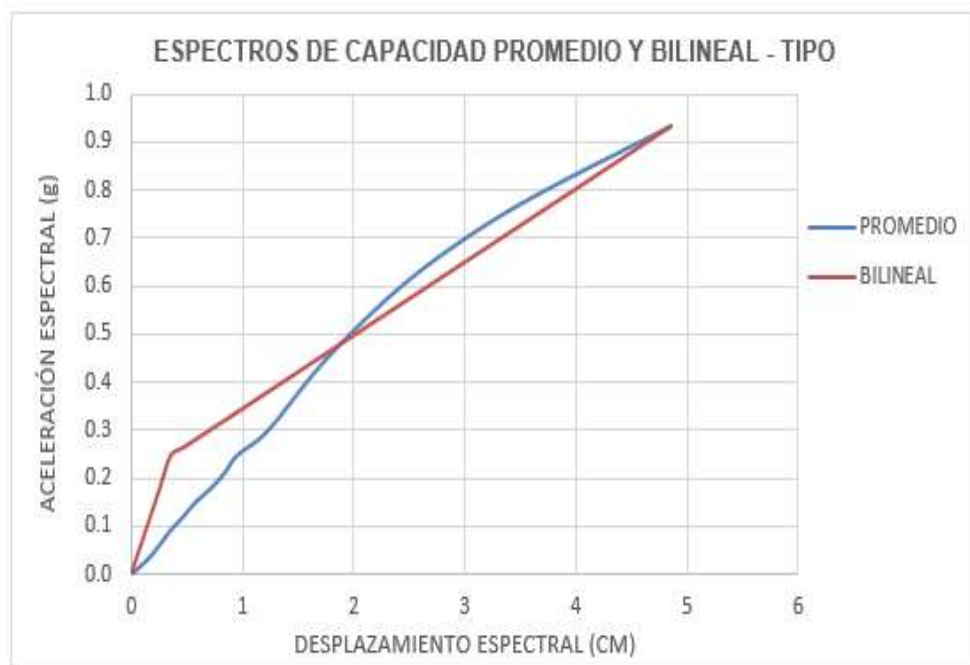


Figura 8.520. Espectro de capacidad promedio y su bilinealización para el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia.

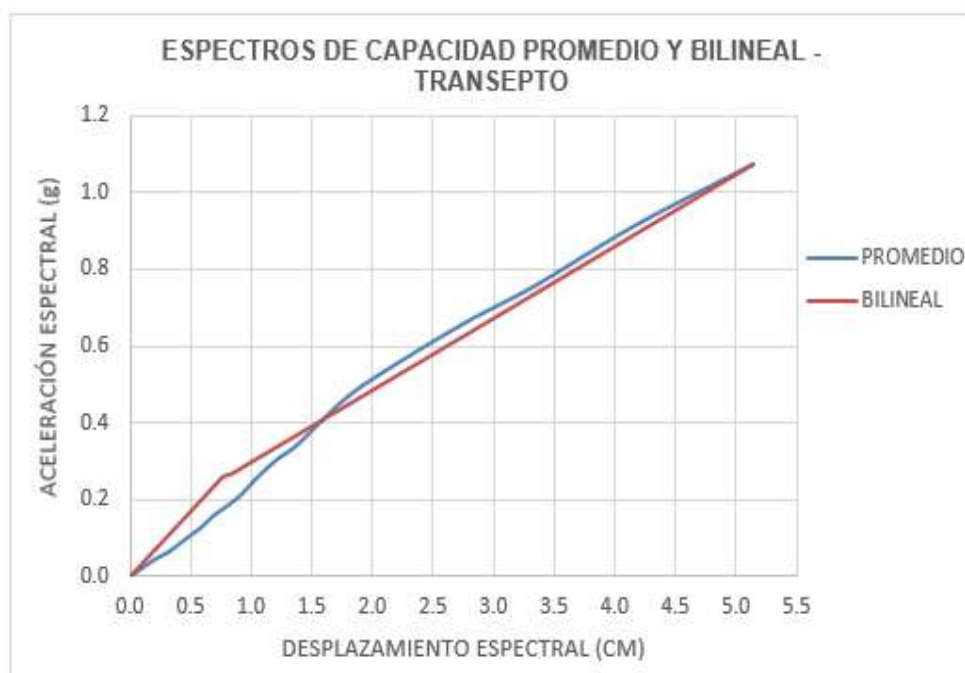


Figura 8.521. Espectro de capacidad promedio y su bilinealización para el macroelemento Transepto de la catedral de Morelia.

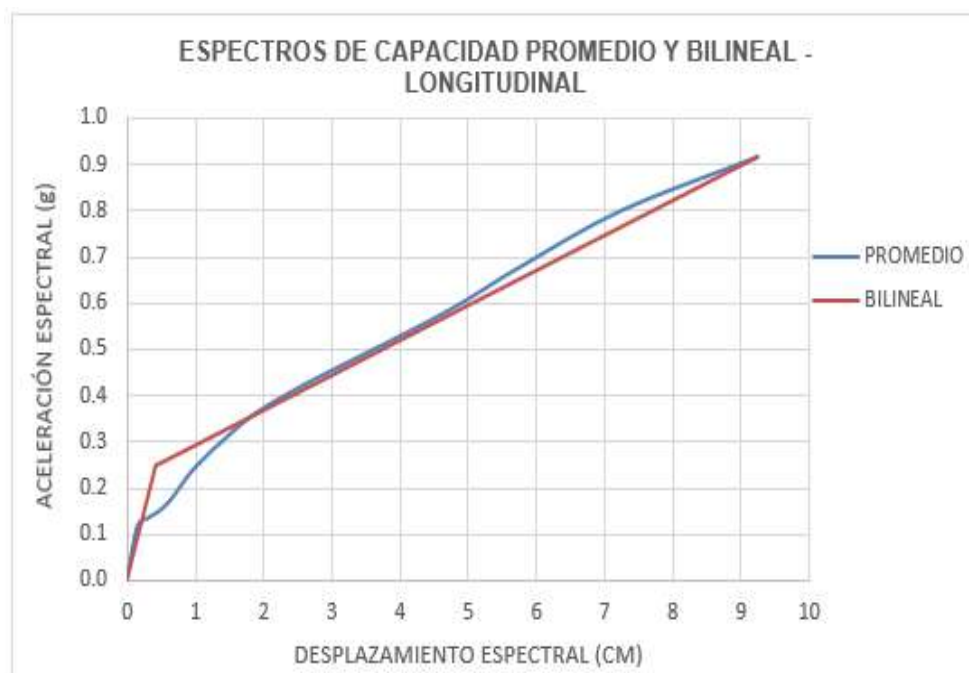


Figura 8.522. Espectro de capacidad promedio y su bilinealización para el macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia.

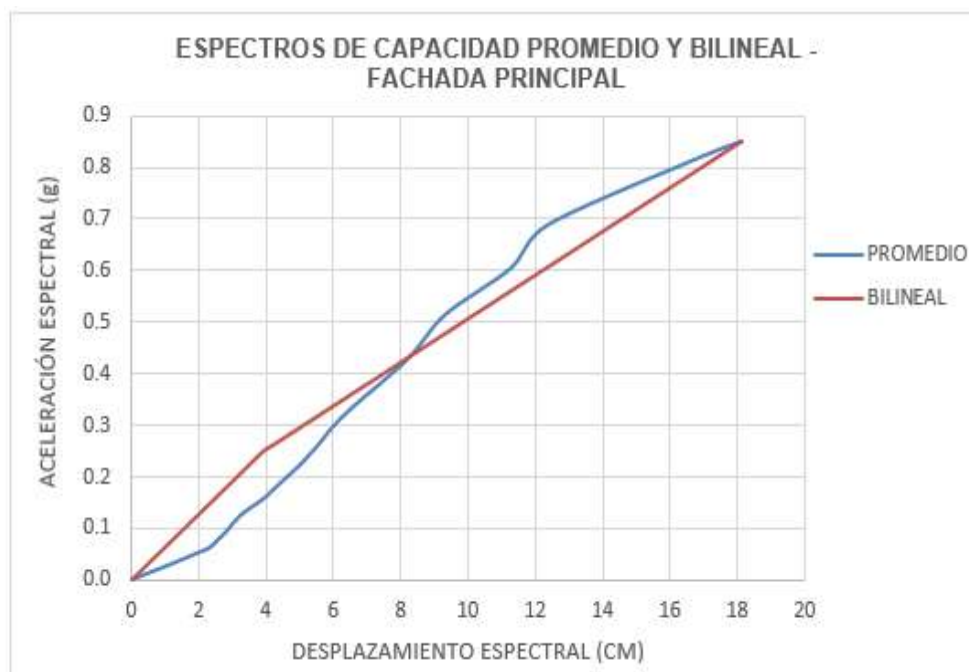


Figura 8.523. Espectro de capacidad promedio y su bilinealización para el macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia.

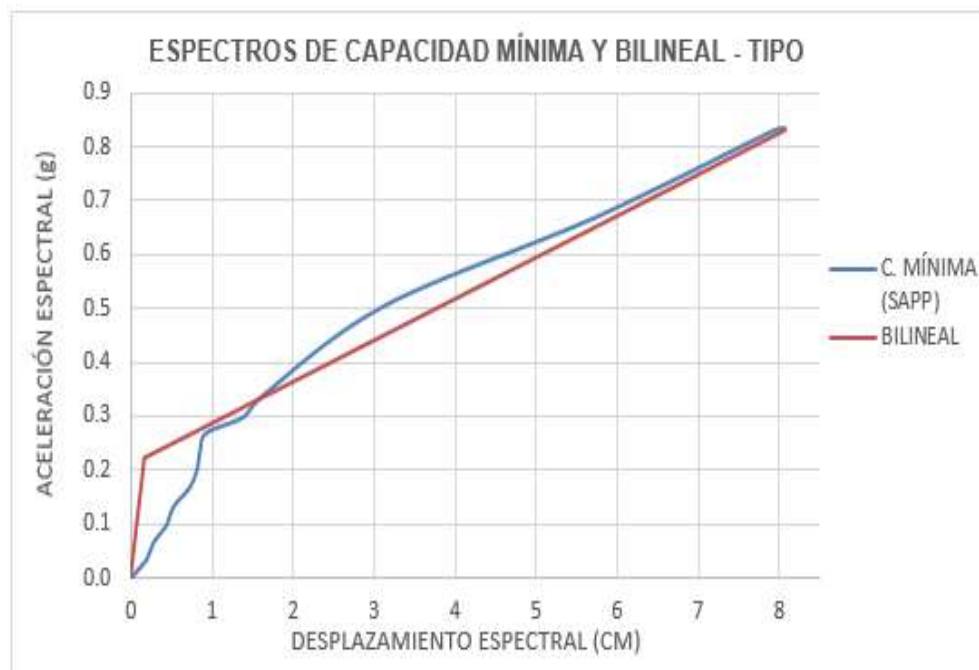


Figura 8.524. Espectro de mínima capacidad (SAPP) y su bilinealización correspondiente al macroelemento Tipo de la catedral de Morelia.

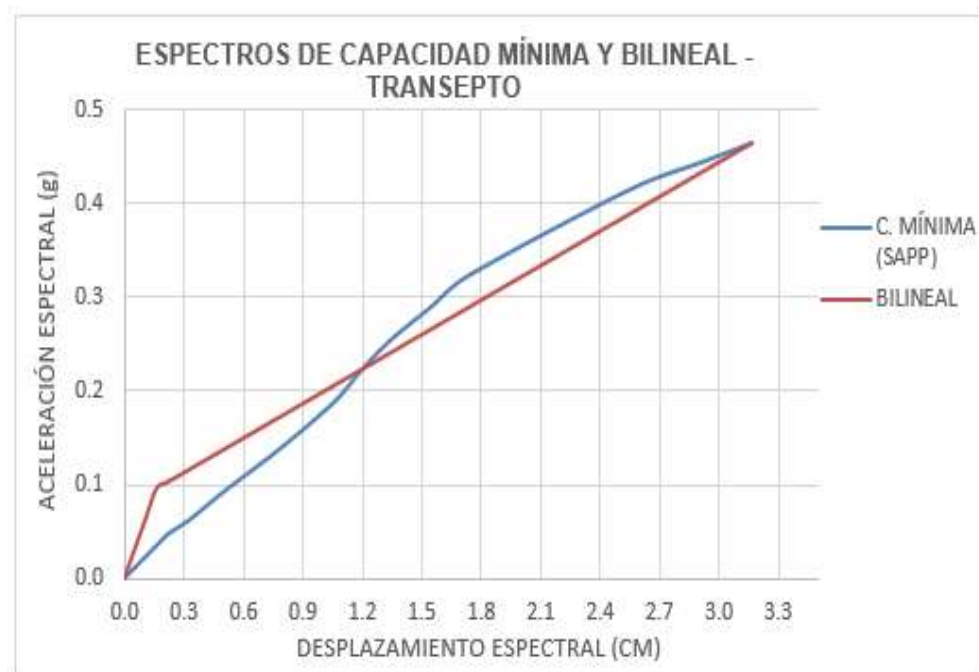


Figura 8.525. Espectro de mínima capacidad (SAPP) y su bilinealización correspondiente al macroelemento Transepto de la catedral de Morelia.

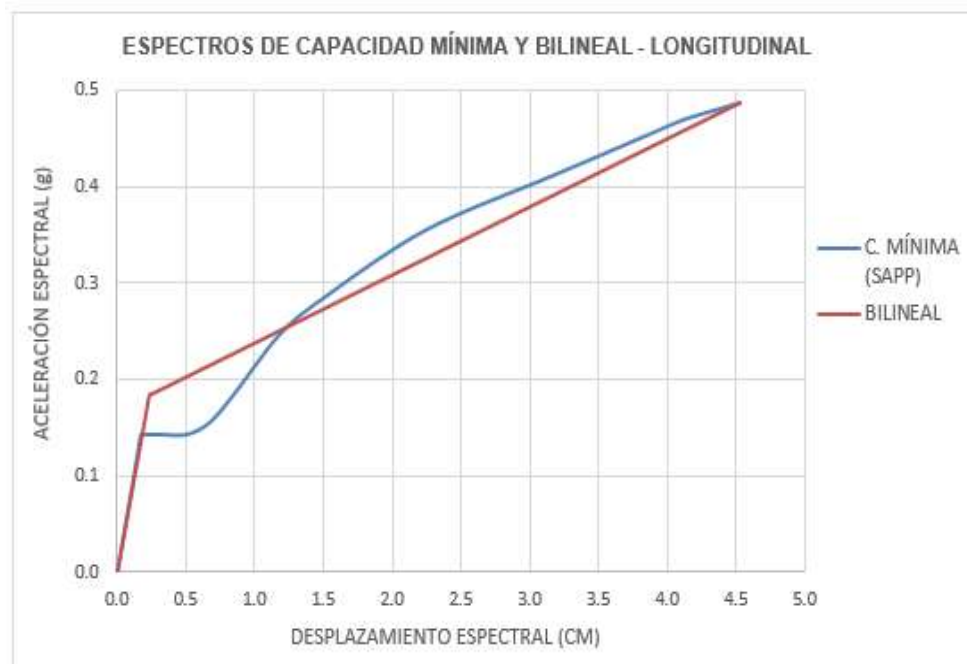


Figura 8.526. Espectro de mínima capacidad (SAPP) y su bilinealización correspondiente al macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia.



Figura 8.527. Espectro de mínima capacidad (PZPU) y su bilinealización correspondiente al macroelemento Fachada principal de la catedral de Morelia.

La finalidad de la bilinealización de los espectros de capacidad correspondientes para cada macroelemento (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) de la catedral de Morelia es para obtener el punto de cedencia y el punto del espectro bilineal con la finalidad de calcular los umbrales de daño para la catedral de Morelia.

Debido a que en nuestro país no se pone énfasis en el comportamiento estructural de edificios históricos, existe poca información para relacionar los umbrales de daño con una estructura en específica del patrimonio mexicano, ya que los edificios históricos en la república mexicana presentan geometrías muy complejas e irregulares, tanto en planta, como en elevación, además de que no todas estas estructuras fueron construidas con cantera, algunas son de piedra de mala calidad, adobe, madera o una combinación de todos estos materiales.

Por lo tanto, los umbrales de daño, en función de los desplazamientos espectrales obtenidos mediante la bilinealización de cada espectro de capacidad correspondiente a los diferentes macroelementos de la catedral de Morelia, son calculados en base a los propuestos por las personas o persona que más ha trabajado en el mundo este tipo de edificios históricos ante la excitación dinámica del suelo inducida por sismos. Dichos desplazamientos espectrales definen de manera gráfica en el espectro bilineal rangos de daños, los cuales están en función de los desplazamientos espectrales.

Cabe recordar que se están considerando 2 opciones para la bilinealización de los espectros de capacidad, el promedio del conjunto de espectro de capacidad correspondientes a cada macroelemento y el concepto de mínima capacidad, para las cuales realizaremos comparaciones entre sí, con la finalidad de comparar la influencia de ambas opciones en los umbrales de daño asociados.

En otros países se han estudiado el comportamiento de los edificios históricos ante la presencia de sismos, generalmente países de Europa, debido a sus majestuosas

catedrales y edificios históricos muy bien conservados, al igual que a la cultura y educación que poseen sus habitantes.

Lagomarsino (2003), propuso umbrales de daño, en función de los desplazamientos espectrales, dichos umbrales de daño se encuentran basados en la escala macrosísmica de la unión europea, los cuales son los más adecuados para nuestro trabajo, cabe recordar que el mejor índice de daño en una estructura son los desplazamientos horizontales, por lo tanto, los umbrales de daño basados en la escala macrosísmica de la unión europea se representan enseguida.

Umbrales de Daño	Desplazamientos Espectrales	Descripción del Daño
Sd1	$0.7 \cdot s_{dy}$	Ligero
Sd2	s_{dy}	Moderado
Sd3	$s_{dy} + 0.25 \cdot (s_{du} - s_{dy})$	Extensivo
Sd4	s_{du}	Colapso

Figura 8.528. Umbrales de daño en función de los desplazamientos espectrales para cada macroelemento de la catedral de Morelia.

En la **Figura 8.528**, se representan los umbrales de daño en función de los desplazamientos espectrales que se calcularon en la bilinealización de los espectros de capacidad para los diferentes macroelementos, donde:

S_{dy}: Representa el desplazamiento espectral en el punto de cedencia.

S_{du}: Representa el ultimo desplazamiento espectral del espectro bilineal (colapso).

Sd1: Representa daño leve, su límite es antes del punto de cedencia.

Sd2: Representa el daño moderado, es el punto de cedencia en el espectro.

Sd3: Representa el daño extensivo, su rango es después del punto de cedencia.

Sd4: Representa daño por colapso (estructura muy dañada, colapsos parciales).

En la **Figura 8.529**, se representa un ejemplo de los umbrales de daño en función de los desplazamientos espectrales del espectro de capacidad bilinealizado, se pueden apreciar los límites entre los diferentes rangos, los cuales se encuentran delimitados por los umbrales de daño en función de los desplazamientos

espectrales. Donde los umbrales de daño describen un rango de daño en la estructura.

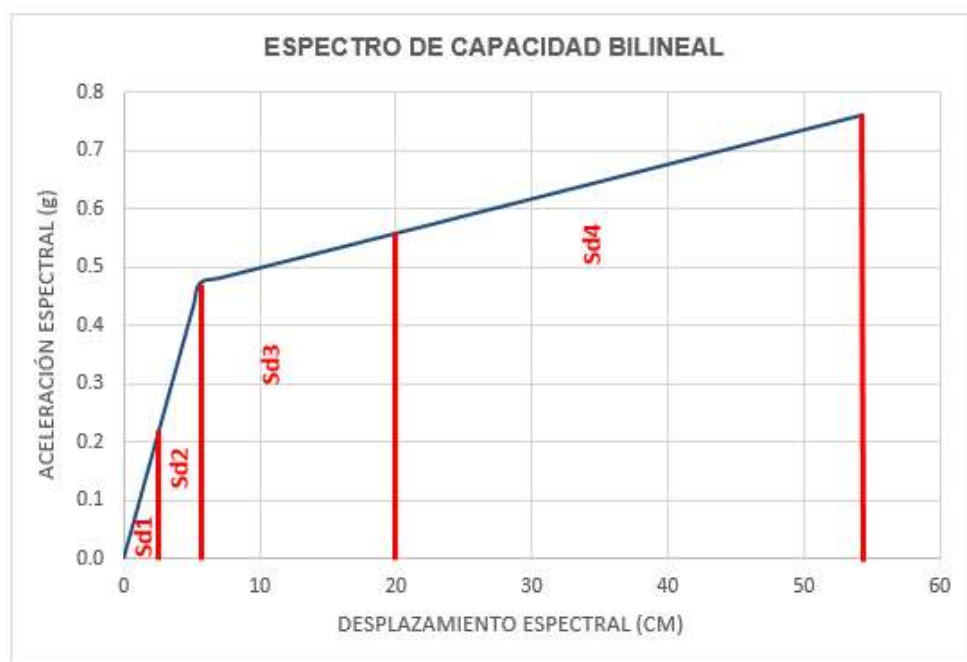


Figura 8.529. Umbrales de daño en función de los desplazamientos espectrales del espectro de capacidad bilinealizado.

	Umbrales de Daño (CM)			
Macroelemento	Sd1	Sd2	Sd3	Sd4
Tipo	0.250	0.357	1.481	4.854
Transepto	0.511	0.730	1.834	5.147
Longitudinal	0.296	0.422	2.627	9.240
Fachada Principal	2.726	3.894	7.460	18.156

Figura 8.530. Umbrales de daño respecto a los macroelementos de la catedral de Morelia (1 opción).

En la **Figura 8.530**, se representan los umbrales de daño asociados a cada macroelemento de la catedral de Morelia, los cuales corresponden a la primera opción (promedio de los espectros de capacidad de cada macroelemento), es muy interesante mencionar que cada macroelemento posee diferentes desplazamientos espectrales de colapso.

	Umbrales de Daño (CM)			
Macroelemento	Sd1	Sd2	Sd3	Sd4
Tipo	0.121	0.173	2.145	8.061
Transepto	0.114	0.162	0.912	3.163
Longitudinal	0.162	0.232	1.289	4.462
Fachada Principal	3.921	5.602	17.768	54.269

Figura 8.531. Umbrales de daño respecto a los macroelementos de la catedral de Morelia (2 opción).

En la **Figura 8.531**, se representan los umbrales de daño respecto a cada macroelemento de la catedral de Morelia, en este caso para la segunda opción, la cual, es el concepto de mínima capacidad, el cual se explicó anteriormente, de igual manera que la opción anterior, cada macroelemento de la catedral de Morelia posee diferentes desplazamientos de colapso.

Por lo tanto, es obvio que los desplazamientos espectrales son de menor magnitud en la opción de mínima capacidad, lo cual se puede apreciar en las figuras anteriores, por lo cual tenemos diferentes umbrales de daños para cada macroelemento de la catedral de Morelia, lo cual implica que no existe una vulnerabilidad global en la catedral de Morelia, sino que presenta diferentes vulnerabilidades, debido a su compleja geometría, tanto en planta, como en elevación, lo cual implica cambios de rigideces drásticos en toda la catedral de Morelia.

Dada la importancia de este trabajo y a los datos obtenidos mediante los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, es necesario relacionar los umbrales de daño calculados para las 2 opciones (promedio de los espectros de capacidad y concepto de capacidad mínima) con la probabilidad de ocurrencia, como lo son las curvas de fragilidad, las cuales se encuentran relacionadas con la vulnerabilidad

sísmica de la estructura, donde la vulnerabilidad sísmica indica la predisposición al daño de una determinada estructura.

8.6 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA LA CATEDRAL DE MORELIA.

Evaluar los daños que genera la excitación dinámica del suelo inducida por un sismo en específico en una estructura es muy importante, en nuestro caso en la majestuosa y emblemática catedral de Morelia, dado que, si un sismo le ocasionara daños estructurales severos o colapsos parciales, generaría cuantiosas pérdidas materiales, económicas e históricas de valor incalculable, ya que cientos de turistas la visitan, afortunadamente existe un método para evaluar el daño que le ocasionaría un sismo o conjunto de sismos en específico a la catedral de Morelia, el cual son las curvas de fragilidad.

Para calcular las curvas de fragilidad para cada macroelemento de la catedral de Morelia, respecto a las 2 opciones (Promedio de los espectros de capacidad y concepto de mínima capacidad), es necesario emplear la teoría de las probabilidades, como es de saberse, dicha teoría presenta su origen debido a los juegos de azar, pero la teoría de las probabilidades no se le dio mucha importancia hasta el siglo XVIII, cuando de manera matemática se formuló la ley de los grandes números, dicha ley nos dice: que al momento de realizar un conjuntos de pruebas que cada vez sean mayores, se presenta una mejor aproximación o una mejor distribución de densidades, es decir, a mayor número de pruebas que se realicen, se observa con mayor claridad el ajuste de la curva de densidad de probabilidades al conjunto de datos.

Lo cual quiere decir que a mayor número de datos se tengan, mayor número de histogramas se obtendrán, cuya área de todos los histogramas es la unidad, ya que, si tenemos muy poca cantidad de datos, no es posible saber cómo es la distribución de la variable, entonces siguiendo esta lógica, mayor número de datos involucra mayor número de histogramas, con lo cual podemos intuir de una mejor manera la distribución de nuestra variable, con lo cual podemos ver la función de densidad de distribución, que no es más que la línea curveada continua o contorno.

Entonces como podemos ver, toda variable de tipo aleatorio o no determinística presenta una distribución de probabilidad, la cual es la que describe su comportamiento de dicha variable aleatoria.

Por lo cual, las funciones de densidad presentan condiciones matemáticas, las cuales son las siguientes:

$$g(x) \geq 0 \dots\dots\dots(8.61)$$

En donde, la **Fórmula 8.61**, nos dice que la función debe ser positiva para todos los valores, es decir no puede ser negativa.

$$\int_{-\infty}^{+\infty} g(x) dx = 1 \dots\dots\dots(8.62)$$

En donde, la **Fórmula 8.62**, nos dice que el área debajo de la función de densidad es igual a la unidad, en donde el área debajo de la curva es la probabilidad, por tal razón se les conoce como funciones de densidad probabilísticas, las cuales son funciones matemáticas, en donde en la realidad existen diversas funciones de densidad de probabilidad, dado que en el mundo real existen diferentes comportamientos de los fenómenos aleatorios, por lo que es necesario buscar la curva o función de densidad de probabilidades que mejor se ajuste a los datos obtenidos, afortunadamente el programa MATLAB tiene varias funciones de densidad de probabilidad, con lo cual facilita el trabajo, algunas de ellas son:

1. Función de densidad de probabilidad binomial (binopdf).
2. Función de densidad de probabilidad Beta (betapdf).
3. Función de densidad de probabilidad Chi-Cuadrado (chi2pdf).
4. Función de densidad de probabilidad Exponencial (exppdf).
5. Función de densidad de probabilidad Weibull (weblpdf).
6. Función de densidad de probabilidad Lognormal (lognpdf).
7. Función de densidad de probabilidad Gamma (gampdf).
8. Etc.

Como sabemos, la distribución de probabilidad de una variable que es de origen aleatorio o no determinística, se encuentra descrita por la curva que mejor se ajustó o aproximó a los datos del muestreo (curva de densidad de probabilidades), pero existen otras maneras de poder describir la probabilidad es lo que se conoce como funciones de distribución acumuladas.

Por lo tanto, se puede describir la probabilidad de una variable aleatoria o no determinística a través de funciones de densidad de probabilidad y funciones de distribución acumulada, con lo cual podemos pasar de una a otra función mediante fórmulas matemáticas, es decir, como la que se representa enseguida.

$$G(x) = \int_{-\infty}^x g(t) dt \dots\dots\dots(8.63)$$

En donde, la **Fórmula 8.63**, nos dice que las funciones de distribución acumulada se encuentran definidas como la integración de las funciones de densidad de probabilidades, es decir, es la fórmula matemática o proceso matemático, con el que se relacionan ambas funciones (Funciones de distribución acumulada y Funciones de densidad de probabilidades), por tales motivos, es muy importante tener una gran cantidad de datos, ya que entre más datos se tengan, mejor es el ajuste, dicho ajuste debe hacerse con la función de densidad de probabilidad (mencionadas anteriormente) que mejor se ajuste a la distribución de la variable, afortunadamente el programa denominado MATLAB, ya trae por default algunas funciones de distribución acumulada, en donde enseguida se mencionan algunas.

1. Función de distribución acumulada binomial (binocdf).
2. Función de distribución acumulada Beta (betacdf).
3. Función de distribución acumulada Chi-Cuadrado (chi2cdf).
4. Función de distribución acumulada Exponencial (expcdf).
5. Función de distribución acumulada Weibull (weblcdf).
6. Función de distribución acumulada Lognormal (logncdf).
7. Función de distribución acumulada Gamma (gamcdf).
8. Etc.

La función de distribución acumulada que utilizaremos es la definida como la Lognormal, en donde, también se le conoce como función de distribución Lognormal, dicha función se encuentra definida por dos parámetros, los cuales son los siguientes:

μ : Representa la media.

σ : Representa la desviación estándar.

Dado que ya se calcularon los umbrales de daño para ambas opciones (promedio de los espectros de capacidad y espectro de mínima capacidad) para cada macroelemento de la catedral de Morelia, es necesario relacionarlos con la probabilidad de ocurrencia, es decir, con curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de que un cierto rango o límite de daño en la estructura sea excedido en comparación con un nivel de daño, es decir, las curvas de fragilidad representan una medida de la vulnerabilidad sísmica que presenta cualquier estructura sometida a una excitación dinámica del suelo inducida por un sismo específico pero en términos probabilistas, donde estas curvas de fragilidad se supone que siguen una función de distribución Lognormal.

Siguiendo las recomendaciones de las personas que mejor han trabajado y analizado la vulnerabilidad sísmica en edificios históricos (RISK–UE,2003), definiremos dichas probabilidades de excedencia mediante las siguientes formulas:

$$P[ds|Sd] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left[\frac{sd}{sd,ds} \right]\right] \dots\dots\dots(8.64)$$

Donde:

β_{ds} : Representa la desviación estándar en logaritmo natural de los desplazamientos espectrales asociados a los umbrales de daño.

Φ : Representa una función de distribución estándar acumulada.

Sd : Representa el desplazamiento espectral calculado.

$\overline{sd}$, ds : Representa la magnitud media del desplazamiento espectral, es decir, para una probabilidad de excedencia del 50 %.

Por lo tanto, las curvas de fragilidad, las cuales se definen como la probabilidad de que cierta estructura en específico exceda un cierto umbral de daño, las cuales están dadas por la siguiente formula;

$$P(sd) = \int_0^{sd} F_T(Sd)d(Sd) \dots\dots\dots(8.65)$$

En donde se puede apreciar, que dichas curvas de fragilidad están en función de la integral de los desplazamientos espectrales, pero de la función de densidad de probabilidades, como la representada en la siguiente fórmula:

$$F_T(Sd) = \frac{e^{[0.5\left(\frac{1}{\beta}\ln\frac{sd}{\overline{sd}}\right)^2]}}{\beta*sd*\sqrt{2\pi}} \dots\dots\dots(8.66)$$

Donde:

Sd: Representa el desplazamiento espectral calculado.

β : Representa la desviación típica del logaritmo natural del desplazamiento espectral.

$\overline{sd}$: Representa la magnitud media de la distribución de probabilidad.

Dadas las fórmulas para calcular las curvas de fragilidad, es momento de representar dichas curvas correspondientes a cada macroelemento de la catedral de Morelia, para las 2 opciones manejadas, las cuales se representan enseguida:

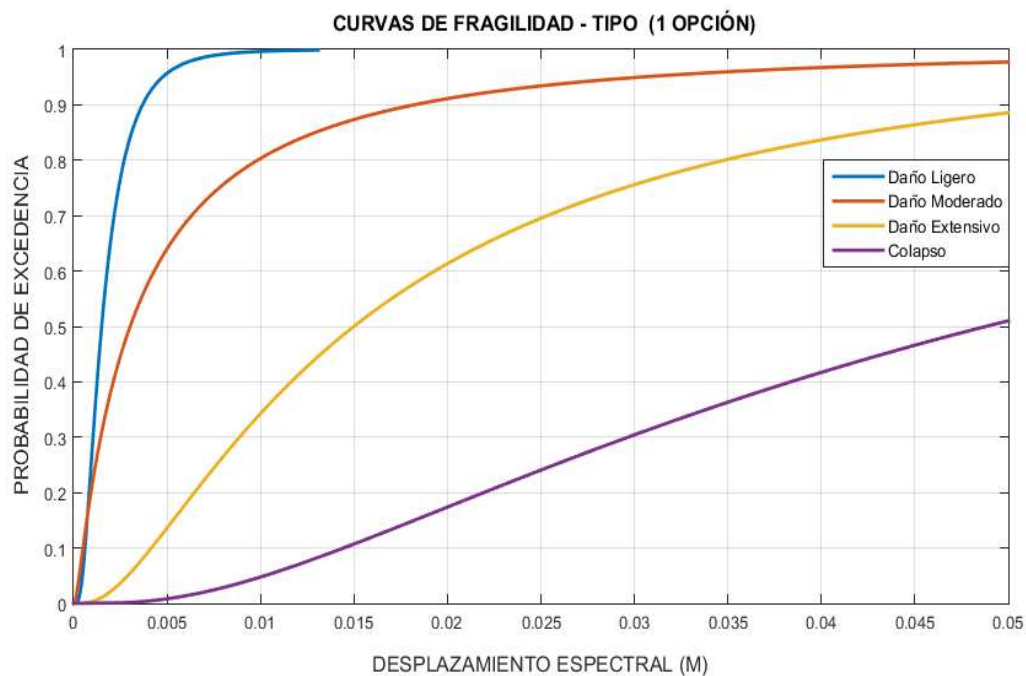


Figura 8.611. Curvas de fragilidad para el macroelemento Tipo.

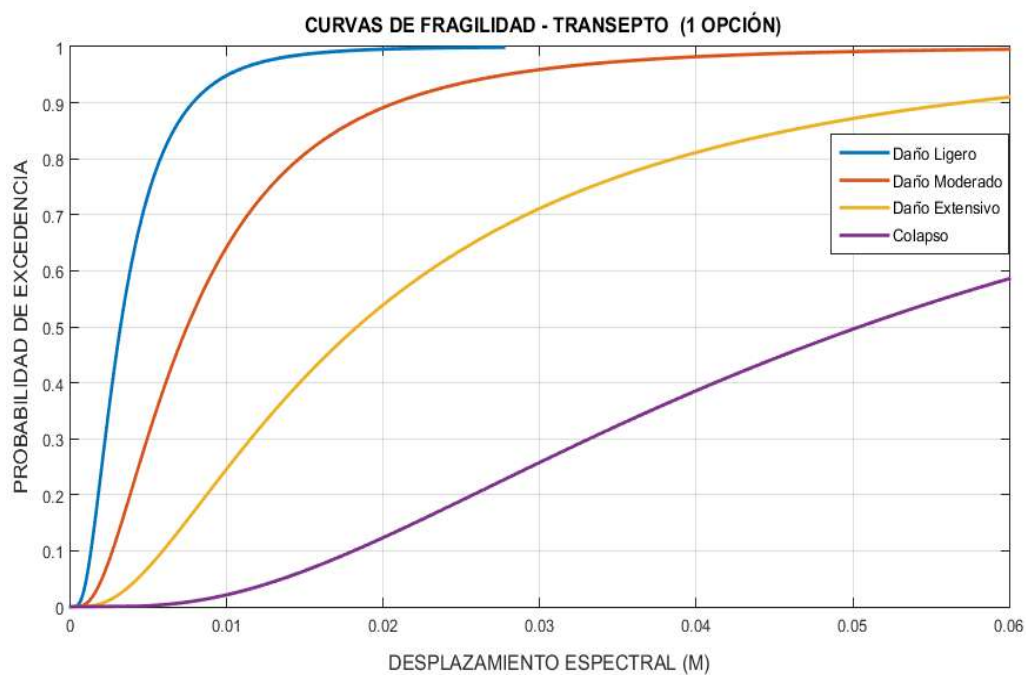


Figura 8.612. Curvas de fragilidad para el macroelemento Transepto.

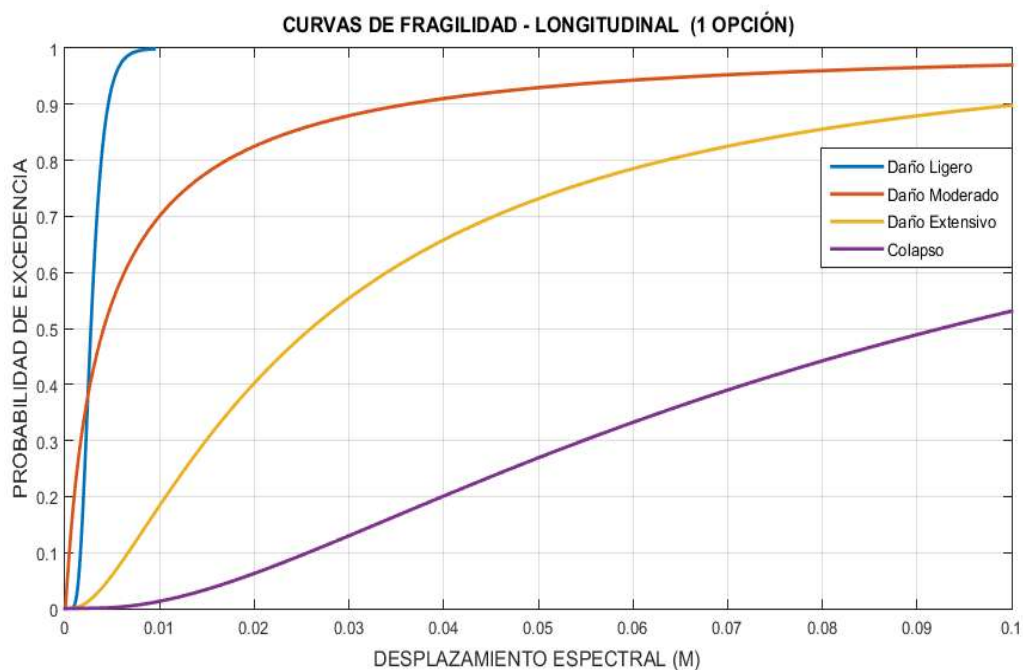


Figura 8.613. Curvas de fragilidad para el macroelemento Longitudinal.

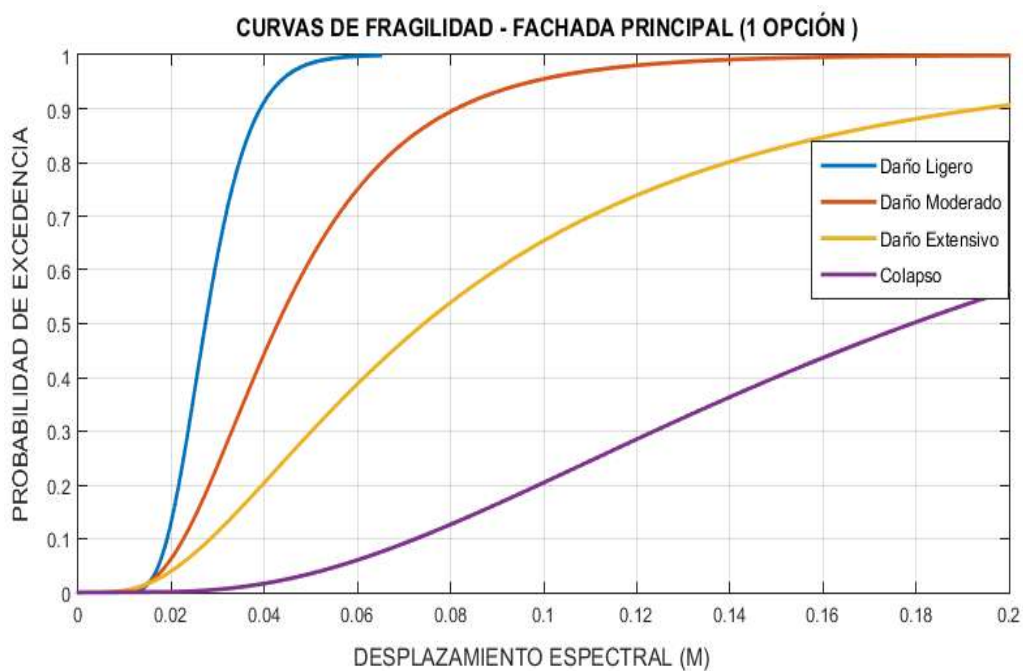


Figura 8.614. Curvas de fragilidad para el macroelemento Fachada Principal.

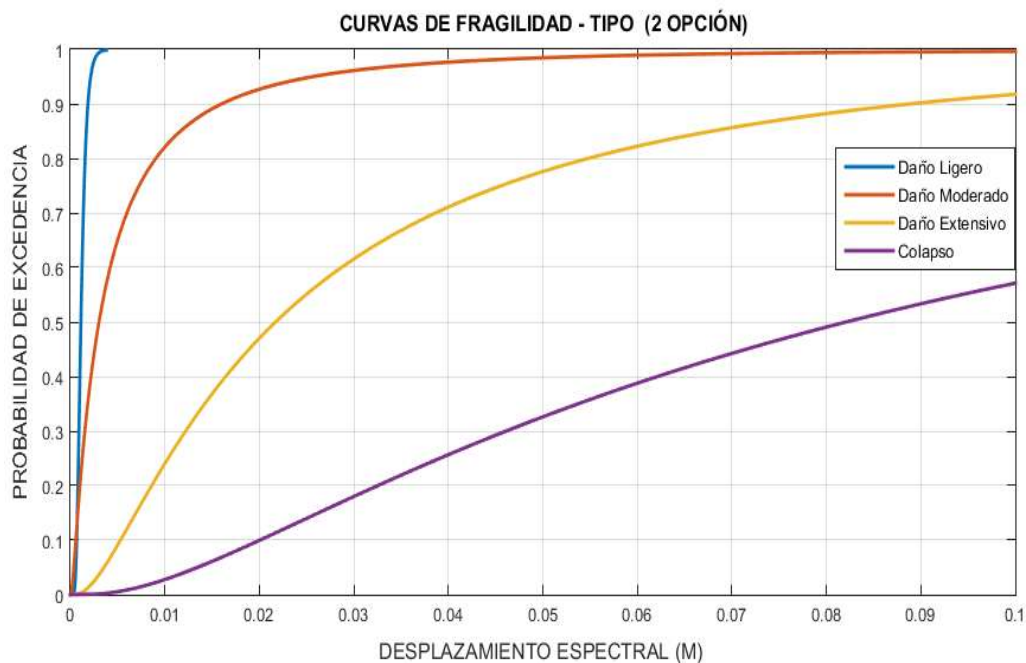


Figura 8.615. Curvas de fragilidad (2 opción) para el macroelemento Tipo.

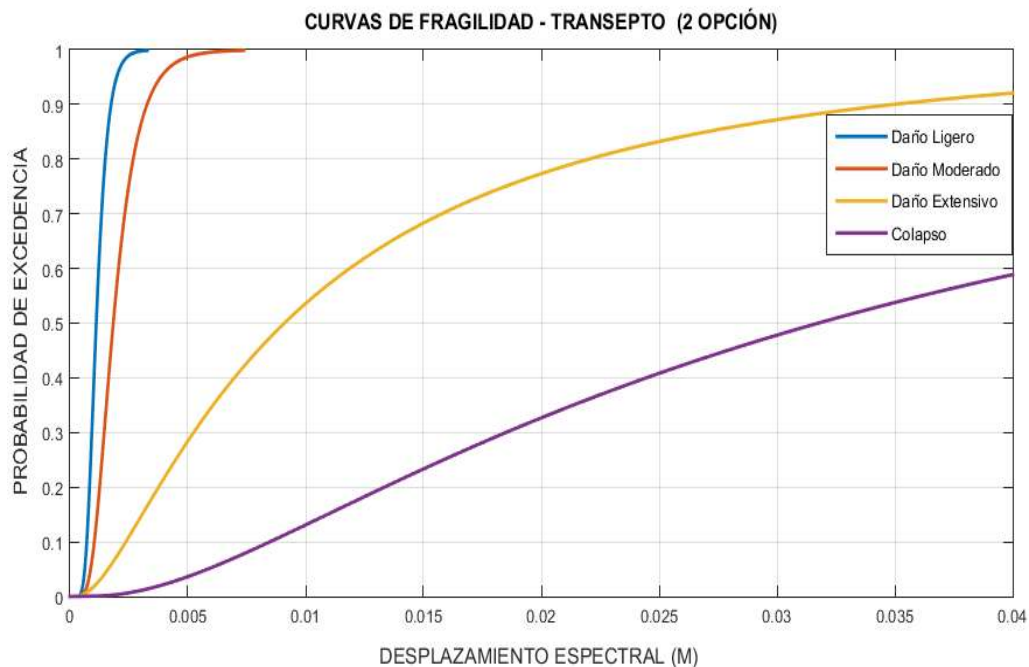


Figura 8.616. Curvas de fragilidad (2 opción) para el macroelemento Transepto.

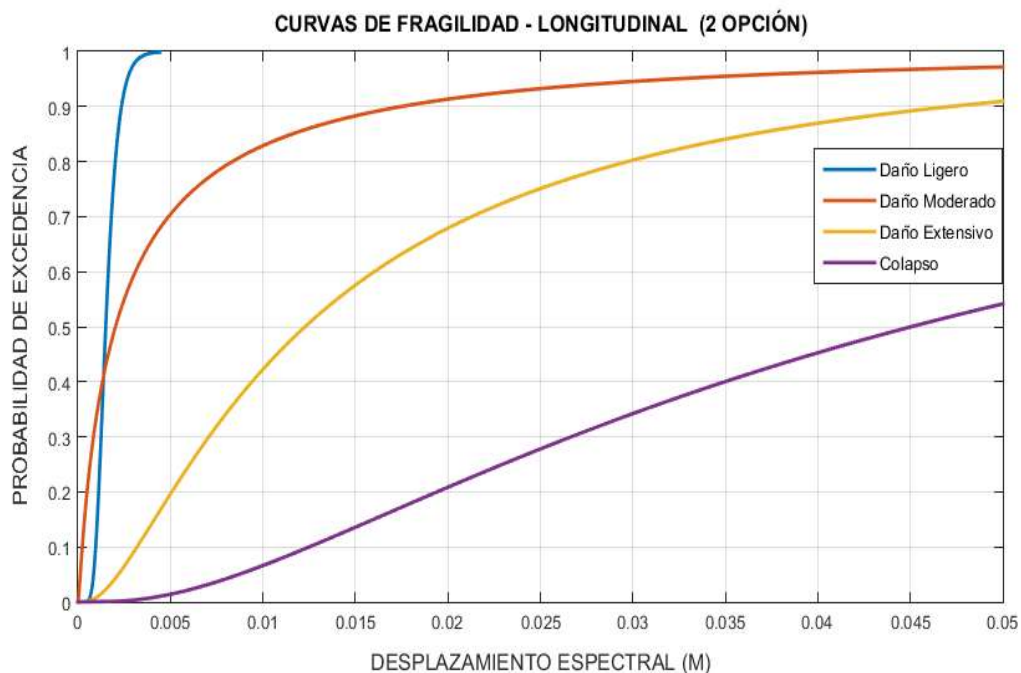


Figura 8.617. Curvas de fragilidad (2 opción) para el macroelemento Longitudinal.

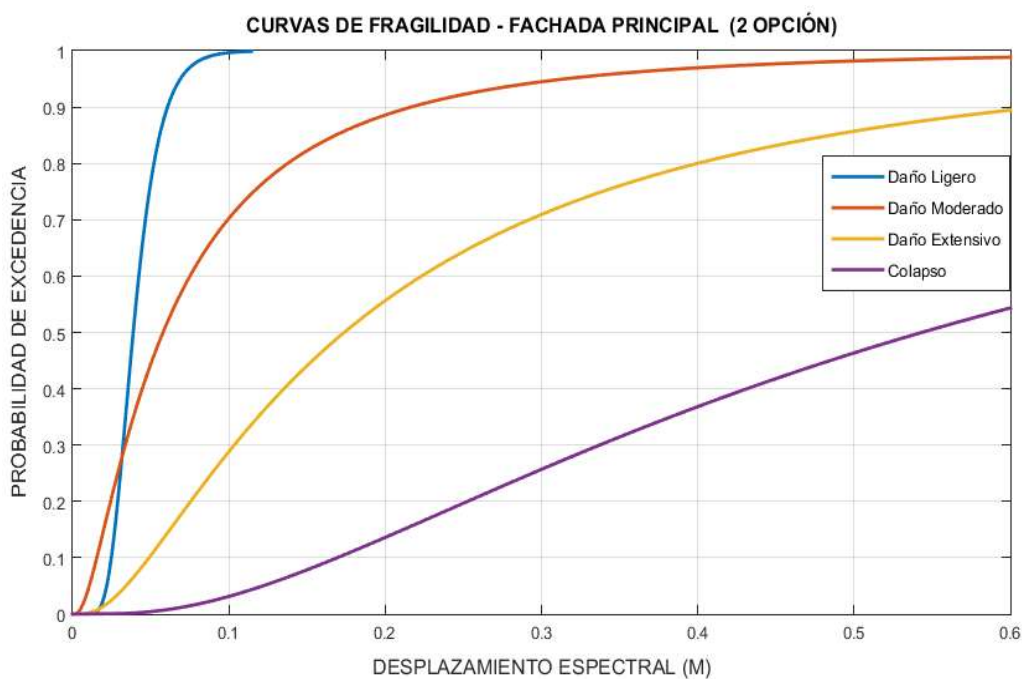


Figura 8.618. Curvas de fragilidad (2 opción) para el macroelemento Fachada Principal.

Dado que ya se calcularon las curvas de fragilidad correspondientes para cada macroelemento de la catedral de Morelia, es necesario calcular las matrices de probabilidad de daño, es decir, que probabilidad de ocurrencia existe para cada desplazamiento espectral, dichas matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de las curvas de fragilidad que anteriormente calculamos para cada macroelemento, cabe recordar que se están manejando 2 opciones, el promedio de los espectros de capacidad y el concepto de mínima capacidad.

Para realizar la construcción de las matrices de probabilidad de daño, emplearemos los desplazamientos máximos dinámicos horizontales correspondientes a los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, sin el escalamiento en los acelerogramas, después es necesario transformarlos a desplazamientos espectrales y con ellos entramos a las curvas de fragilidad correspondientes para cada macroelemento de la catedral de Morelia. Primero representaremos los desplazamientos horizontales obtenidos en los análisis dinámicos en la historia del tiempo no lineales con el conjunto de acelerogramas seleccionados para obtener las curvas de capacidad dinámicas correspondientes a cada macroelemento y después su probabilidad de excedencia acumulada. Dichos desplazamientos son transformados a desplazamientos espectrales.

MACROELEMENTO	TIPO		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
HUAM	1.9379	1.3842	0.0138
OXJM	3.3685	2.4061	0.0241
OXT0	1.7546	1.2533	0.0125
0XX0	1.9559	1.3971	0.0140
PZPU	0.9037	0.6455	0.0065
RFPP	1.8000	1.2857	0.0129
SAPP	2.3000	1.6429	0.0164
THEZ	1.3837	0.9884	0.0099
NICOLÁS	0.0293	0.0209	0.0002

Figura 8.619. Desplazamientos espectrales para el conjunto de acelerogramas correspondientes al macroelemento Tipo (1 opción).

MACROELEMENTO	TIPO (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXT0	OXX0	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.986	0.9999	0.9999	0.997	0.0029
MODERADO	0.8631	0.9301	0.8511	0.8641	0.7273	0.8521	0.8831	0.8042	0.0289
EXTENSIVO	0.4336	0.6444	0.4046	0.4346	0.1948	0.4052	0.4865	0.3087	0.0199
COLAPSO	0.0949	0.2288	0.0829	0.0949	0.0209	0.0825	0.1209	0.0479	0

Figura 8.620. Matrices de probabilidad de daño para el conjunto de desplazamientos espectrales correspondientes a los acelerogramas (1 opción) del macroelemento Tipo.

En las **Figuras 8.619 y 8.620**, se representa el conjunto de acelerogramas con los cuales se calcularon los espectros de capacidad para la opción promedio, junto con sus desplazamientos espectrales y la probabilidad de excedencia acumulada respectivamente, por ejemplo, con el acelerograma denominado SAPP, obtenemos un desplazamientos espectral de 0.016 metros, lo que le corresponde un 99% de que se presente daño ligero en el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia, un 88.31 % de que se presente daño moderado, un 48.65 % de que se presente daño extensivo y un 12.09 % de que se presenta colapso.

MACROELEMENTO	TRANSEPTO		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
HUAM	2.1033	1.5024	0.0150
OXJM	2.9072	2.0766	0.0208
OXT0	2.0102	1.4359	0.0144
OXX0	2.5481	1.8201	0.0182
PZPU	1.1656	0.8326	0.0083
RFPP	1.2236	0.8740	0.0087
SAPP	2.4294	1.7353	0.0174
THEZ	1.3762	0.9830	0.0098
NICOLÁS	0.1291	0.0922	0.0009

Figura 8.621. Desplazamientos espectrales para el conjunto de acelerogramas correspondientes al macroelemento Transepto (1 opción).

MACROELEMENTO	TRANSEPTO (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXT0	OXXO	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.987	0.996	0.984	0.994	0.9071	0.9331	0.992	0.95	0.0499
MODERADO	0.8102	0.9021	0.7862	0.8651	0.5365	0.5954	0.8511	0.6454	0.0099
EXTENSIVO	0.4116	0.5604	0.3806	0.4925	0.1758	0.2118	0.4675	0.2478	0
COLAPSO	0.0649	0.1369	0.0549	0.0989	0.0119	0.0159	0.0879	0.0219	0

Figura 8.622. Matrices de probabilidad de daño para el conjunto de desplazamientos espectrales correspondientes a los acelerogramas (1 opción) del macroelemento Transepto.

En las **Figuras 8.621 y 8.622**, se representan el conjunto de acelerogramas para obtener los espectros de capacidad, junto a sus respectivos desplazamientos espectrales y la matriz de probabilidad de excedencia respectivamente, para la primera opción.

MACROELEMENTO	LONGITUDINAL		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
HUAM	3.0300	2.1643	0.0216
OXJM	4.2883	3.0631	0.0306
OXT0	1.5609	1.1149	0.0111
OXXO	2.8244	2.0174	0.0202
PZPU	1.3205	0.9432	0.0094
RFPP	1.8119	1.2942	0.0129
SAPP	3.1313	2.2366	0.0224
THEZ	1.6633	1.1881	0.0119
NICOLÁS	0.0270	0.0193	0.0002

Figura 8.623. Desplazamientos espectrales para el conjunto de acelerogramas correspondientes al macroelemento Longitudinal (1 opción).

MACROELEMENTO	LONGITUDINAL (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXTO	OXO	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0
MODERADO	0.8322	0.8821	0.7213	0.8262	0.6883	0.7502	0.8412	0.7353	0.0389
EXTENSIVO	0.4326	0.5614	0.2118	0.4056	0.1698	0.2547	0.4456	0.2278	0
COLAPSO	0.0729	0.1339	0.0170	0.0639	0.0109	0.0228	0.0769	0.0199	0

Figura 8.624. Matrices de probabilidad de daño para el conjunto de desplazamientos espectrales correspondientes a los acelerogramas (1 opción) del macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia.

En las **Figuras 8.623 y 8.624**, se representan el conjunto de acelerogramas con los cuales se calcularon los espectros de capacidad, de los cuales se tomó el promedio (1 opción) y su matriz de probabilidades respectivamente, para el macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia.

MACROELEMENTO	FACHADA-PRINCIPAL		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	SD (CM)	SD (M)
HUAM	7.0529	5.0378	0.0504
OXJM	12.3949	8.8535	0.0885
OXTO	12.1882	8.7059	0.0871
OXO	7.9368	5.6691	0.0567
PZPU	7.8423	5.6016	0.0560
RFPP	7.2537	5.1812	0.0518
SAPP	12.6682	9.0487	0.0905
THEZ	5.9934	4.2810	0.0428
NICOLÁS	2.7264	1.9474	0.0195

Figura 8.625. Desplazamientos espectrales para el conjunto de acelerogramas correspondientes al macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia (1 opción).

MACROELEMENTO	FACHADA-PRINCIPAL (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXT0	OXXO	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.9850	0.9990	0.9990	0.9950	0.9950	0.9880	0.9990	0.9481	0.0990
MODERADO	0.6214	0.9261	0.9191	0.7053	0.7053	0.6374	0.9321	0.5035	0.0519
EXTENSIVO	0.3007	0.5904	0.5784	0.3546	0.3546	0.3097	0.6014	0.2338	0.0349
COLAPSO	0.0359	0.1568	0.1499	0.0499	0.0499	0.0379	0.1648	0.0219	0.0000

Figura 8.626. Matrices de probabilidad de daño para el conjunto de desplazamientos espectrales correspondientes a los acelerogramas (1 opción) del macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia.

En las **Figuras 8.625** y **8.626**, se representan los acelerogramas con los que se obtuvieron los espectros de capacidad con los que se calculó un promedio de los mismos y las matrices de probabilidad respectivamente, correspondientes al macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia.

Ahora mostraremos la segunda opción (concepto de mínima capacidad), en la cual solamente se tomó en cuenta el espectro de capacidad con mayor desplazamiento espectral y menor aceleración espectral, generalmente el espectro de capacidad resultante fue el SAPP, a excepción en el macroelemento Fachada Principal en el cual fue el acelerograma PZPU.

MACROELEMENTO	TIPO		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
SAPP	2.3000	1.6429	0.0164
MACROELEMENTO	TRANSEPTO		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
SAPP	2.4294	1.7353	0.0174
MACROELEMENTO	LONGITUDINAL		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
SAPP	3.1313	2.2366	0.0224
MACROELEMENTO	FACHADA-PRINCIPAL		
ACELEROGRAMA	Δ (CM)	Sd (CM)	Sd (M)
PZPU	7.8423	5.6016	0.0560

Figura 8.627. Desplazamientos espectrales para el conjunto de acelerogramas correspondientes a los macroelementos Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal de la catedral de Morelia.

MACROELEMENTO	TIPO (2 OPCIÓN)
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA
GRADO DEL DAÑO	ESCENARIO PROBABILISTA
	SAPP (ACELEROGRAMA)
LIGERO	0.999
MODERADO	0.946
EXTENSIVO	0.399
COLAPSO	0.067

MACROELEMENTO	TRANSEPTO (OPCIÓN)
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA
GRADO DEL DAÑO	ESCENARIO PROBABILISTA
	SAPP (ACELEROGRAMA)
LIGERO	0.999
MODERADO	0.988
EXTENSIVO	0.724
COLAPSO	0.273

Figura 8.628. Matrices de probabilidad de daño para el conjunto de desplazamientos espectrales correspondientes al acelerograma SAPP (2 opción) para los macroelementos Tipo y Transepto de la catedral de Morelia.

MACROELEMENTO	LONGITUDINAL (2 OPCIÓN)
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA
	ESCENARIO PROBABILISTA
	SAPP (ACELEROGRAMA)
LIGERO	0.998
MODERADO	0.922
EXTENSIVO	0.711
COLAPSO	0.238

MACROELEMENTO	FACHADA-PRINCIPAL (2 OPCIÓN)
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA
	ESCENARIO PROBABILISTA
	PZPU (ACELEROGRAMA)
LIGERO	0.854
MODERADO	0.488
EXTENSIVO	0.127
COLAPSO	0.006

Figura 8.629. Matrices de probabilidad de daño para el conjunto de desplazamientos espectrales correspondientes al acelerograma SAPP y PZPU (2 opción) para los macroelementos Longitudinal y Fachada Principal respectivamente de la catedral de Morelia.

Los grados de daño que se han venido manejando, se describirán brevemente enseguida:

Grado de Daño Ligero: Este tipo de daños no es apreciable en la estructura, es decir, no es posible apreciar daños observables por el ojo humano.

Grado de Daño Moderado: Este tipo de daños son apreciables al ojo humano, se observan en la estructura patrones de grietas, caída de objetos, como los pináculos, desprendimiento de material de los muros, pilastras, bóvedas, cúpula, fachadas.

Grado de Daño Extensivo: Este tipo de daños son severos, se presenta el colapso de elementos estructurales (pilastras, muros), colapsos parciales (bloques rígidos) de las bóvedas, torres, fracturas de gran tamaño en los muros, colapso de los arcos, colapso de la portada tripartita, colapso parcial de la cúpula.

Colapso: Este tipo de daño es lo que no debería pasar, en este tipo de edificios históricos, los colapsos son de manera parcial, como se ha venido observando en

diferentes estructuras de este tipo ante la excitación dinámica del suelo inducida por un sismo, para considerar este tipo de daño, es necesario que la estructura presente más de 0.66 % de su estructura colapsada, generalmente las bóvedas colapsan, las torres, las fachadas, los muros perimetrales, las cúpulas.

Dado que en el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia para la primera opción se realizó un ejemplo para el acelerograma SAPP, para esta opción también lo mostraremos, es decir, para el macroelemento Tipo con un desplazamiento espectral de 0.016 metros, existe un 99.99 % de probabilidad de presentarse daño ligero, 94.60 % de probabilidad de presentarse daño moderado, 39.9 % de probabilidad de presentarse daño extensivo y un 6.7 % de probabilidad de presentarse colapso.

Dadas las matrices de probabilidad para cada macroelemento de la catedral de Morelia, correspondientes a las 2 opciones manejadas (promedio de los espectros de capacidad y concepto de mínima capacidad), podemos decir que la catedral es susceptible de sufrir daños ligeros ante la presencia de los sismos considerados, a excepción del acelerograma NICOLÁS.

Respecto a la primera opción (promedio de los espectros de capacidad), los macroelementos de la catedral de Morelia (Tipo, Transepto, Longitudinal y Fachada Principal) presentan una alta probabilidad de sufrir daños ligeros, pero es muy poco probable que sufran colapso, cabe recalcar que este tipo de edificios, no colapsan totalmente, sino, parcialmente, debido a su compleja geometría, tanto en planta como en elevación. Por lo que la estructuración de la catedral de Morelia es adecuada para resistir la demanda sísmica a la cual fue sometida, lo cual nos dice que los antiguos constructores que la construyeron tenían nociones del comportamiento de semejantes edificios históricos ante un movimiento sísmico.

Para la segunda opción (concepto de mínima capacidad), los macroelementos de la catedral de Morelia son susceptibles de sufrir daños ligeros, al igual que moderados, a excepción del macroelemento Fachada Principal (acelerograma PZPU), con una baja probabilidad de que sufran dichos macroelementos colapso,

lo cual representa un excelente comportamiento estructural de la catedral de Morelia ante la excitación dinámica del suelo inducida por el paso de ondas sísmicas.

Con la finalidad de poder apreciar de una mejor manera las matrices de probabilidad para cada macroelemento de la catedral de Morelia, con las 2 opciones que calculamos (promedio de los espectros de capacidad y concepto de mínima capacidad), es necesario representarlos de manera conjunta.

MACROELEMENTO	TIPO (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXTO	OXXO	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.986	0.9999	0.9999	0.997	0.0029
MODERADO	0.8631	0.9301	0.8511	0.8641	0.7273	0.8521	0.8831	0.8042	0.0289
EXTENSIVO	0.4336	0.6444	0.4046	0.4346	0.1948	0.4052	0.4865	0.3087	0.0199
COLAPSO	0.0949	0.2288	0.0829	0.0949	0.0209	0.0825	0.1209	0.0479	0

MACROELEMENTO	TIPO (2 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	SAPP (ACELEROGRAMA)								
LIGERO	0.9999								
MODERADO	0.9461								
EXTENSIVO	0.3986								
COLAPSO	0.0669								

Figura 8.630. Matrices de probabilidad de daño para el macroelemento Tipo de la catedral de Morelia, correspondientes a las 2 opciones manejadas.

En la **Figura 8.630**, se aprecia las matrices de probabilidad para el macroelemento Tipo, se aprecia que, en ambas opciones, el daño moderado y extensivo es muy probable que suceda, a excepción del acelerograma NICOLÁS.

MACROELEMENTO	TRANSEPTO (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXTO	OXXO	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.987	0.996	0.984	0.994	0.9071	0.9331	0.992	0.95	0.0499
MODERADO	0.8102	0.9021	0.7862	0.8651	0.5365	0.5954	0.8511	0.6454	0.0099
EXTENSIVO	0.4116	0.5604	0.3806	0.4925	0.1758	0.2118	0.4675	0.2478	0
COLAPSO	0.0649	0.1369	0.0549	0.0989	0.0119	0.0159	0.0879	0.0219	0

MACROELEMENTO	TRANSEPTO (2 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	SAPP (ACELEROGRAMA)								
LIGERO	0.999								
MODERADO	0.988								
EXTENSIVO	0.724								
COLAPSO	0.273								

Figura 8.631. Matrices de probabilidad de daño para el macroelemento Transepto de la catedral de Morelia, correspondientes a las 2 opciones manejadas.

MACROELEMENTO	LONGITUDINAL (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXTO	OXXO	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0
MODERADO	0.8322	0.8821	0.7213	0.8262	0.6883	0.7502	0.8412	0.7353	0.0389
EXTENSIVO	0.4326	0.5614	0.2118	0.4056	0.1698	0.2547	0.4456	0.2278	0
COLAPSO	0.0729	0.1339	0.0170	0.0639	0.0109	0.0228	0.0769	0.0199	0

MACROELEMENTO	LONGITUDINAL (2 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	SAPP (ACELEROGRAMA)								
LIGERO	0.998								
MODERADO	0.922								
EXTENSIVO	0.711								
COLAPSO	0.238								

Figura 8.632. Matrices de probabilidad de daño para el macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia, correspondientes a las 2 opciones manejadas.

MACROELEMENTO	FACHADA-PRINCIPAL (1 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	HUAM	OXJM	OXT0	OXX0	PZPU	RFPP	SAPP	THEZ	NICOLÁS
LIGERO	0.9850	0.9990	0.9990	0.9950	0.9950	0.9880	0.9990	0.9481	0.0990
MODERADO	0.6214	0.9261	0.9191	0.7053	0.7053	0.6374	0.9321	0.5035	0.0519
EXTENSIVO	0.3007	0.5904	0.5784	0.3546	0.3546	0.3097	0.6014	0.2338	0.0349
COLAPSO	0.0359	0.1568	0.1499	0.0499	0.0499	0.0379	0.1648	0.0219	0.0000

MACROELEMENTO	FACHADA-PRINCIPAL (2 OPCIÓN)								
GRADO DEL DAÑO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ACUMULADA								
	ESCENARIO PROBABILISTA								
	PZPU (ACELEROGRAMA)								
LIGERO	0.854								
MODERADO	0.488								
EXTENSIVO	0.127								
COLAPSO	0.006								

Figura 8.633. Matrices de probabilidad de daño para el macroelemento Fachada Principal de la catedral de Morelia, correspondientes a las 2 opciones manejadas.

En este tipo de edificios históricos, dada su compleja geometría, no se puede hablar de una vulnerabilidad total o global de la estructura (catedral de Morelia), por lo que se propone manejar el concepto de vulnerabilidades diferentes para cada parte (macroelemento) de la catedral de Morelia, mediante ambas opciones que se han manejado.

Para lo cual es necesario descartar el acelerograma NICOLÁS, ya que el escenario probabilista es muy bajo, es decir, no ocasiona ningún tipo de daño a los macroelementos de la catedral de Morelia, para representar las vulnerabilidades entre ambas opciones (promedio de los espectros de capacidad y concepto de mínima capacidad), se definirán rangos entre los diferentes grados de daño (Ligero, Moderado, Extensivo y Colapso), de los cuales, la mejor opción es calcular su promedio, es decir, el promedio del intervalo, el cual está formado por la mínima probabilidad de excedencia acumulada para cierto grado de daño y su máxima probabilidad de excedencia acumulada, correspondiente a cada grado de daños.

	MACROELEMENTOS			
RANGOS	TIPO	TRANSEPTO	LONGITUDINAL	FACHADA-PRINCIPAL
LIGERO	0.997 - 0.9999	0.9071 - 0.996	0.9998 - 0.9999	0.9481 - 0.9990
MODERADO	0.7273 - 0.9301	0.5365 - 0.9021	0.6883 - 0.8821	0.5035 - 0.9321
EXTENSIVO	0.1948 - 0.6444	0.1758 - 0.5604	0.1698 - 0.5614	0.2338 - 0.6014
COLAPSO	0.0479 - 0.2288	0.0119 - 0.1369	0.0109 - 0.1339	0.0219 - 0.1648

Figura 8.63. Rangos de excedencia de probabilidad acumulada correspondientes a los macroelementos de la catedral de Morelia para la primera opción.

Para calcular el promedio de rango de probabilidades de excedencia acumulada, solamente consideraremos los grados de daño Moderado y Extensivo, ya que los daños Ligeros no son apreciables a simple vista y cualquier estructura los posee y el daño por Colapso no ocurre en la catedral de Morelia (macroelementos) ante la demanda sísmica esperada.

RANGOS a)	MACROELEMENTOS (1 OPCIÓN)			
	TIPO	TRANSEPTO	LONGITUDINAL	FACHADA-PRINCIPAL
MODERADO	0.8287	0.7193	0.7852	0.7178
ORDEN	1	3	2	4
EXTENSIVO	0.4196	0.3681	0.3656	0.4176
ORDEN	1	3	4	2

RANGOS b)	MACROELEMENTOS (2 OPCIÓN)			
	TIPO	TRANSEPTO	LONGITUDINAL	FACHADA-PRINCIPAL
MODERADO	0.9461	0.988	0.922	0.488
ORDEN	2	1	3	4
EXTENSIVO	0.3986	0.724	0.711	0.127
ORDEN	3	1	2	4

Figura 8.64. a) promedio de rangos de probabilidad acumulada de excedencia, b) rangos de probabilidad de excedencia acumulada correspondientes a la 2 opción.

En la **Figura 8.64**, se representan los rangos de probabilidad de excedencia correspondientes a ambas opciones (promedio de espectros de capacidad y concepto de mínima capacidad), en la parte a), corresponde a la primera opción, en la cual se calculó el promedio de los rangos de probabilidad de excedencia acumulada correspondientes a los daños Moderado y Extensivo, la numeración (1, 2, 3 y 4) indica el orden de mayor probabilidad de que un determinado macroelemento sea el primero en sufrir daños, por ejemplo, el macroelemento Tipo presenta la mayor probabilidad de que presente daños moderados, luego le sigue el macroelemento Longitudinal, Transepto y Fachada Principal, lo cual indica que el macroelemento Tipo es el más vulnerable, con respecto a b), no se calcularon promedios de rangos, se tomó el correspondiente al daño Moderado y Extensivo, como es de apreciarse en las **Figuras 8.628 y 8.629**, pero en este caso, no es lógico que el macroelemento Tipo sea el segundo más vulnerable en daño moderado, y luego sea el tercero más vulnerable en daño extensivo, al igual que el macroelemento Fachada Principal sea el menos vulnerable para ambos grados de daños.

Por lo cual, la segunda opción (concepto de mínima capacidad) queda descartada, por lo que la primera opción (promedio de los espectros de capacidad), es la que recomendamos manejar, ya que da resultados más coherentes, ya que el macroelemento Tipo, es el más vulnerable a sufrir daños moderados y extensivos.

Ya descartando la segunda opción, describiremos un poco la primera opción, poniendo otro ejemplo, pero ahora con el macroelemento Fachada Principal, el cual le corresponde el número 4, es decir, es el macroelemento que presenta la menor probabilidad de sufrir daños moderados respecto a los demás macroelementos, pero al momento de pasar a daños extensivos, es el macroelemento más vulnerable después del Tipo.

Es muy interesante lo que sucede con el macroelemento Longitudinal de la catedral de Morelia, ya que, para daños moderados, es el segundo macroelemento con mayores probabilidades de sufrir ciertos daños, pero al momento de pasar a daños

extensivos, es el que menos probabilidades de daño extensivo presenta en comparación con los demás macroelementos.

Por lo que podemos decir, que las naves, tanto la principal, como las secundarias, son las más vulnerables de sufrir daños moderados y extensivos, pero para la demanda sísmica esperada, no se generan mecanismos de colapso en la catedral de Morelia, por lo que, la estructura presenta un comportamiento adecuado ante la demanda sísmica esperada.

Es muy importante seguir realizando análisis estructurales en la catedral de Morelia, con la finalidad de saber con mayor exactitud su respuesta estructural ante la excitación dinámica del suelo debido al paso de las ondas sísmicas, ya que es un edificio histórico con una antigüedad de 275 años, después de terminarla de construir (1744), la cual es una obra emblemática que posee el centro histórico de la ciudad de Morelia, que representa el ingenio de los antiguos constructores para realizar obras de semejante magnitud en zonas consideradas altamente sísmicas.

CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.

9.1 CONCLUSIONES.

La ciudad de Morelia posee en su centro histórico 1113 monumentos arquitectónicos, lo cual la convierte en la ciudad con mayor cantidad de este tipo de edificios, por lo que urge la necesidad de realizar estudios con mayor profundidad con la finalidad de conocer realmente el comportamiento estructural de este tipo de edificios ante la excitación dinámica del suelo inducida por un conjunto de sismos, ya que la ciudad de Morelia se encuentra localizada en una zona considerada como altamente sísmica de la república mexicana.

Algo que es muy importante mencionar es que en la catedral de Morelia está estrictamente prohibido realizar pruebas del tipo destructivo, dichas pruebas son necesarias para conocer las propiedades mecánicas de sus materiales y elementos estructurales, por lo cual es más difícil conocer y obtener sus propiedades (coeficiente de Poisson, Modulo de elasticidad, Diagrama esfuerzo – deformación), al igual que su peso volumétrico de cada material con el que fue construida la majestuosa catedral de Morelia.

En los últimos años, con el aumento de la capacidad de los sistemas computaciones, al igual que con los análisis estructurales, es necesario tener conciencia de las simplificaciones en los modelos numéricos representativos de las estructuras a analizar, ya que en la actualidad, se toma muy a ligera ciertas simplificaciones, como lo es, las estructuras empotradas al suelo, lo cual en la realidad, al momento de tomar en cuenta las cimentaciones y el suelo en el cual se desplantan dichas estructuras, se modifica su respuesta estructural, al igual que en su proceso constructivo, las cimentaciones se les ha dado una menor importancia, cuando en realidad son el punto crítico de cualquier estructura, es decir, por mejor análisis y diseño de una cierta estructura, si se considera simplificaciones no adecuadas (condición empotrada, cimentación de mala calidad, mala calidad de los materiales de construcción, etc.), la estructura puede que presente daños estructurales desde ligeros hasta severos.

Por tales motivos es que se analizó el sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral de Morelia, donde a través de un sondeo de penetración estándar localizado en la intersección de las calles Nigromante y Galeana (enfrente del Centro Cultural Universitario), ya que no se pudo obtener información sobre otro sondeo de penetración estándar localizado enfrente de la entrada principal de la catedral de Morelia, por lo que dicho sondeo se consideró apto para conocer la estratificación del subsuelo, al igual que mediante relaciones empíricas de autores conocidos respecto a la dinámica de suelos, con la finalidad de obtener las propiedades dinámicas del subsuelo en análisis.

La cimentación de la catedral de Morelia en realidad no se conoce, se intuye mediante fórmulas empíricas, las cuales se dedujeron por los antiguos constructores, a través de su experiencia, por lo que el espesor de la cimentación (pedraplén) queda en función de la altura de la bóveda principal, es muy parecida a lo que se conoce en la práctica como un rodapié, por lo que es considerada una cimentación del tipo somera o superficial, con la suposición que fue construida con la misma calidad de cantera con la que fue construida toda la superestructura, al igual que con un proceso constructivo adecuado.

De pruebas de vibración ambiental realizados años atrás, se obtuvieron los periodos fundamentales de vibración, para los macroelementos (Tipo, Transepto y Longitudinal), para el macroelemento Fachada Principal y para el suelo de la catedral de Morelia, con dichos periodos fundamentales de vibración se calibraron los modelos en el programa Abaqus a través de análisis de perturbación lineal (análisis modales).

La estratificación del suelo fue considerada en un principio, tomando en cuenta los valores que se obtuvieron en el pozo a cielo abierto (esfuerzo de cohesión y ángulo de fricción), y considerando relaciones empíricas de varios autores conocidos, con dichas fórmulas se calculó la variación del módulo de elasticidad, la velocidad de las ondas secundarias o de cortante y el módulo de rigidez dinámico, con lo cual se observó una dispersión de datos muy grande entre los diversos autores.

Debido a la variación del módulo de elasticidad respecto a los diversos autores, se decidió manejar un estrato de suelo homogéneo, que junto a la cimentación y superestructura se calibro en función del periodo fundamental de vibración obtenido a través de pruebas de vibración ambiental, realizando primeramente análisis modales y luego análisis estáticos, ya que se realizaron bajadas de carga correspondiente a cada macroelemento, los cuales se introdujeron mediante esfuerzos en la parte superior de los pilares, ya que de tal manera no se presentarían concentraciones de esfuerzos.

Respecto a los túneles en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia, se modelaron sin revestimiento, es decir, solamente como una oquedad, dado que, si se incluía el revestimiento, dicho revestimiento le proporcionaba mayor rigidez al estrato de suelo, además de que en realidad es muy complejo construir túneles de semejante magnitud, aún más, realizar el proceso constructivo en aquella época, cabe recordar que no existían ni los materiales (acero, concreto reforzado, concreto presforzado, etc.), ni los métodos de análisis estructural que hoy en día se tienen.

Primero se realizaron análisis dinámicos en la historia del tiempo lineales, ya que son nuestro punto de partida, con el conjunto de acelerogramas del 7, 19 de septiembre del 2017 y el acelerograma del sismo ocurrido el 3 de marzo del 2019, dando prioridad a la componente (solamente horizontales) del acelerograma con mayor aceleración del terreno, se realizó un análisis dinámico en la historia del tiempo considerando la componente horizontal y vertical, pero los desplazamientos horizontales en los puntos de control de cada macroelemento de la catedral de Morelia no cambiaron en comparación con los análisis dinámicos en la historia del tiempo considerando solamente una dirección.

Se realizaron análisis dinámicos en la historia del tiempo, tanto, lineales como no lineales, en los cuales se compararon los desplazamientos horizontales máximos en los diversos puntos de control correspondientes a cada macroelemento de la catedral de Morelia, en los que se observó que dichos desplazamientos horizontales en el caso del análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo son de menor

magnitud, debido a la redistribución de elementos mecánicos en los macroelementos. Además, en ambos análisis dinámicos en la historia del tiempo, se aprecian las concentraciones de esfuerzos en cada macroelemento, generalmente en la parte inferior de los pilares, en la unión pilar-cimentación, en los intradós y extradós de los arcos de las bóvedas, en los óculos y en la portada tripartita de la catedral de Morelia, debido a deformaciones que se presentaron en la base de ambas torres (unión torre-cimentación).

Respecto a la consideración de las oquedades (túneles) en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia, se calibraron el sistema suelo-cimentación-estructura al periodo fundamental de vibrar obtenido en las pruebas de vibración ambiental, es decir, 0.38 segundos para las bóvedas, 0.73 segundos para las torres, con y sin túnel (oquedades), después de calibrar los modelos (macroelementos), se realizaron los análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo, considerando el modelo de Mohr-Coulomb para el suelo, pero siendo lineal, ya que no se obtuvieron datos más que la cohesión y el ángulo de fricción, el diagrama esfuerzo de cohesión-deformación no se logró obtener, donde el ángulo de fricción y cohesión fueron obtenidos a través de un pozo a cielo abierto, en el análisis de suelos se recomienda utilizar los datos que realmente se conozcan, debido a la enorme complejidad que resulta analizarlo.

Llegando a la conclusión de que los túneles (oquedades) en el subsuelo subyacente a la catedral de Morelia no son posibles, al menos con las dimensiones y geometría con los que se analizaron, ya que dichas oquedades provocan un mecanismo de colapso en todos los macroelementos, debido a su peso propio, es decir, el suelo no posee la suficiente capacidad para resistir el peso propio de la catedral de Morelia, por lo cual causa hundimientos diferenciales de gran magnitud (metros), los cuales inducen concentraciones de esfuerzos que sobrepasan la resistencia del sistema suelo-cimentación-estructura de la catedral, provocando su colapso total.

Ya que el espesor de estrato de suelo entre el túnel u oquedad y la parte inferior de la cimentación no posee la suficiente resistencia, como para resistir el enorme peso

de cada macroelemento y en términos generales el peso de toda la catedral, lo cual nos indica que es necesario realizar sondeos de penetración estándar en la catedral de Morelia y a sus alrededores (plazas adyacentes), con la finalidad de obtener una mejor caracterización del subsuelo subyacente y saber la localización de dichas oquedades, si es que en realidad existen o desmentir el mito de los túneles en el subsuelo de la catedral de Morelia.

Dado que se demostró que la presencia hipotética de discontinuidades (oquedades) en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia ocasionaría mecanismos de colapso por peso propio de la misma catedral, esta opción es descartada para evaluar la vulnerabilidad sísmica de dicha catedral.

Por cuestiones de tiempo computacional debido al refinamiento del mallado de cada elemento, se decidieron emplear 9 acelerogramas del conjunto de 17 que se venían manejando, con los cuales se calcularon las curvas de capacidad dinámicas, en las cuales surgieron diversos problemas de convergencia debido a los factores de escalamiento, ya que un elemento finito que presente inestabilidad, genera resultados incorrectos, por lo que hay que optimizar la malla o cambiar el factor de escalamiento en el conjunto de acelerogramas, el suelo es analizado de manera elástica-lineal, ya que se presentaban incertidumbres en los parámetros dinámicos del suelo, al igual, que no se obtuvo un diagrama esfuerzo de cohesión-deformación para poder representar la no linealidad del suelo, la mampostería (cantera) si se analiza con un comportamiento no lineal.

Ya obtenidos los espectros de capacidad, se decidió optar por 2 opciones, debido a la trayectoria en que se comportó cada espectro de capacidad (cierta tendencia a la linealidad) y a los múltiples problemas de convergencia en el programa Abaqus, siendo la primera opción el promedio de los 9 espectros de capacidad y la segunda opción el concepto de mínima capacidad, es decir, el espectro de capacidad con mayor desplazamiento espectral y menor aceleración espectral (SAPP Y PZPU), correspondiente a cada macroelemento, con los cuales se realizó la bilinealización de los mismos.

La bilinealización de cada espectro de capacidad para ambas opciones fue necesario para calcular el punto de cedencia, el cual se emplearía para calcular los umbrales de daño, con los cuales se calcularon las curvas de fragilidad para cada macroelemento de la catedral de Morelia, con lo que se deduce que dichos macroelementos son altamente susceptibles a sufrir daños ligeros y moderados ante la demanda sísmica, con lo cual, la estructuración de la catedral de Morelia presenta un comportamiento adecuado ante la presencia de sismos, a excepción del acelerograma NICOLÁS, el cual no es probable que cause daños en los macroelementos de la catedral de Morelia, dada su baja magnitud.

Las bóvedas de la catedral de Morelia son las más vulnerables de sufrir daños moderados y extensivos, siendo el macroelemento Tipo el que mayor probabilidad acumulada presenta para sufrir dichos daños moderados (82.87 %) y extensivos (41.96 %), siguiendo el macroelemento Longitudinal y luego el Transepto, lo cual se debe a que presentan menor altura (19.6 metros) que el macroelemento Fachada Principal y poseen mayor rigidez, en el caso del macroelemento Longitudinal, es el segundo más susceptible de sufrir daños moderados (78.52%), pero al momento de los daños extensivos, es el que menor probabilidad acumulada presenta (36.56 %), debido a que los macroelementos Tipo y Transepto le aportan rigidez, por lo que el macroelemento Fachada Principal pasa de ser el que menor probabilidad acumulada presenta para daños moderados a el que presenta la segunda probabilidad acumulada para daños extensivos, debido a su altura de las torres y a su peso.

Por lo tanto, podemos decir que la catedral de Morelia no presenta una vulnerabilidad global o total, sino que presenta diferentes vulnerabilidades, donde cada macroelemento de la catedral de Morelia es más vulnerable de sufrir daños moderados respecto a los demás, de igual manera sucede con los daños

extensivos, lo cual es debido a la compleja geometría que posee, a la variación de rigideces y a su configuración arquitectónica.

9.2 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.

La catedral de Morelia es un monumento histórico de gran importancia para la ciudad de Morelia, es una obra emblemática de gran valor cultural, representa el ingenio de los antiguos constructores para construir estructuras de semejante tamaño, con complejas geometrías, solamente a prueba y error, ya que en esos tiempos en los que se empezó el diseño y construcción de dicha catedral, no existían métodos de análisis estructural como lo de hoy en día, al igual que sistemas computacionales.

Debido a la compleja geometría de la catedral de Morelia y a su gran tamaño, es muy complejo y tardado analizar su comportamiento estructural ante la excitación dinámica del suelo inducida por un sismo en específico, aun mas tardado si empleamos análisis dinámicos no lineales en la historia del tiempo mediante el método del elemento finito en 3D, lo cual involucra tiempo y sistemas computacionales muy avanzados y de gran capacidad, por lo que es necesario simplificar el modelo matemático de dicha catedral a 2D.

Dado que en el modelo numérico de la catedral de Morelia a través de macroelementos se involucró el subsuelo subyacente, al igual que la cimentación de cantera (pedraplén), en el análisis dinámico en la historia del tiempo, es necesario realizar sondeos de penetración estándar en el lugar de localización de la catedral de Morelia, con la finalidad de caracterizar con mayor detalle la estratificación del subsuelo, al fin de obtener sus propiedades geotécnicas con mayor precisión, al igual que deben hacer estudios o ensayos para conocer las propiedades dinámicas de cada estrato del subsuelo en donde se encuentra asentada la catedral.

De igual manera se enfatiza en la realización de estudios experimentales, respecto al material (cantera) con el que fue construido la catedral de Morelia, es decir, pruebas de laboratorio, con la finalidad de conocer de una mejor manera su diagrama esfuerzo-deformación, ya sea ante cargas monotónicas, pero en todo caso, lo más recomendable sería ante cargas cíclicas, ya que en el ciclo histerético se puede apreciar de una mejor manera la degradación de rigidez y resistencia del material ante dichas cargas dinámicas, es decir, cargas que varían con el tiempo.

Ya que cabe recordar que la catedral de Morelia, se encuentra localizada en una zona considerada como altamente sísmica de la república mexicana, lo cual la hace vulnerable a sufrir daños de gran magnitud, de tal manera con mejores análisis estructurales, considerando el sistema suelo-cimentación-estructura se obtendrá una mejor descripción de la respuesta estructural de dicha catedral ante determinados sismos.

Respecto a el mito de la presencia de túneles en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia, es imposible que existan, debido al peso propio de la estructura (catedral de Morelia), dado que no existe una explicación lógica para construirlos en el subsuelo de la catedral de Morelia, además el proceso constructivo es casi imposible de realizarlo, ya que en la época de construcción de la catedral (1660) no existían maquinas como las de la actualidad, mucho menos materiales como el acero o el concreto reforzado, por lo cual, es una ventaja más, realizar sondeos de penetración estándar (SPT), hasta una profundidad de 25 metros, realizando dichos sondeos, se verificara si existen oquedades (túneles) en subsuelo subyacente de la catedral de Morelia.

Es muy importante conocer exactamente la cimentación de la catedral de Morelia, cabe recordar que la cimentación fue calculada en base a fórmulas empíricas de los antiguos constructores, la cual está en función de la altura del extradós de los arcos de la bóveda principal, suponiendo un pedraplén de cantera con la misma calidad de construcción y del material que la superestructura, ya que la cimentación es muy

importante, porque esta influye de manera drástica en la respuesta estructural de dicha catedral, al igual que en cualquier estructura que se construya por el hombre.

Es muy importante darse cuenta que en la realidad no existen los apoyos empotrados o indeformables, es necesario empezar a realizar análisis estructurales teniendo en cuenta la cimentación y la estratificación del subsuelo en el cual se va a desplantar una cierta estructura, es decir, revisar el fenómeno de interacción suelo – estructura o el fenómeno de fluido – estructura al momento de realizar el análisis estructural.

Es importante realizar estudios de micro-zonificación sísmica y geotécnica de la ciudad de Morelia, dado la creencia de que el subsuelo de la ciudad de Morelia es del tipo duro o rígido, existen regiones dentro de dicha ciudad que presentan tipos de suelo con una estratificación muy heterogénea, es decir, no se pueden considerar como homogéneos a la ligera, ya que son decisiones que se toman sin pensarlo, y lo cual, a la larga, se presentaran problemas en las estructuras que no estén bien diseñadas, se presentaran asentamientos diferenciales, desplomes, grietas, en caso de suelos que su capacidad de carga sea menor a las cargas que baja la cimentación, incluyendo su propio peso, en caso de sismos, se puede llegar a generar daños desde leves o ligeros hasta severos.

Por lo que hace énfasis en tomar en consideración el tipo de suelo (conocer de manera exacta la estratificación del subsuelo) en donde se desplantará cierta estructura, por lo que hay que empezar a tomar conciencia de que hay ciertas simplificaciones estructurales (estructura empotrada al suelo, suelo rígido en Morelia) que no son tan reales como se creen, además de que las condiciones topográficas de la ciudad generan amplificaciones de las ondas sísmicas, lo cual se puede apreciar al momento de realizar funciones de transferencia, en puntos localizados dentro de la misma ciudad de Morelia.

Se enfatiza generar una mayor importancia y cuidado a la catedral de Morelia, al igual que al centro histórico de la ciudad de Morelia, ya que en la actualidad no existe una cultura en el cuidado y conservación de nuestros edificios históricos, es

decir, se requieren análisis estructurales sofisticados (análisis dinámicos en la historia del tiempo y análisis de contacto) para conocer su respuesta estructural de manera más precisa ante la excitación dinámica del suelo inducida por un sismo o conjuntos de sismos en específico.

Considerando como proyecto a futuro, el análisis estructural del sistema suelo-cimentación de la catedral de Morelia, represento un gran desafío, pero aún más, representa la complejidad que es obtener todos los datos necesarios con la finalidad de realizar análisis estructurales de mayor precisión en este tipo de edificios históricos, ya que debido a la poca importancia que se les da a nuestros edificios históricos, muchos de estos se encuentran con problemas estructurales que no han sido tratados, ya que son edificios históricos considerados como de menor importancia, si los comparamos con la importancia de la catedral de Morelia.

Por lo que se trata de en un futuro realizar proyectos en conjunto con diferentes instituciones, con la finalidad de obtener la vulnerabilidad sísmica de cada edificio histórico de la ciudad de Morelia, además de recopilar información sobre las condiciones estructurales que presentan en la actualidad, al igual que realizar sondeos de penetración estándar para una mejor caracterización de los estratos del subsuelo del centro histórico de Morelia, ya que en la actualidad existen programas de análisis estructurales capaces de describir la respuesta estructural de este tipo de edificios con una complejidad geométrica, considerando sus respectivas cimentaciones, el subsuelo en el que se encuentran desplantadas.

Formar en un futuro una plataforma en la cual se obtengan de manera más fácil datos, sobre las diferentes geometrías que poseen cada edificio histórico de la ciudad de Morelia, al igual que sus materiales con los que fueron contruidos, los diferentes daños estructurales que presentan, con la finalidad de seguir conservando nuestra catedral de Morelia durante muchos años más, al igual que nuestro emblemático centro histórico, de tal manera se podrán realizar análisis estructurales sofisticados (análisis dinámicos en la historia del tiempo) de manera menos compleja, ya que uno de los mayores problemas es la obtención de la

información necesaria para realizar dichos análisis estructurales y conocer de manera más precisa su comportamiento estructural.

Además, se recomienda conocer adecuadamente los componentes estructurales de la catedral de Morelia, ya que en varias partes se presentan rellenos, lo cual implica materiales de menor rigidez, debido a la antigüedad que posee dicha catedral, es necesario realizar estudios para conocer de manera precisa el grado de daño de los materiales, si se presentan fracturas, grietas, concentraciones de esfuerzos, etc., ya que la catedral de Morelia debido a la antigüedad que presenta, su estructura ha sufrido degradación de resistencia y rigidez en sus materiales, debido a los embates del clima, movimientos sísmicos, problemas de humedad, con la finalidad de poder realizar un modelo numérico de la catedral de Morelia en 3D que nos represente de manera real su comportamiento estructural ante la presencia de diversos sismos.

Se enfatiza en recopilar datos sobre las restauraciones que se le han realizado a la catedral de Morelia, ya que dado su antigüedad, ha estado sujeta a movimientos sísmicos de diversa magnitud, como lo es el sismo del año de 1858, el cual le generó daños a las bóvedas secundarias, es decir, una grieta longitudinal debido al movimiento sísmico ocasionado por el paso de los trenes de ondas sísmicas en el subsuelo subyacente, de tal manera se podría analizar este daño y como cambia o influye en la respuesta estructural de la catedral de Morelia.

Se debe tener un mayor cuidado en el momento de la interpretación de las pruebas geofísicas realizadas (tomografías de resistividad eléctrica en 2D y 3D), en el subsuelo subyacente de la catedral de Morelia, ya que, en este caso, se promovió la existencia de túneles en el subsuelo de dicha catedral, los cuales no son posibles, ya que provocan el colapso de la catedral de Morelia debido a su enorme peso, pero se motiva a seguir realizando dichos estudios, con la finalidad de saber sobre la existencia de dichos túneles o desmentirlos, ya que de haberlos, se podría intensificar el turismo en la ciudad de Morelia y generaría una derrama económica mayor a la actual, claro, los túneles u oquedades en el subsuelo subyacente a la

catedral de Morelia, si existen deben ser muy pequeños, no de dimensiones tan grandes y seguramente parte de estos estarían colapsados parcialmente.

Por lo tanto, la majestuosa catedral de Morelia, es una obra emblemática, que demuestra la increíble genialidad que poseían los antiguos constructores, que solamente se guiaron en reglas empíricas deducidas en base a su experiencia y que han mantenido en pie a dicha catedral a pesar de estar localizada en una zona altamente sísmica de la república mexicana, por lo cual es necesario conservarla para generaciones futuras y estas puedan apreciarla como hoy en día.

REFERENCIAS.

Caicedo C., Barbat A.H., Canas J.A., Aguilar R. "Vulnerabilidad sísmica de edificios", Monografías de Ingeniería sísmica (CIMNE IS-6 1994), Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).

Gaytan, R., (2010). Vulnerabilidad sísmica para las torres y fachada de la catedral de Morelia. Tesis de Maestría. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México, 2010.

Reyes, N., (2016). Resolución de la ecuación diferencial de consolidación de Terzagui aplicada a el fenómeno de subsidencia en un suelo arcilloso completamente saturado. Tesis de Licenciatura. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México, 2016.

Cabrera Aceves Juan, "Templos novohispanos de Valladolid/Morelia, Historia y teoría de su dimensionamiento estructural "2007.

Simulia. "Abaqus Analysis User's Manual, 6.13". Dassault Systèmes Simulia Corp, 2012.

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).

Gaytán Rodríguez Rodolfo, Guillermo Martínez Ruiz, Rafael Rojas Rojas, "Efecto de la componente sísmica vertical sobre las naves de la catedral de Morelia", XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, 2012.

Lagomarsino S. (1998). A new methodology for the post-earthquake investigation of ancient churches. 11 th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.

Lagomarsino S., Giovinazzi S., Podesta S., Resemini S. (2003). Wp5-Vulnerability of historical and monumental building Handbook. Risk-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 90 pp.

Aguilera Jiménez Patricia., (2013). "Catedral Metropolitana, Hundimiento y Rescate". Instituto de Ingeniería UNAM, México, 2013.

IBC (2006). International Building Code, International Code Council, U.S.A.

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

Mario Paz (1992). Dinámica Estructural Teoría y Cálculo. Editorial Reverté S.A., Pág. 31, 52-65.

PIET 70 Obras de fábrica. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España (1971).

Augusti G., Ciampoli M., Giovenale P. (2001). Seismic vulnerability of monumental buildings. Structural safety 23, pp. 254-276.

FEMA (1999). HAZUZ 99: Earthquake Loss Estimation Methodology Federal Emergency Management Agency, Technical Manual.

Freeman S.A. (1998). Development and use of capacity spectrum method. In Proceedn Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Inst., Oakland California.

STAAD.Pro 2018, Structural Analysis and Design Software, Bentley.

Ramirez, R., (1981). Catálogo de Construcciones Artísticas Civiles y Religiosas de Morelia. FONAPAS 1981.

Braja, M. D. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. International Thomson Editores.

Wolfram Mathematica Research. The Mathematica Book.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal (2017), Gaceta Oficial del Distrito Federal.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Distrito Federal (2017), Gaceta Oficial del Distrito Federal.

REFERENCIAS ELECTRÓNICAS.

- (1) https://ern.com.mx/boletines/Boletin_ERNterate_DanosSismo_070917.pdf).
- (2) <http://www.eluniversal.com.mx/destinos/los-monumentos-danados-por-el-sismo-del-19-de-septiembre-de-2017>.
- (3) https://www.huffingtonpost.com.mx/2017/09/21/decenas-de-iglesias-destruidas-tras-el-sismo-que-azoto-cdmx-puebla-morelos-y-edomex_a_23218351/.
- (4) **MiMorelia.com** | 10:9 - Morelia Sabado 10 de Abril del 2010).