



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE
INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS Y REVISIÓN DE LA IGLESIA DE SAN JUAN
PILCAYA, PUEBLA, DESPUÉS DEL SISMO DEL 19 DE
SEPTIEMBRE DE 2017

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. CRISTOPHER AGUIRRE ARELLANO

DIRECTOR DE TESINA: DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN



MÉXICO, D.F. DICIEMBRE 2020

Agradecimientos

A mis padres, J. Guadalupe Aguirre y Ma. Nidia Arellano, ustedes me han apoyado cada día guiando mi camino y transmitiéndome valores que hoy son el pilar de mi existencia.

A mis hermanos, Aldair, Osvaldo, Monserrat y Guadalupe, por su amor siempre presente, sus ocurrencias y por confiar en lo que hago.

A Rosanely Cano Ávila y Emma Victoria Aguirre Cano, mis dos grandes amores. Ustedes impulsan mis metas, caminan a mi lado tomando mi mano y son testigos de todo el esfuerzo que hay atrás de este trabajo.

A mis abuelos, Juan Arellano, Ma. De Jesús Damián y Gloria Cárdenas, por su confianza y amor, por estar siempre pendientes de mi educación sin dudar de mis capacidades.

A mi asesor, el Dr. Fernando Peña Mondragón, por brindarme su confianza y apoyo, por compartirme sus conocimientos y enseñarme una nueva visión de la ingeniería estructural.

ÍNDICE

1	Introducción.....	1
1.1	Justificación	4
1.2	Objetivo	5
1.3	Organización del trabajo	5
2	Antecedentes	6
2.1	Importancia del estudio histórico de la estructura	6
2.2	La mampostería histórica	8
2.3	El levantamiento y diagnóstico preliminar de la estructura	11
2.4	Métodos y tipos de análisis	14
2.5	Modelos numéricos de edificios históricos	17
2.5.1	Templo de San Bartolomé Apóstol, Naucalpan.....	17
2.5.2	Minarete de Qutb Minar	19
2.5.3	Monasterio de San Vicente de Fora	20
3	Estudios preliminares para realizar el modelo numérico.....	23
3.1	Estudio histórico de la Iglesia de San Juan Pilcaya, Puebla.....	23
3.2	Levantamientos de la estructura	25
3.2.1	Dimensiones de los elementos estructurales del templo	27
3.2.2	Levantamiento fotográfico de daño	34
3.2.3	Diagnóstico preliminar	40
4	Modelo numérico del templo	42
4.1	Características generales del templo.....	42
4.2	Materiales usados en el modelo.....	44
4.3	Análisis del modelo numérico.....	45
4.3.1	Características de vibración de la estructura.....	46
4.3.2	Análisis por peso propio.....	53
4.3.3	Análisis sísmico	60
4.3.4	Revisión de distorsiones en los elementos estructurales	68
4.4	Propuestas de refuerzo con base en el análisis del modelo y los daños en la estructura ...	74
4.4.1	Muros y bóveda	75
4.4.2	Frontispicio y pretiles.....	78
4.4.3	Unión fachada principal-bóveda	80

4.4.4	Conexión Sagrario-muro longitudinal.....	82
4.4.5	Torre.....	83
5	Conclusiones.....	86
6	Referencias	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Localizaciones del sismo de magnitud 7.1 del 19 de septiembre de 2017 y algunos otros del mismo tipo en la región (Cruz-Atienza et al., 2017)	1
Figura 1.2. Mapa de intensidades instrumentales para el sismo de Puebla-Morelos (Valencia, 2019)	2
<i>Figura 1.3.</i> Daños a iglesias por sismo: a) agrietamiento inclinado y horizontal en torres de fachada de la iglesia de Nuestra señora de los Remedios, San Andrés, Cholula, Puebla, ocasionado por el sismo del 15 de junio de 1999 (Alcocer et al., 1999), b) colapso del campanario en la iglesia ubicada en Av. México Pte. y Av. Cuauhtémoc, Colonia San Gregorio Atlapulco, Delegación Xochimilco, CDMX; ocasionado por el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Galicia, 2018).....	3
Figura 1.4. Epicentro del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Imagen extraída del programa PRODISIS)	3
Figura 1.5. Epicentro del sismo del 15 de junio de 1999 (Imagen extraída del programa PRODISIS).....	4
Figura 2.1. Representación de los templos aztecas que subyacen a la catedral (Aguilera, 2013)	8
Figura 2.2. Construcciones de mampostería con materiales cercanos a la zona: a) restos de Acrópolis de Alon Aexonidon en Vouliagmeni, Grecia, b) zona de donde se extrajo el material para la construcción de la Acrópolis de Vouliagemeni, c) restos de un cementerio en Vari, Grecia d) zona de donde se extrajo el material para la construcción del cementerio en Vari (Oikonomou et al., 2017).....	9
Figura 2.3. Algunas modalidades de mampostería (Meli, 1998).....	10
Figura 2.4. Aparejos comunes en templos construidos en el siglo XV (Chávez, 2010).....	11
Figura 2.5. Planos del templo de la parroquia de San Bartolomé Apóstol, (Robles, 2013). 12	
Figura 2.6. Esquina norponiente del Palacio Nacional de México a) Ubicación de daños en planta baja, b) fotos de los daños (Quiroz, 2017).....	13
Figura 2.7. Edificio Cárceles de la Perpetua: a) Desplomes de muros y columnas en %, b) Deterioro de cerramiento (Gómez, 2016)	13
Figura 2.8. Fuerzas y desplazamientos de los elementos rígidos (Orduña, Roeder y Peña, 2007)	15
Figura 2.9. Conexión de dos elementos rígidos (Orduña, Roeder y Peña, 2007).....	15
Figura 2.10. Fachada de la parroquia de San Bartolomé (Robles, 2013)	18
Figura 2.11. Esfuerzos en el modelo numérico: a) axiales por peso propio, b) cortantes transversales con sismo 100% en dirección longitudinal y 30% en dirección transversal (Robles, 2013)	18
Figura 2.12. El Outb Minar y sus 3 modelos numéricos: a) torre real, b) modelo con elementos sólidos, modelos con elementos barra y c) modelos con elementos rígidos (Peña 2010)	19
Figura 2.13. Detalle de la arcada del monasterio de San Vicente de Fora (Orduña et al., 2007)	20
Figura 2.14. Patrones de agrietamiento: a) agrietamiento en el modelo experimental, b) MEF, deformaciones plásticas principales mayores, c) MER, daño por tensión, y d) ALBR, mecanismo de colapso (Orduña et al., 2007)	21
Figura 3.1. Localización de Pilcaya (San Juan Pilcaya) en Puebla	24

Figura 3.2. Imágenes rescatadas de la ficha hecha el 25 de agosto de 1999 del templo: a) vista en planta del templo de San Juan Bautista (modificada para indicar la adición de un elemento), b) fotografía del interior del templo	25
<i>Figura 3.3.</i> Fachada norte de la Iglesia de Pilcaya (Google, s.f a).....	25
Figura 3.4. Fachada poniente de la Iglesia de Pilcaya (Google, s.f. b)	26
Figura 3.5. Fachada oriente de la Iglesia de Pilcaya (Google, s.f. c).....	26
Figura 3.6. Planta de la iglesia de Pilcaya, Puebla (N.P.T +0.50 m).....	27
Figura 3.7. Planta de la iglesia de Pilcaya, Puebla (N.P.T. +9.30 m).....	28
Figura 3.8. Fachada Principal Sur de la iglesia de Pilcaya, Puebla.	29
<i>Figura 3.9.</i> Fachada Poniente de la iglesia de Pilcaya, Puebla	29
Figura 3.10. Fachada Oriente de la iglesia de Pilcaya, Puebla.....	30
Figura 3.11. Fachada Norte de la iglesia de Pilcaya, Puebla.....	30
Figura 3.12. Torre de la iglesia de Pilcaya: a) elevación, b) planta del segundo y tercer cuerpo.....	31
<i>Figura 3.13.</i> Corte longitudinal Y-Y' de la iglesia de Pilcaya.....	32
Figura 3.14. Corte longitudinal V-V' de la iglesia de Pilcaya	32
Figura 3.15. Corte transversal W-W' de la iglesia de Pilcaya	33
Figura 3.16. Corte transversal X-X' de la iglesia de Pilcaya	33
Figura 3.17. Corte transversal Z-Z' de la iglesia de Pilcaya	34
<i>Figura 3.18.</i> Daños por cortante en muros longitudinales: a) Grieta en muro Este, b) Grieta en muro Oeste.....	35
<i>Figura 3.19.</i> Falla por flexión fuera del plano: a) Frontispicio de la fachada principal, b) Pretil del lado Oeste.....	36
<i>Figura 3.20.</i> Agrietamiento de la bóveda en la dirección transversal	37
Figura 3.21. Grietas en la conexión Fachada principal-nave central.....	37
Figura 3.22. Grietas en unión Sagrario-Nave central: a) Agrietamiento en la unión Sagrario-Muro, b) Agrietamiento en conexión muro de Sagrario-Contrafuerte	38
Figura 3.23. Daños en la conexión de los muros del Sagrario con los Contrafuertes: a) Aplastamiento en la conexión, b) Aplastamiento y fisuras por cortante en Contrafuerte ...	38
<i>Figura 3.24.</i> Daños en la torre: a) Daño en campanarios de la iglesia, b) Campanarios colapsados y grieta en cara Poniente de la torre.....	39
Figura 3.25. Daños en el campanario: a) Grietas en columnas y pérdida de material, b) Grietas en los dos cuerpos del campanario	40
Figura 3.26. Grietas verticales por tensión en la unión bóveda-torre.....	40
Figura 4.1. Vista general del modelo	42
Figura 4.2. Planta del modelo numérico: a) Ejes de referencia en la base b) Vista en planta hasta altura de muros.....	43
Figura 4.3. Nombres de los elementos del modelo numérico en vista tridimensional	44
Figura 4.4. Sección E del modelo numérico	44
Figura 4.5. Esfuerzos de compresión en la base por peso propio (en kg/cm ²)	55
<i>Figura 4.6.</i> Vista tridimensional para esfuerzos verticales con peso propio (en kg/cm ²) ...	56
Figura 4.7. Esfuerzos de compresión en sección del eje E (en kg/cm ²).....	56
<i>Figura 4.8.</i> Esfuerzos en dirección transversal al modelo por peso propio (en kg/cm ²)	57
Figura 4.9. Esfuerzos en dirección longitudinal al modelo por peso propio (en kg/cm ²) ...	57
Figura 4.10. Esfuerzos por peso propio en la sección E: a) Esfuerzos en dirección transversal y b) Esfuerzos en dirección longitudinal (en kg/cm ²)	58
Figura 4.11. Puntos para revisión de desplazamientos	58

<i>Figura 4.12.</i> Regiones sísmicas de la República Mexicana con la ubicación de la estructura (CDS-MDOC, 2015).....	61
Figura 4.13. Espectros horizontales: transparente, de colapso y servicio	61
Figura 4.14. Espectros verticales: transparente, de colapso y servicio	62
Figura 4.15. Ejes ortogonales en el modelo: a) Esfuerzos axiales en un sólido (Quiroz, 2017), b) Modelo numérico de la iglesia	64
Figura 4.16. Esfuerzos cortantes en los sólidos (Quiroz, 2017)	65
Figura 4.17. Esfuerzos axiales (S33) en campanarios: a) Esfuerzos de tensión, b) Esfuerzos en compresión (en kg/cm ²)	65
Figura 4.18. Esfuerzos cortantes S23 en cerramientos en las caras Poniente y Oriente de la torre (en kg/cm ²)	66
<i>Figura 4.19.</i> Esfuerzos cortantes en los cerramientos de las caras frontal y trasera de la Torre (en kg/cm ²)	67
<i>Figura 4.20.</i> Concentración de esfuerzos axiales longitudinales (S22, en kg/cm ²).....	67
<i>Figura 4.21.</i> Esfuerzos cortantes S23 en los muros de las fachadas Oriente y Poniente (en la cara perpendicular al eje longitudinal con dirección vertical, en kg/cm ²)	68
Figura 4.22. Torre con referencias para la revisión de sus distorsiones	69
<i>Figura 4.23.</i> Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de servicio en dirección transversal	70
Figura 4.24. Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de servicio en dirección longitudinal	71
Figura 4.25. Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de colapso en dirección transversal	71
<i>Figura 4.26.</i> Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de colapso en dirección longitudinal.....	72
Figura 4.27. Referencia de los elementos para las distorsiones laterales	73
Figura 4.28. Colocación de ductos para inyección en un muro de mampostería	78
Figura 4.29. Huecos en conexión de muros perpendiculares para la colocación de lajas de recinto.....	81

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Historia sismológica de la región cercana al epicentro del sismo de Tehuacán (Singh et al., 1999).....	2
Tabla 4.1. Propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo numérico (Chávez, 2010)	45
Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de la madera para el coro (Meli, 1998)	45
Tabla 4.3. Periodos, frecuencias y modos de vibrar del templo	46
Tabla 4.4. Peso del modelo numérico y de la estructura.....	53
Tabla 4.5. Factor de seguridad y esfuerzo promedio a compresión	54
Tabla 4.6. Desplazamientos por peso propio en el modelo numérico	59
Tabla 4.7. Modos donde se alcanza el 90 % de los pesos efectivos del peso total de la estructura.	62
Tabla 4.8. Combinaciones de carga para el análisis del modelo.	63
Tabla 4.9. Desplazamientos máximos por servicio en dirección transversal	69
Tabla 4.10. Desplazamientos máximos por servicio en dirección longitudinal.....	69
Tabla 4.11. Desplazamientos máximos por colapso en dirección transversal	70
Tabla 4.12. Desplazamientos máximos por colapso en dirección longitudinal	70
Tabla 4.13. Distorsiones laterales de los contrafuertes.....	73
Tabla 4.14. Distorsiones laterales de las pilastras	74
Tabla 4.15. Distorsiones laterales de los muros	74
Tabla 4.16. Evaluación de la propuesta: inyección con lechada de elementos	76
Tabla 4.17. Evaluación de la propuesta: colocación de malla electrosoldada en todo el elemento	76
Tabla 4.18. Evaluación de la propuesta: colocación de malla de forma local	76
Tabla 4.19. Evaluación de la propuesta: reconstrucción de los elementos	79
Tabla 4.20. Evaluación de la propuesta: colocación de malla de acero inoxidable.....	79
Tabla 4.21. Evaluación de la propuesta: colocación de barras de acero inoxidable.....	79
Tabla 4.22. Evaluación de la propuesta: costuras armadas de acero inoxidable	80
Tabla 4.23. Evaluación de la propuesta: colocación de lajas de recinto en la unión.....	81
Tabla 4.24. Evaluación de la propuesta: conexión Sagrario-muro longitudinal de la nave central.....	82
Tabla 4.25. Propuesta de malla estructural para la torre	83
Tabla 4.26. Propuesta con castillos u otro elemento de concreto para la torre	84
Tabla 4.27. Postensado de las columnas de la torre.....	84
Tabla 4.28. Aumento de la sección transversal y reducción de la altura de las columnas ..	85

1 Introducción

El 19 de septiembre de 2017 el Servicio Sismológico Nacional reportó un sismo de 7.1 Mw ocurrido a las 13:40:40 h (hora local), con coordenadas focales de 18.40° N y 98.72° O, a 120 km al sur de la Ciudad de México. El sismo ocurrió dentro de la placa oceánica de Cocos (sismo intraplaca), por debajo del continente, a una profundidad de 57 km (Cruz-Atienza et al., 2017). Es preciso señalar que la profundidad de ocurrencia de los sismos intraplaca es mayor que los típicos sismos de subducción como el de 1985, que tienen lugar bajo las costas del Pacífico mexicano sobre la interfaz de contacto entre las placas tectónicas de Cocos y de Norteamérica, ver figura 1.1 (Cruz-Atienza et al., 2017).

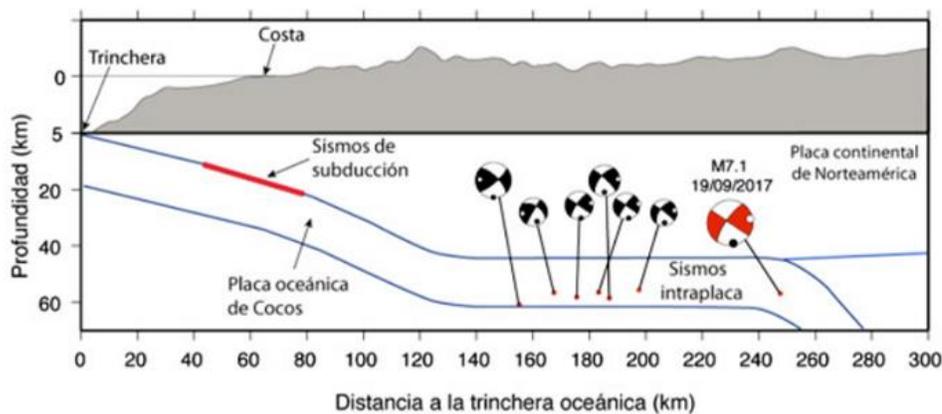


Figura 1.1. Localizaciones del sismo de magnitud 7.1 del 19 de septiembre de 2017 y algunos otros del mismo tipo en la región (Cruz-Atienza et al., 2017)

Otra característica importante del sismo de Puebla-Morelos es la concentración de intensidades alrededor del epicentro con una rápida atenuación con la distancia (Valencia, 2019), lo que permite esperar mayores daños en estructuras cercanas a la zona donde se generó el movimiento. En la figura 1.2 se visualiza esta atenuación y se observa que la intensidad es más baja conforme se está más lejos del origen del sismo, y son notables las máximas aceleraciones del terreno (PGA: Peak Ground Acceleration) alrededor del epicentro del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Un sismo anterior al 19S ocurrió el 15 de junio de 1999 de Mw 7.0 con epicentro ubicado en 18.20°N y 97.47°O y profundidad de 60 a 80 km, cerca de la ciudad de Tehuacán, Puebla (Alcocer et al., 1999). Éste ocasionó grandes daños a inmuebles históricos de similares características al que se estudia en el trabajo (ver figura 1.3).

Con base en el historial de sismos sucedidos antes del que se presentó el 19 de septiembre (tabla 1.1), se puede afirmar que el periodo de retorno medio de temblores de magnitud mayor que

6.5 en la zona es de 20 a 30 años (Singh et al., 1999). Entonces, es lógico esperar un evento de estas características a corto plazo en la zona, por lo tanto, se deben proponer medidas preventivas para inmuebles históricos y, así evitar un impacto negativo como el que se ha visto en los últimos años.

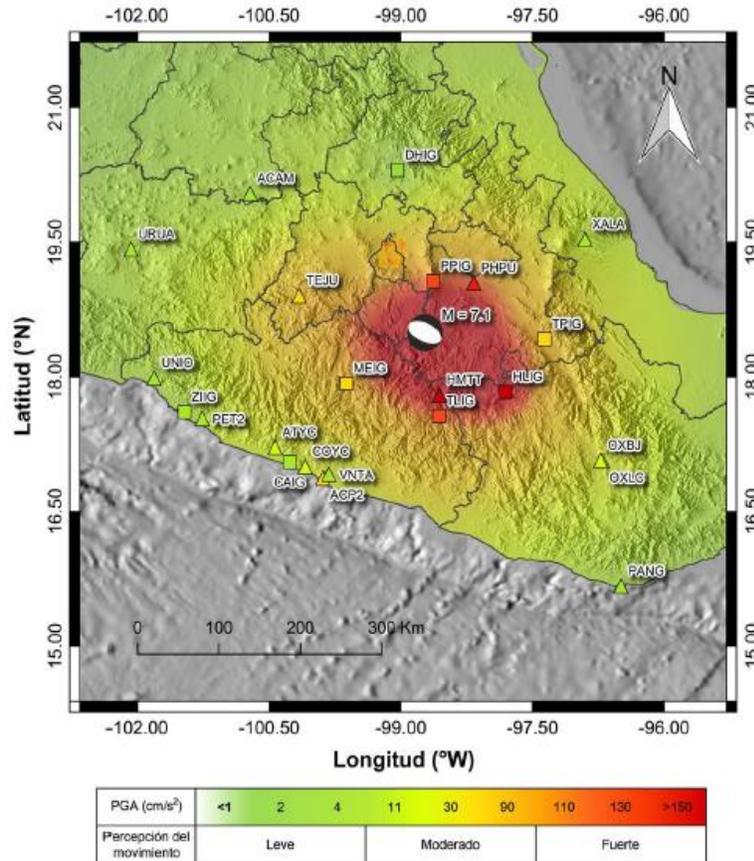


Figura 1.2. Mapa de intensidades instrumentales para el sismo de Puebla-Morelos (Valencia, 2019)

Tabla 1.1. Historia sísmológica de la región cercana al epicentro del sismo de Tehuacán (Singh et al., 1999)

Fecha	Latitud, °N	Longitud, °O	Profundidad, km	Magnitud
Octubre 3, 1864	18.70	97.40	-	7.3
Mayo 17, 1879	18.60	98.00	-	7.0
Febrero 10, 1928	18.26	97.99	84	6.5
Enero 15, 1931	16.34	96.87	40	7.8
Julio 26, 1937	18.48	96.08	85	7.3
Octubre 11, 1945	18.32	97.65	95	6.5
Mayo 24, 1959	17.72	97.72	80	6.8
Agosto 28, 1973	18.30	96.53	84	7.0
Octubre 24, 1980	18.03	98.27	65	7.0



a)

b)

Figura 1.3. Daños a iglesias por sismo: a) agrietamiento inclinado y horizontal en torres de fachada de la iglesia de Nuestra señora de los Remedios, San Andrés, Cholula, Puebla, ocasionado por el sismo del 15 de junio de 1999 (Alcocer et al., 1999), b) colapso del campanario en la iglesia ubicada en Av. México Pte. y Av. Cuauhtémoc, Colonia San Gregorio Atlapulco, Delegación Xochimilco, CDMX; ocasionado por el sismo del 19 de septiembre de 2017 (Galicia, 2018)

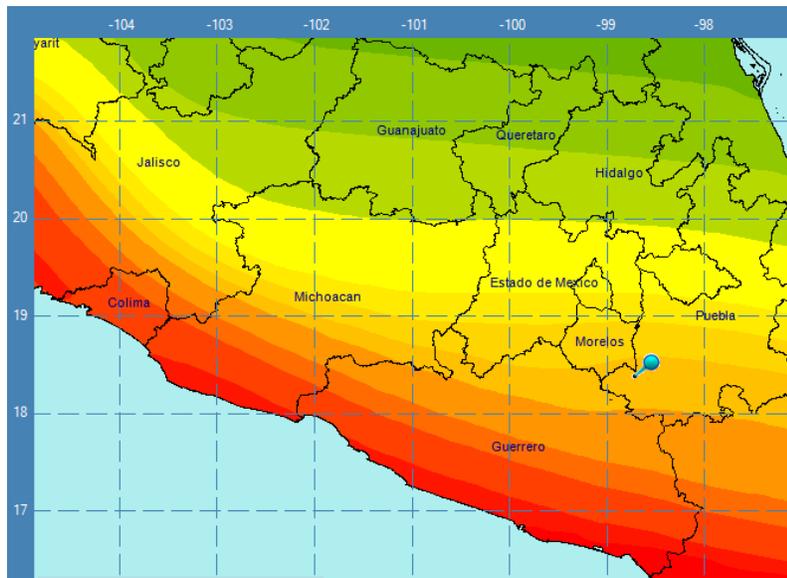


Figura 1.4. Epicentro del sismo del 19 de septiembre de 2017 (Imagen extraída del programa PRODISIS)

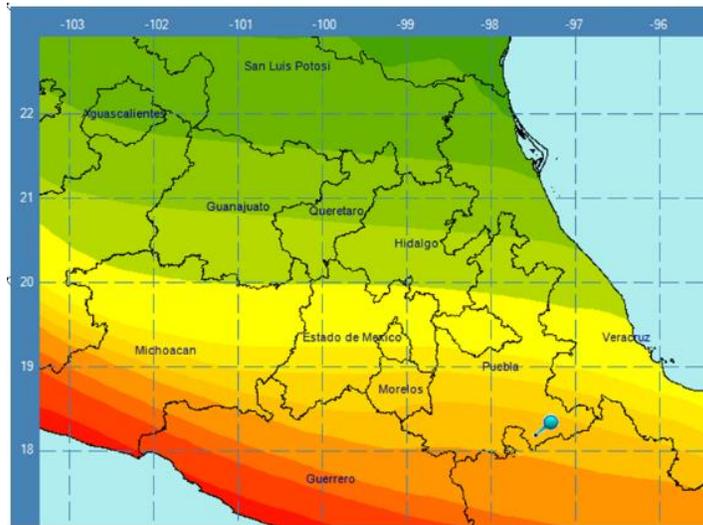


Figura 1.5. Epicentro del sismo del 15 de junio de 1999 (Imagen extraída del programa PRODISIS)

1.1 Justificación

Los sismos de 1999 y 2017 nos han recordado lo vulnerables que somos a la hora de proteger nuestros intereses como nación. Han sido edificios los que han sucumbido ante sus embates, pero sobre todo muchas vidas humanas se han perdido. Autoridades y especialistas son conscientes del trabajo que falta por realizarse, ya que la ocurrencia de un fenómeno como el sismo se puede presentar nuevamente y generar daños significativos a nuestras estructuras. De las consecuencias más dañinas que trae un sismo se tiene el cobro de vidas humanas y el deterioro o colapso de estructuras que son el patrimonio de familias o que forman parte importante de la identidad de una comunidad o cultura. Sobre éstas últimas se centra el presente trabajo, ya que templos, monumentos y edificios antiguos han sido afectados por el sismo del 19 de septiembre de 2017.

Entonces saber revisar y reforzar una estructura considerada histórica es importante para un ingeniero estructural porque si bien ya no son permitidos los métodos constructivos con que se levantaron estos inmuebles, se deben preservar los existentes. Por esta razón, en este escrito se presenta una metodología sencilla para el estudio de un inmueble histórico, haciendo un análisis básico de la iglesia de San Juan Pilcaya, Puebla, siendo este inmueble un buen ejemplo de estudio por los daños sufridos en su campanario, muros y contrafuertes, y por el reto que representa para un ingeniero estructuralista la elaboración de una propuesta de refuerzo que le permita a la estructura responder satisfactoriamente antes sismos en el futuro.

En este sentido, es importante decir que el trabajo da las bases para iniciar el análisis de un edificio histórico y los aspectos que hay que tomar en cuenta para su reforzamiento, pero no se alcanzan a evaluar numéricamente las propuestas de refuerzo profundizando en las ventajas y desventajas de estas, para lo cual se necesita realizar otro estudio que aborde extensamente este tema.

1.2 Objetivo

Detectar, analizar y revisar mediante un modelo numérico las zonas vulnerables ante un sismo de la iglesia de San Juan Pilcaya del municipio de Chiautla en Puebla y compararse con los daños estructurales significativos que presentó a causa del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017; así como realizar con base en los resultados y el análisis de daños una propuesta de refuerzo adecuada y viable para los elementos estructurales dañados.

1.3 Organización del trabajo

En el capítulo 1 se muestra una breve explicación del fenómeno causante del daño de la estructura de interés, se presenta la justificación del proyecto, el objetivo y la organización del documento.

En el capítulo 2 se habla de la importancia del antecedente histórico para el estudio de un inmueble; se añade historia del material que compone la estructura, el levantamiento y diagnóstico del inmueble como primer acercamiento hasta llegar a comentar sobre los métodos y tipos de análisis que se pueden realizar para lograr nuestro objetivo, y también se explican ejemplos de modelos realizados para entender el comportamiento de edificios históricos en el mundo.

El capítulo 3 contiene los puntos generales para realizar el modelo numérico, tales como el estudio histórico, el levantamiento fotográfico de la estructura y un breve diagnóstico con base en los daños observados.

El capítulo 4 trata sobre las características principales e intrínsecas del modelo, los análisis hechos, su validación, la examinación de los resultados y algunas propuestas de refuerzo pensadas por el tipo de estructura y sus fallas.

Finalmente, después de evaluar los daños reproducidos en el modelo numérico y los observados físicamente en la estructura, así como haber realizado una propuesta de rehabilitación, se expresan algunas conclusiones y recomendaciones.

2 Antecedentes

Los edificios para culto construidos hace siglos en la fundación de poblaciones actualmente son de gran valor para una comunidad, porque desde su construcción hasta la fecha han presenciado acontecimientos relevantes para la historia de un pueblo y por las técnicas arquitectónicas y constructivas con las que se hicieron que ya no suelen llevarse a cabo hoy en día.

Los ingenieros e ingenieras estructurales actuales están enfocados generalmente al uso de materiales y técnicas modernas, dejando de lado el estudio de edificaciones que fueron el origen de la ingeniería estructural. Es cierto que el análisis, diseño y revisión de una estructura de concreto o acero implica el talento del ingeniero para concebir abstractamente los conceptos que intervienen en su solución, pero entender el comportamiento mecánico de las estructuras históricas es una base sólida que no se debe menospreciar. Además, mejora el razonamiento del profesional para asimilar los mecanismos de otras estructuras, pudiendo aplicar ese conocimiento a cualquier campo de la ingeniería estructural.

A pesar de todas las ventajas que ofrece el estudio de un edificio histórico, la comunidad joven de ingenieros suele subestimar esta área, quitándose la oportunidad de revisar y analizar estos inmuebles aplicando conocimientos actualizados de comportamiento mecánico de las estructuras, lo que evita desarrollar integralmente sus capacidades ante de cualquier problema estructural.

2.1 Importancia del estudio histórico de la estructura

La historia de una estructura, su origen, sus etapas constructivas, la razón de su existencia, así como también los daños sufridos en sus elementos, son puntos de partida claves que se deben considerar para dirigirlos al problema que preocupa al ingeniero estructural: la historia de su comportamiento mecánico. La información encontrada en documentos que hablan del proceso constructivo del inmueble, así como de las modificaciones hechas a éste, son clave para el ingeniero al momento de tomar decisiones cuando realiza un modelo numérico. Como puntos básicos que se deben revisar son los siguientes: sustituciones directas de elementos estructurales, cambio de materiales, cambio de uso del inmueble e identificación de características de la estructura al inicio de su construcción (por ejemplo, dimensiones de elementos).

Por ejemplo, los especialistas que estudiaron el Qutb Minar de la India, identificaron con el estudio histórico una modificación a los niveles de la torre que originalmente era de 4 pisos, pero el nivel superior fue reemplazado por dos pisos en 1368. Además se percataron que hubo una cúpula y notaron que se hizo una reparación de piedras de revestimiento de la torre en 1940, las cuales fueron reemplazadas usando mortero de cal y espigas de acero inoxidable. Así mismo, encontraron que se fortaleció la base y el núcleo central, y que en 1989 se cambiaron los bloques de revestimiento (Peña et al., 2004).

También la documentación que se realiza durante o después de la construcción del inmueble es

una buena guía para conocer las características de la estructura y empezar a organizar las ideas antes de modelar. Tal es el caso del modelo generado para el estudio del Puente de Guadalajara de Buga en Colombia, donde los especialistas obtuvieron, de un escrito hecho por el ingeniero a cargo del proyecto, breves descripciones sobre las dimensiones de los elementos estructurales del puente. Así mismo, en la descripción el ingeniero divide la estructura en tres partes: puente central, los terraplenes y el viaducto, y también redacta el proceso constructivo de los arcos del puente central (Galindo et al., 2007). Con estos datos los autores conocieron las dimensiones de la estructura en su inicio, la cual pudieron comparar con un levantamiento actual para ver si hubo modificaciones.

También el estudio histórico en el edificio de gobierno del Archivo General de la Nación aportó datos útiles para el autor que llevó a cabo su análisis, quien proponía una técnica de refuerzo para la estructura. Aquí el autor usa una fotografía de la fachada del palacio de Lecumberri, donde se percibe un hundimiento del inmueble respecto a la calle, entonces toma de referencia la altura de la puerta (4.19 m) y los escalones visibles para obtener un hundimiento de la estructura de 1.05 m, es decir, 1.31 cm/año de 1897 a 1977 (Monroy, 2018). De igual manera en el documento se menciona la demolición de muros, la creación de una cúpula donde estaba la torre de vigilancia y el techado de las crujías, así como el cambio del sistema de techo del edificio de gobierno y la consolidación de grietas (Monroy, 2018). Con esto se tiene en cuenta que la consolidación de grietas pudo cambiar la rigidez de los elementos y que la modificación de la geometría del inmueble, así como la colocación de nuevos elementos de cubierta cambiaron el régimen de cargas original.

A su vez es importante explorar las causas que orillaron al cambio o refuerzo de elementos. Es decir, se deben investigar los fenómenos naturales ajenos a las estructuras que ocurrieron cerca de ésta, ya que pueden brindar explicaciones del porqué de una reconstrucción o un reforzamiento del inmueble, y al conocer la causa es más sencillo encontrar una mejor solución. Ejemplos comunes de estos fenómenos son los sismos, los hundimientos diferenciales, la aparición de humedad en los elementos y hasta una mala intervención en alguna etapa de la vida del inmueble que haya generado un incorrecto comportamiento mecánico.

Una estructura de la que se puede hablar sobre causas principales de su deterioro ajenas al inmueble, como la consolidación no uniforme del suelo es la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México. La estructura fue construida sobre ruinas de estructuras prehispánicas de la antigua ciudad de Tenochtitlan, que consolidaron el suelo bajo ellas, transformando a estos puntos en áreas más rígidas que las que no sufrieron esta carga y generando que en el área se ubicaran zonas más deformables que otras, ver figura 2.1. Lo anterior, sumado a la constante extracción de agua del subsuelo y por el peso de la estructura, generó hundimientos diferenciales en ésta, es decir, el inmueble sufrió descensos en los puntos donde el suelo es más deformable, hundiéndose de diferente manera, no al mismo ritmo, y por consecuencia se desarrolló inestabilidad en toda la estructura (Aguilera, 2013).

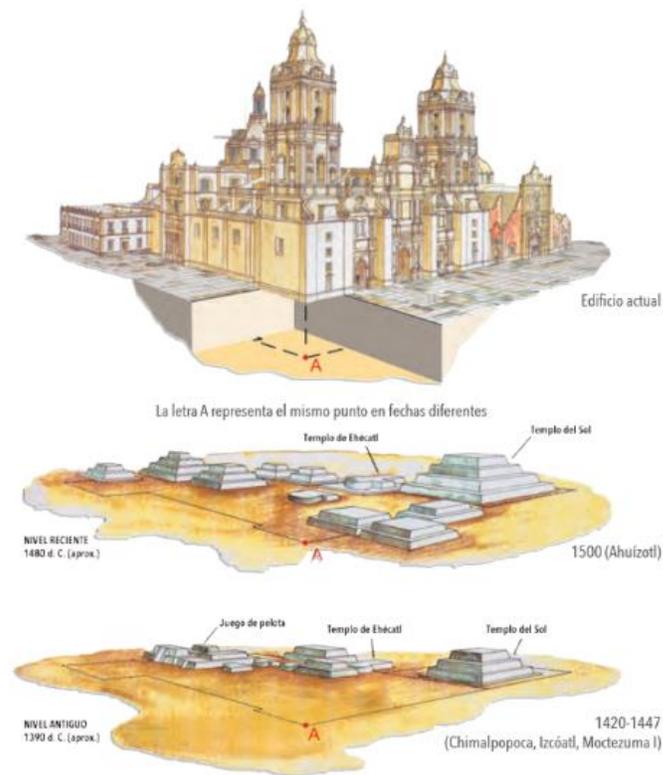


Figura 2.1. Representación de los templos aztecos que subyacen a la catedral (Aguilera, 2013)

Las causas que llevaron a los especialistas a tomar cartas en el asunto para corregir los daños en la Catedral se expresaron como resumen en el párrafo anterior, pero todo ello trae consigo un estudio del subsuelo, como la historia de carga en él, además de profundizar en el análisis de las características del suelo, así como conocer el tema de la extracción de agua a detalle. Con todo esto en el modelo numérico se deben implementar componentes que caractericen los hundimientos diferenciales del suelo y así obtener resultados que reflejen un comportamiento más cercano al que se presenta en la estructura.

Con las ideas escritas se pretende transmitir al interesado en el modelado de edificios históricos que a la hora de interpretar resultados puede haber variabilidad en la resistencia de elementos estructurales por su reforzamiento, y estos cambios difícilmente se pueden simular en el modelo, por lo que es probable que los resultados difieran con los de la estructura real.

2.2 La mampostería histórica

En el pasado, una sencilla aglomeración de rocas sin el uso de mortero podía considerarse de la forma más rústica como un muro. Si se observa el material acumulado del muro, posiblemente debió ser provisto por la naturaleza debido a lo fácil que era obtenerlo, entonces una opción evidente y práctica fue la piedra encontrada en las cercanías de las comunidades donde se erigían edificios necesarios para el desarrollo de los pueblos.

Otras de las causas que influyeron en la selección de los materiales estuvieron en función de los recursos, la localidad y el transporte, ya que es reconocido que el uso de materiales locales y/o naturales se debió principalmente a la falta de medios de transporte y recursos económicos. En cuanto a los sitios, las materias primas que se utilizaron para la producción de materiales de construcción se extrajeron de la naturaleza, de canteras y minas (extracción de rocas y mineral del suelo) y de bosques (Oikonomou et al., 2017). Un ejemplo de construcciones hechas con material extraído de colinas cercanas son una Acrópolis en Vouliagmeni (figuras 2.2 a) y un cementerio en Vari (figuras 2.2 c), ambos en Grecia.



a)



b)



c)



d)

Figura 2.2. Construcciones de mampostería con materiales cercanos a la zona: a) restos de Acrópolis de Alon Aexonidon en Vouliagmeni, Grecia, b) zona de donde se extrajo el material para la construcción de la Acrópolis de Vouliagmeni, c) restos de un cementerio en Vari, Grecia d) zona de donde se extrajo el material para la construcción del cementerio en Vari (Oikonomou et al., 2017)

Otro factor importante involucrado en la construcción en la antigüedad fue el reuso de materiales de ruinas existentes o de inmuebles derrumbados para generar nuevas construcciones, de esta manera se ahorra en costos evitando el empleo de materiales nuevos. En este sentido, en México al principio de la Colonia los materiales básicos empleados en la construcción de la nueva urbe fueron la piedra, proveniente de la demolición de los edificios prehispánicos y de canteras cercanas, así como el tezontle, socorrido en la construcción de

muros por su ligereza, adherencia y su resistencia al deterioro producido por la humedad (Rangel, 2004).

Después los bloques de piedras y ladrillos se complementaron con la aparición del mortero, primero de barro, luego el mortero de cal y arena, para después agregarle puzolana y lograr un avance significativo en él. Con esto se pudo establecer un material heterogéneo, útil para erigir edificios con gran resistencia a la compresión y durabilidad. Meli (1998) establece una clasificación general del material en mampostería organizada (o con aparejo) y mampostería irregular, de estas dos pueden surgir combinaciones, como mampostería con un arreglo regular en las caras exteriores e irregular al centro, ver figura 2.3.

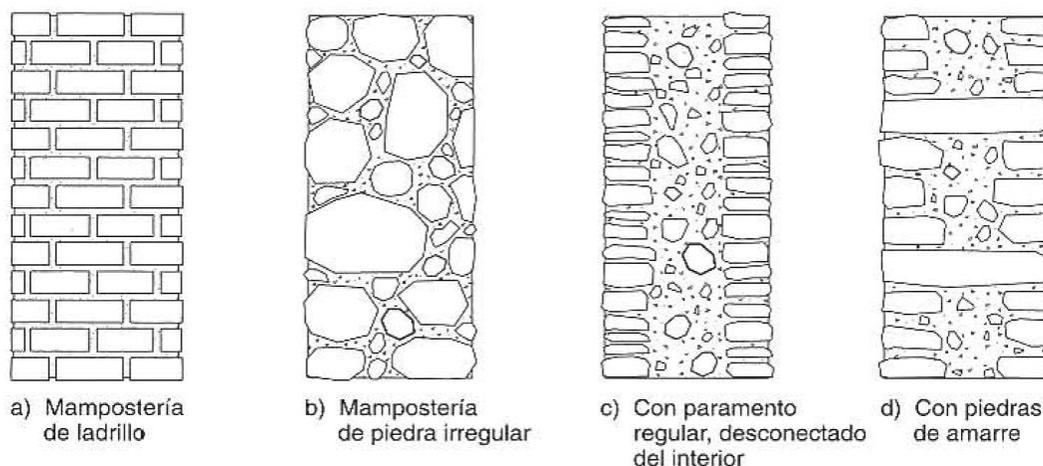


Figura 2.3. Algunas modalidades de mampostería (Meli, 1998)

A su vez se debe entender que los materiales usados en la construcción de una estructura juegan un papel fundamental en el comportamiento del inmueble, porque están involucrados en la rigidez y resistencia de los elementos que constituyen el edificio. De igual forma, la comprensión de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que componen la mampostería es indispensable a la hora de estudiar un edificio histórico (Döndüren y Sişik, 2017).

Para Chávez (2010) las propiedades mecánicas de la mampostería dependen de manera importante del arreglo y calidad de los materiales componentes; siendo la mampostería de mejor calidad aquella con menor contenido de mortero y mayor cantidad de piedra, así como donde el aparejo asegura una trabazón adecuada entre las piezas. Con la idea anterior, debido a que los factores que podrían derivar en la calidad de la mampostería son de difícil control, se puede asumir que las propiedades resultantes de un grupo de mampostería a otra son variadas y de difícil caracterización. La figura 2.4, muestra diferentes tipos de aparejos en templos del siglo XVI.

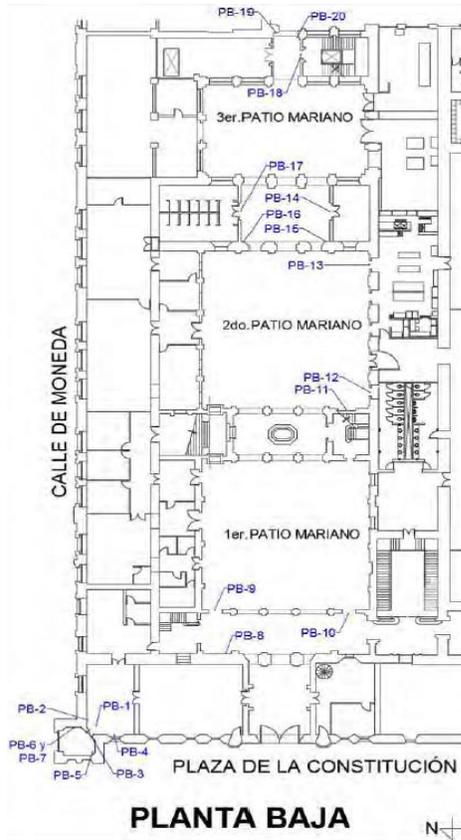


Figura 2.4. Aparejos comunes en templos construidos en el siglo XV (Chávez, 2010)

2.3 El levantamiento y diagnóstico preliminar de la estructura

En el subcapítulo siguiente se menciona la importancia de hacer un buen levantamiento de la estructura y lo necesario que es llevar a cabo la verificación de las dimensiones que aparecen en los planos con las que tiene el inmueble. Cuando se habla de levantamientos no solo se trata de las dimensiones del inmueble, también incluye los daños que pueda tener el edificio. El primer objetivo de conocer las afectaciones que posee la estructura y hacer un diagnóstico previo de su estado es para posteriormente elaborar un estudio detallado mediante el desarrollo de un modelo numérico basado en planos arquitectónicos y/o estructurales.

Ahora bien, suele pasar que cuando se inicia el estudio de una estructura, la administración encargada del inmueble no posea planos o presente información muy básica. Entonces la visita al lugar ayuda al estructurista a verificar e inspeccionar los elementos estructurales y arquitectónicos del inmueble, así como sus dimensiones. Esto último es vital, porque la distinción de elementos estructurales de los arquitectónicos facilitará la tarea del modelado, así como un mal levantamiento se transformará en modelar elementos con dimensiones diferentes a las que se intenta representar y los resultados serán erróneos.



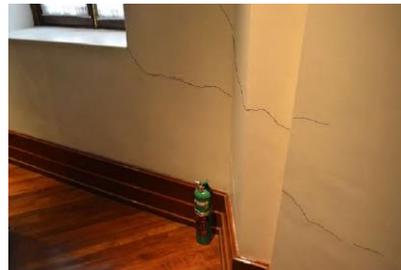
a)



PB-1



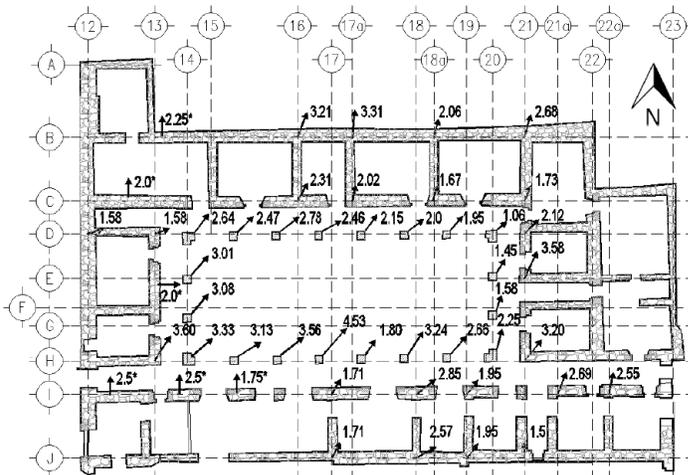
PB-3



PB-6

b)

Figura 2.6. Esquina norponiente del Palacio Nacional de México a) Ubicación de daños en planta baja, b) fotos de los daños (Quiroz, 2017)



a)



b)

Figura 2.7. Edificio Cárcel de la Perpetua: a) Desplomes de muros y columnas en %, b) Deterioro de cerramiento (Gómez, 2016)

2.4 Métodos y tipos de análisis

Hoy día, el avance de la tecnología ofrece la solución a problemas de carácter ingenieril que en el siglo pasado resultaban casi imposibles por el alto requerimiento de potencia computacional. Esto sumado a un mejor entendimiento del comportamiento de nuestro entorno ha promovido el desarrollo de programas que llevan a cabo procesos repetitivos. Estos programas simulan el comportamiento de la naturaleza y nos permiten su entendimiento. A continuación, se exponen brevemente algunos métodos y tipos de análisis que auxilian a los estructuristas a entender que pasa con una estructura a la hora de someterla a diferentes solicitaciones.

Equilibrio de fuerzas

Antes de conocer el comportamiento mecánico de un sistema estructural, la observación de las características de aquellas estructuras que sobrevivían a las exigencias de la naturaleza, sentaron la base de la construcción de inmuebles sencillos. La experiencia permitía establecer reglas acerca de las condiciones que debía satisfacer una estructura para que pudiera conservarse de pie. En la idea anterior no se mezcla un razonamiento complejo acerca de lo que sucede internamente en el sistema, es solo experiencia.

Por ejemplo, la disposición de los templos depende de la simetría, la cual tiene su origen en la proporción, que se define como la conveniencia de medidas a partir de un módulo constante y calculado, y la correspondencia de los miembros o partes de una obra y de toda la obra en su conjunto. Es imposible que un templo posea una correcta disposición si carece de simetría y de proporción, como sucede con los miembros o partes del cuerpo de un hombre bien formado (Vitruvio, 1997). Aquí la idea alude a las dimensiones y proporciones del cuerpo humano para hacer una analogía con las cualidades que debe sostener un templo que se pretende conservar estable añadiéndole proporción a los elementos en conjunto.

Después se llegó la cuantificación de las cargas y sus efectos a mediados del siglo VXIII con la aparición de métodos (que usan las condiciones de equilibrio) para determinar las trayectorias que siguen las fuerzas internas que se generan para que las cargas que actúan sobre la estructura se puedan transmitir hacia sus apoyos, el método básico es la bajada de cargas (Meli, 1998). Para esta época, hay evidentemente un ligero avance en el estudio mecánico de los sistemas, pues ya existe preocupación por las acciones internas en los elementos que permiten concederle a una estructura su estado de segura o insegura.

Un ejemplo de bajada de cargas se puede observar en una estructura con elementos verticales de soporte (muros) y sistemas de cubierta (como losas); donde se obtiene los pesos de los elementos, así como hacia donde se descargan. Por su parte, Meli (1998) explica cómo se puede calcular la línea de presiones de un arco semicircular por un método gráfico, así como advierte la variación de ésta en el tiempo por la alteración de la rigidez del elemento debida al flujo plástico del mortero, los asentamientos de la cimentación y los cambios de temperatura.

Ahora bien, con la aparición de computadoras se han podido desarrollar programas que automatizan métodos de análisis, ampliando el alcance de éstos a la investigación de estructuras

complejas y con comportamiento no lineal.

Método de los Elementos Rígidos

El método de los elementos rígidos permite el estudio de estructuras de mampostería con fuerzas en su plano, este método considera a las estructuras de estas características como un ensamble de elementos rígidos cuadriláteros (Casolo y Peña, 2005).

Así mismo, la cinemática de cuerpo rígido de los elementos incluye dos desplazamientos lineales y una rotación, ver figura 2.8. Los elementos se unen entre sí mediante tres puntos de conexión (resortes inelásticos), dos axiales, separados entre ellos para tomar en cuenta un n-par de fuerzas, mientras que el tercer punto es una unión de cortante, colocado al centro del lado de conexión, ver figura 2.9 (Orduña et al., 2007). Un factor importante a señalar es que el método toma en cuenta una ley histerética degradante, con la que se representa el comportamiento frágil de la mampostería (Orduña et al., 2007).

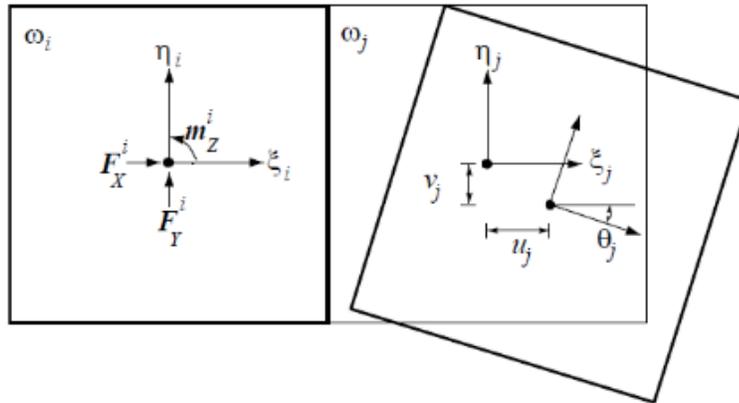


Figura 2.8. Fuerzas y desplazamientos de los elementos rígidos (Orduña, Roeder y Peña, 2007)

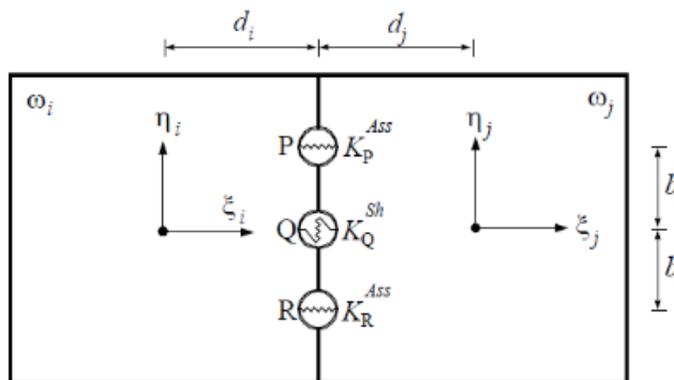


Figura 2.9. Conexión de dos elementos rígidos (Orduña, Roeder y Peña, 2007)

La orientación base del método es el estudio de sistemas compuestos por mampostería, con la ventaja de profundizar en la no linealidad del material, haciendo de su uso imprescindible cuando se trata de revisar un inmueble histórico con este material. Además, la inversión computacional es menor a la comúnmente involucrada en otros métodos (como el Método de los Elementos Finitos).

Método de los Elementos Finitos (MEF)

El método de los elementos finitos, dice Segerling, es un método numérico con dos subdivisiones, una de ellas y la que realmente refleja la esencia del método es la que utiliza elementos continuos para obtener soluciones aproximadas de problemas tales como la transferencia de calor, la mecánica de fluidos y problemas de mecánica de sólidos (1984). García añade que las características que lo distinguen de otros métodos son (2007):

- a) El método utiliza una formulación integral para generar un sistema de ecuaciones algebraicas.
- b) El método utiliza funciones continuas para la aproximación de una cantidad o cantidades desconocidas.

Complementariamente, Segerling afirma la incertidumbre del origen del MEF, pero resalta que en los años cincuenta se cimentaron las bases del método como lo conocemos ahora, extendiéndose así el análisis matricial de estructuras a los cuerpos continuos (Segerling, 1984).

Ahora bien, en cuanto al nombre del método, Zienkiewicz señala que fue Clough el primero en usar el término de elementos finitos (Zienkiewicz, 1982). Finalmente, “a fines de la década de 1960 y principios de la siguiente, el análisis por elemento finito se aplicó a problemas no lineales y de grandes deformaciones”, así como, “las bases matemáticas se establecieron en la década de 1970” (García, 2007).

En resumen, el método consiste de forma general en la discretización de un medio continuo en elementos unidos por nudos, donde los desplazamientos de éstos últimos son las incógnitas básicas del problema y mediante los desplazamientos y las funciones de interpolación, se define el estado de deformaciones unitarias en el interior de cada elemento, que a su vez con las ecuaciones constitutivas del material se definen los esfuerzos en el elemento y sus bordes (Celigueta, 2011).

Análisis lineal y no lineal

Ya elegido el método para analizar la estructura es obligado establecer el tipo de análisis de acuerdo con los objetivos que se pretenden alcanzar. De forma general se pueden dividir los análisis en elásticos-lineales y no lineales (Peña, 2010). El primero se basa en la hipótesis de que el material estructural tiene un comportamiento lineal tanto para esfuerzos de compresión como para tensión, es decir, las deformaciones internas aumentan proporcionalmente a los esfuerzos aplicados (Meli, 1998). Este análisis es fundamental y el más socorrido cuando se inicia en el estudio de estructuras de importancia histórica, porque la alimentación del programa de análisis no requiere de información fuera del alcance del estructurista.

Aunque una versión más avanzada de observación del comportamiento de un inmueble constituido de mampostería, es la aplicación de un análisis no lineal estático (Pushover) o dinámico. En este caso la no linealidad que se trata es la del material, donde se tiene una relación esfuerzo-deformación no lineal (Roeder, 1999).

De esta forma, para estructuras como templos que tienen adosados elementos como torres (como el inmueble de estudio en el presente trabajo), Peña (2010) recomienda el análisis dinámico no lineal debido a que el método estático no lineal no toma en cuenta la participación de los modos superiores de vibrar causando la predicción de resistencias altas. Entonces, el agrietamiento de la estructura representa una simulación más cercana a la realidad aunque se deba invertir más tiempo e información en este análisis.

2.5 Modelos numéricos de edificios históricos

En los párrafos siguientes se comentan algunos de los modelos numéricos hechos para el estudio de edificios con valor histórico. Los ejemplos contemplan desde modelos creados con elementos sólidos analizados en el rango elástico-lineal y sometidos a cargas por peso propio y sismo, hasta aquellos donde se emplean diferentes elementos componentes como los tipos barra, rígidos y sólidos, así como también se hacen presentes los diferentes tipos de análisis con la posibilidad de comparar resultados con modelos a escala reales, entrando en el análisis no lineal del modelo. Esta es una oportunidad de explorar lo que se ha hecho usando varios métodos y tipos de análisis para diferentes estructuras de mampostería alrededor del mundo, y ver el alcance de los modelos numéricos.

2.5.1 Templo de San Bartolomé Apóstol, Naucalpan

La parroquia de San Bartolomé Apóstol se encuentra ubicada en el municipio de Naucalpan de Juárez, Estado de México. De este inmueble se realizó un modelo numérico para determinar su seguridad, identificar zonas vulnerables de la estructura y establecer valores característicos para las propiedades dinámicas en este tipo de templos (Robles, 2013). Una vista de la fachada de este inmueble se muestra en la figura 2.10.



Figura 2.10. Fachada de la parroquia de San Bartolomé (Robles, 2013)

El modelo numérico se construyó con elementos sólidos de ocho nudos y su calibración se hizo mediante pruebas ambientales considerando como variables las propiedades mecánicas de los materiales (módulos de elasticidad y peso volumétrico), debido a que éstas intervienen directamente en la rigidez y el periodo de la estructura (Robles, 2013). Una vez calibrado el modelo se estudiaron las formas modales, los esfuerzos axiales verticales por peso propio y de cortante cuando se incluyó el sismo en las dos direcciones ortogonales. La figura 2.11 expone los esfuerzos axiales y cortantes por peso propio y por sismo, respectivamente.

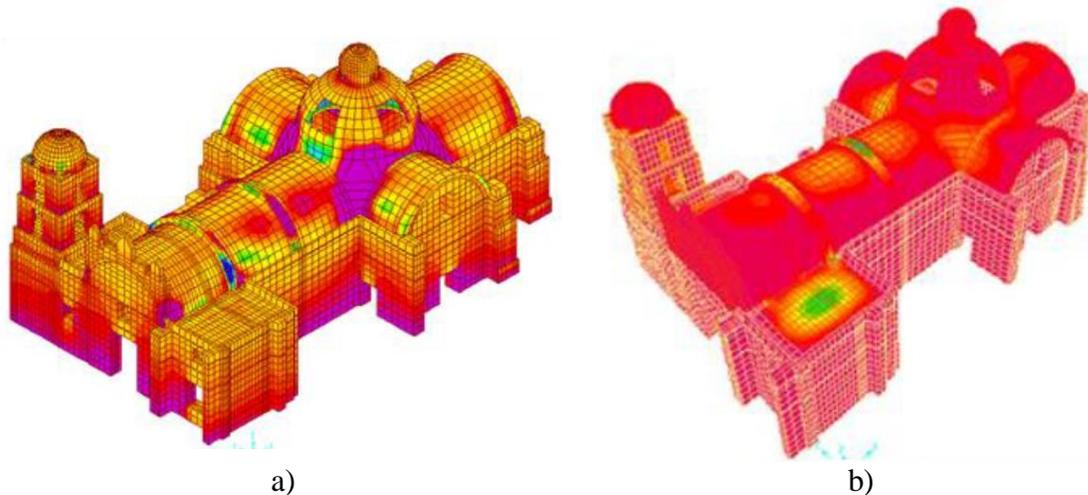


Figura 2.11. Esfuerzos en el modelo numérico: a) axiales por peso propio, b) cortantes transversales con sismo 100% en dirección longitudinal y 30% en dirección transversal (Robles, 2013)

En este estudio se concluyó que la seguridad de la estructura es aceptable, además, los resultados obtenidos en la calibración de este templo pueden ser considerados como valores característicos y así estudiar otros templos que se encuentren dentro de la zona. En cuanto a la identificación de zonas críticas se establecieron las zonas del campanario y las pechinas de

la cúpula principal (Peña et al, 2013).

2.5.2 Minarete de Qutb Minar

El Qutb Minar es el monumento más alto de la India y una de las torres de mampostería de piedra más altas en el mundo (Peña et al, 2004). Para evaluar sísmicamente la estructura los especialistas desarrollaron tres modelos con distinto grado de complejidad y simplificación: dos tridimensionales con elementos finitos, uno usando elementos sólidos y el otro elemento barra, mientras el tercero emplea elementos rígidos en dos dimensiones (Peña, 2010). Con los modelos se hicieron análisis no lineal estático (Push- Over) y dinámico. La estructura y los tres modelos de ésta aparecen en la figura 2.12.

Este estudio es interesante debido a que además de involucrar tres tipos de elementos para la evaluación de la estructura, se incurre en el análisis no lineal de ésta y se validan los modelos con pruebas ambientales, además de recurrir al estudio histórico para corroborar resultados de los modelos.

Es importante mencionar que el modelo con sólidos sólo se utilizó para validar las hipótesis simplificadoras de los modelos de elementos barra y rígidos: se determinó que las escaleras son lo suficientemente rígidas como para considerar que el núcleo central y el cascarón exterior trabajan como una sola sección; y las aberturas no influyen en el comportamiento global de la torre (Peña, 2010). La decisión anterior es congruente debido a que el tiempo de análisis de este modelo sería extenso. A su vez, se encontró que el modelo con barras representó de mejor forma a la estructura debido a que, entre otros aspectos, toma los efectos de torsión de la estructura y las diferencias de los materiales de la sección transversal.

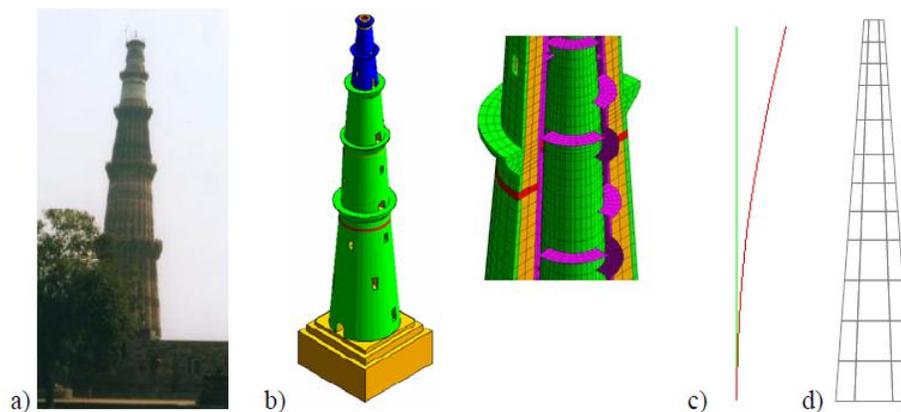


Figura 2.12. El Qutb Minar y sus 3 modelos numéricos: a) torre real, b) modelo con elementos sólidos, modelos con elementos barra y c) modelos con elementos rígidos (Peña 2010)

Una de las conclusiones importantes con base en los daños históricos sufridos en la torre debido a sismos, es que el análisis dinámico no lineal describe óptimamente el comportamiento de la estructura, pues la parte más vulnerable del Qutb Minar son sus dos pisos superiores, comportamiento predicho por este análisis (Peña et al, 2004).

2.5.3 Monasterio de San Vicente de Fora

Los modelos numéricos representativos de las estructuras anteriores permitieron una evaluación de edificios con valor histórico, realizando análisis elástico-lineales y no lineales estáticos y dinámicos, además de la calibración de los modelos. Pero adoptando otra perspectiva, resulta interesante comparar los resultados analíticos con la observación de la estructura ensayada en algún laboratorio simulando solicitaciones en ella. Por esta razón se describe a continuación el estudio de una fachada que forma parte de un monasterio en Portugal.

El Monasterio de San Vicente de Fora, ejemplo de la arquitectura portuguesa del siglo XVI, y cuya estructura resistente está conformada de columnas (columnata) y arcos (arcada) de bloques de piedra unidos con mortero y combinados con muros de relleno de mampostería, y del cual se tomó una sección de su fachada interior para la elaboración de un modelo a escala natural, ver figura 2.13 (Orduña et al., 2007).

La arcada del claustro fue objeto de estudio para la implementación de tres métodos de análisis: el Método de los Elementos Finitos (MEF) no lineal, el Método de los Elementos Rígidos (MER) y el Análisis Límite con Bloques Rígidos (ALBR) con el fin de comparar los resultados con los obtenidos de un modelo experimental realizado en el laboratorio ELSA del Centro de Investigación Conjunta de la Comisión Europea.



Figura 2.13. Detalle de la arcada del monasterio de San Vicente de Fora (Orduña et al., 2007)

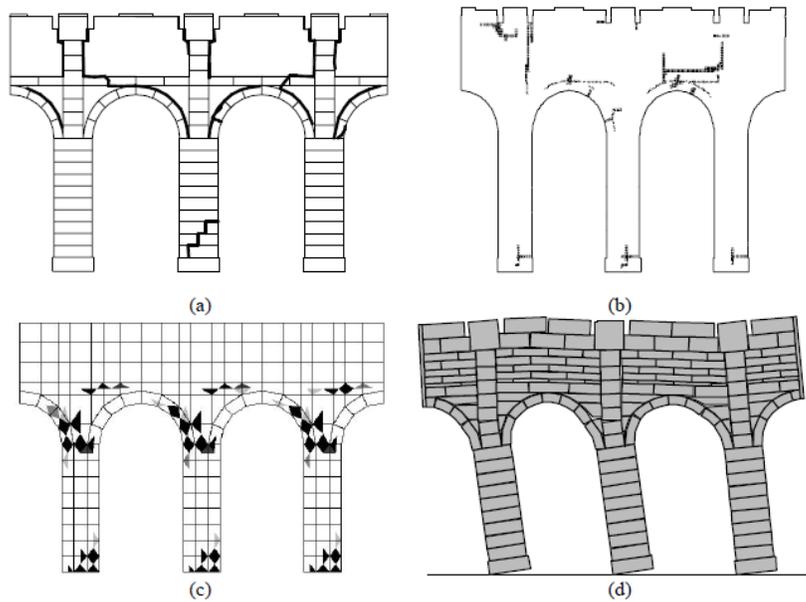


Figura 2.14. Patrones de agrietamiento: a) agrietamiento en el modelo experimental, b) MEF, deformaciones plásticas principales mayores, c) MER, daño por tensión, y d) ALBR, mecanismo de colapso (Orduña et al., 2007)

En la figura 2.14 aparece el patrón de agrietamiento de la estructura ensayada, así como el agrietamiento en los modelos y el mecanismo de colapso obtenido con el método de ALBR. Si se compara el comportamiento, agrietamiento y mecanismo de falla del modelo natural con los analíticos, es válido reconocer que los tres métodos arrojan resultados satisfactorios.

Los métodos que acompañaron el ensaye de la estructura se pueden ordenar de lo más complejo hasta lo sencillo. Es decir, el MEF posee la capacidad de análisis de estructuras complejas arrojando resultados precisos, pero se hace necesaria la alimentación del programa con diversos parámetros de difícil obtención en la práctica, por su parte, el MER requiere de menos parámetros para caracterizar los materiales, y el ALBR es el método más sencillo de los tres, ya que la realización del modelo y la interpretación de resultados con él es simple; entonces, si se desea hacer un estudio preliminar el MER y ALBR son los adecuados, mientras que si el análisis conlleva una alta complejidad, el MEF es la mejor opción (Orduña et al, 2007).

Las estructuras históricas estudiadas en este subcapítulo usando diferentes tipos de modelos y análisis permiten conocer el alcance de cada metodología que puede ser usada por el estructurista de acuerdo con la información, el tiempo y el objetivo que busca a la hora de enfrentar un proyecto como es la reconstrucción y refuerzo de una estructura con valor histórico.

En este sentido, el análisis más viable para el presente trabajo es el modelado del templo con elementos sólidos usando el Método de los Elementos Finitos (MEF) aplicando un análisis elástico-lineal. Esta elección se deriva de la facilidad del modelado con sólidos de geometrías complejas como el cupúlín de la torre, la bóveda, los arcos y las fachadas, así como por el uso de un programa comercial de fácil acceso. A su vez, el tiempo invertido y la información

necesaria para llevar a cabo un análisis elástico-lineal son considerablemente menores en comparación con un análisis no lineal.

3 Estudios preliminares para realizar el modelo numérico

Antes de realizar el modelo que ayudará a entender el comportamiento de la estructura, es necesario adentrarse en la historia del inmueble porque de esta forma surgen detalles importantes que permiten tener una noción clara de todas las situaciones que afectan la parte estructural de los elementos. Aunque en ocasiones el difícil acceso a la localidad donde se encuentra la estructura, sumado a la insuficiente inversión de las autoridades en trabajos de investigación, ha frenado los avances en este aspecto, por consecuencia, se registra información escasa de la historia del edificio. A pesar de esto, para la estructura en estudio se buscó un análisis integral, es decir, no solo se pretende analizar numéricamente la estructura, sino comprenderla totalmente. Con base en este objetivo, Peña (2010) expone tres análisis a desarrollar y que se complementan entre sí, a saber:

Análisis de las Condiciones Pasadas. Contribuye a conocer la historia de la edificación a lo largo del tiempo. Permite identificar los valores intrínsecos del inmueble, así como ayuda a entender la condición actual del mismo. Haciendo una analogía médica, este análisis sería el equivalente de tener la historia médica del paciente; sin la cual sería difícil hacer un diagnóstico correcto de su situación actual.

Análisis de las Condiciones Actuales. Las condiciones presentes permiten saber, precisamente, el grado de afectación del inmueble. Es aquí donde se planea la posible intervención a realizar.

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

Cada uno de los puntos se desarrolla en el siguiente capítulo, entendiendo las limitaciones que se puedan presentar por un deficiente o inexistente estudio histórico.

3.1 Estudio histórico de la Iglesia de San Juan Pilcaya, Puebla

El templo que se estudió está ubicado en la localidad de Pilcaya del municipio de Chiautla en el estado de Puebla (figura 3.1); el nombre por el que se le conoce es “Templo de San Juan Bautista”. Su construcción fue en el siglo XVIII y su uso durante toda su vida hasta el temblor del 19 de septiembre de 2017 ha sido como templo.

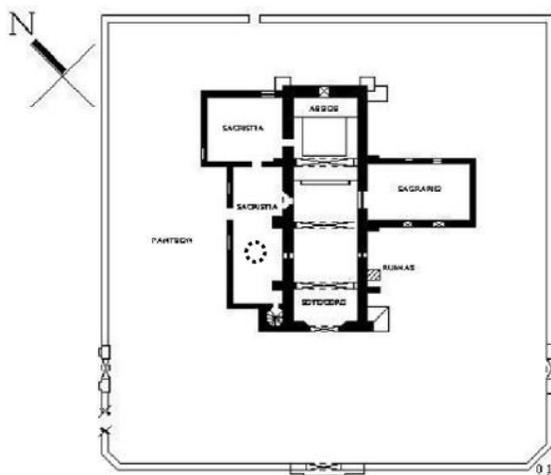
El único informe sobre el edificio es una ficha INAH con número de clave: 210470330001, folio: SICNMHI: 0. Esta contiene la descripción del inmueble y algunos daños observados en él; fue elaborada el 25 de agosto de 1999, probablemente como inspección después del sismo ocurrido el 15 de junio del mismo año cerca de Tehuacán, Puebla.



Figura 3.1. Localización de Pilcaya (San Juan Pilcaya) en Puebla

El templo se ubica al centro de un área que se limita con una barda atrial con reja y tres accesos. El edificio está constituido estructuralmente por muros rodeados por contrafuertes en la periferia, su sistema de cubierta está basado en bóvedas y arcos apuntados, éstos últimos descansando sobre pilastras adosadas interiormente a los muros. La fachada principal tiene adosada en su costado izquierdo una torre de base cuadrada conformada por basamento y dos cuerpos de campanario: los dos presentan cuatro vanos con arcos de medio punto sobre impostas, cuatro pilastras con fuste liso, y sobre el segundo cuerpo descansa un cupulín.

En la ficha se comenta la existencia de fisuras y grietas en los siguientes elementos: muros de la nave central y en los del sagrario, en la bóveda apuntada de la nave en sentido transversal, así como, en las cuatro caras de la torre aparecen horizontalmente y finalmente en los arcos de medio punto del segundo cuerpo del campanario. En la descripción del documento se considera un estado de conservación regular. Así mismo, se menciona la adición de una construcción reciente con techumbre de asbesto (esta se señala en la figura 3.2 a con un círculo de línea discontinua).



a)



b)

Figura 3.2. Imágenes rescatadas de la ficha hecha el 25 de agosto de 1999 del templo: a) vista en planta del templo de San Juan Bautista (modificada para indicar la adición de un elemento), b) fotografía del interior del templo

Desafortunadamente los párrafos anteriores representan la totalidad de la información encontrada hasta el momento de la elaboración del presente escrito. Es limitada pero suficiente para hacer el estudio de la estructura.

3.2 Levantamientos de la estructura

A raíz del sismo de 2017 se hizo el levantamiento de la estructura para obtener las dimensiones de los elementos del inmueble y documentar los daños que aparecieron por el temblor. En el levantamiento también se pudo observar el material que constituía las diferentes zonas del edificio. Antes de presentar las medidas registradas del templo, se muestran imágenes rescatadas en internet antes del daño generado por el sismo. En las figuras 3.3, 3.4 y 3.5 se ven las fachadas Norte, Poniente y Oriente, respectivamente.



Figura 3.3. Fachada norte de la Iglesia de Pilcaya (Google, s.f a)



Figura 3.4. Fachada poniente de la Iglesia de Pilcaya (Google, s.f. b)



Figura 3.5. Fachada oriente de la Iglesia de Pilcaya (Google, s.f. c)

Las imágenes del templo permiten conocer el estado de los elementos que sufrieron un colapso parcial o total como los pretilos, el frontispicio y la torre, cuyo mecanismo de falla se explica en capítulos posteriores.

3.2.1 Dimensiones de los elementos estructurales del templo

En planta la iglesia mide 7.28x21.16 m, el espesor es de 1 m y 0.4 m aproximadamente para sus muros y la bóveda, respectivamente. La altura del templo desde su desplante hasta la parte superior de la clave de la bóveda es de 9 m y la de la torre es de 16.8 m, esta última con medidas en planta de 3.0x3.0 m (figura 3.12). En cuanto al cupulín que descansa sobre el segundo cuerpo del campanario, su espesor es de 0.30 m. A su vez, los contrafuertes rectangulares adosados a los muros son de aproximadamente 0.94 m.

La información de las dimensiones y la configuración de la iglesia en planta se muestran en las figuras 3.6 y 3.7.

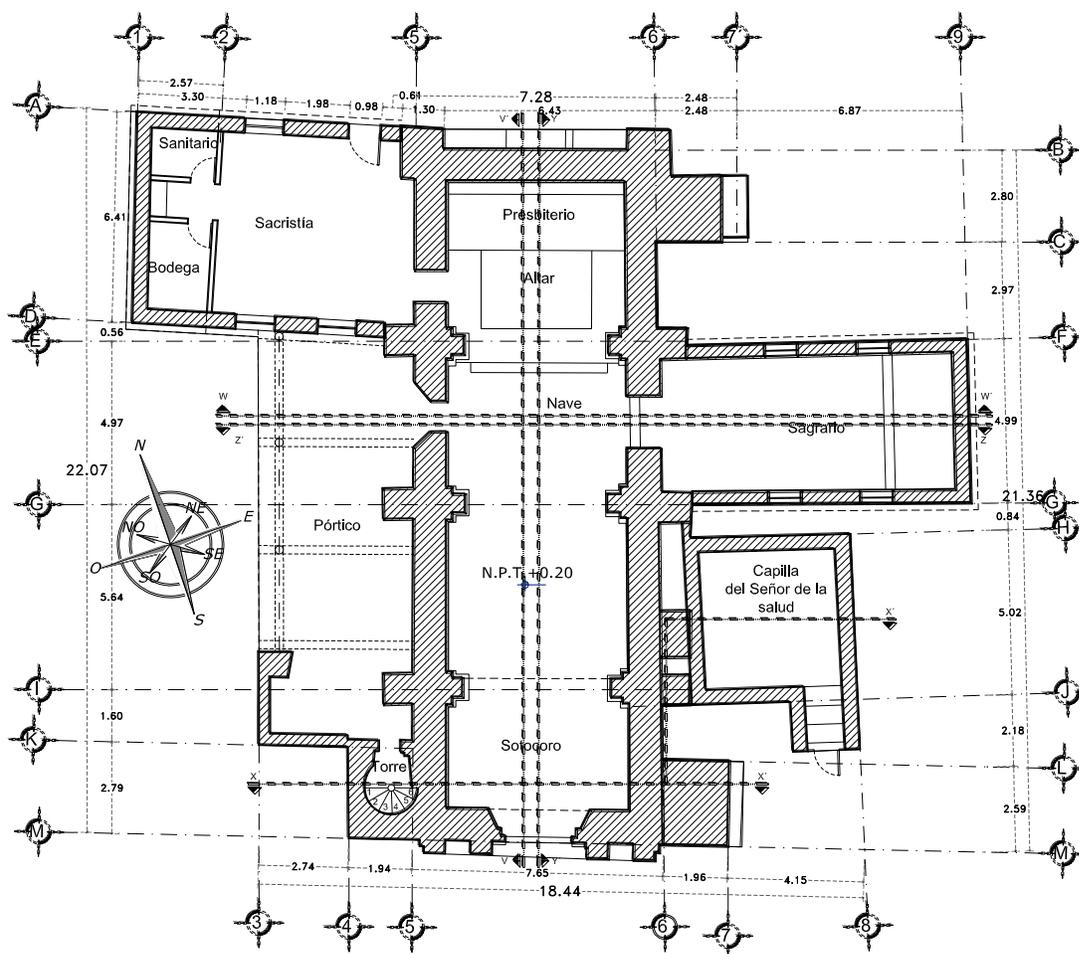


Figura 3.6. Planta de la iglesia de Pilcaya, Puebla (N.P.T +0.50 m).

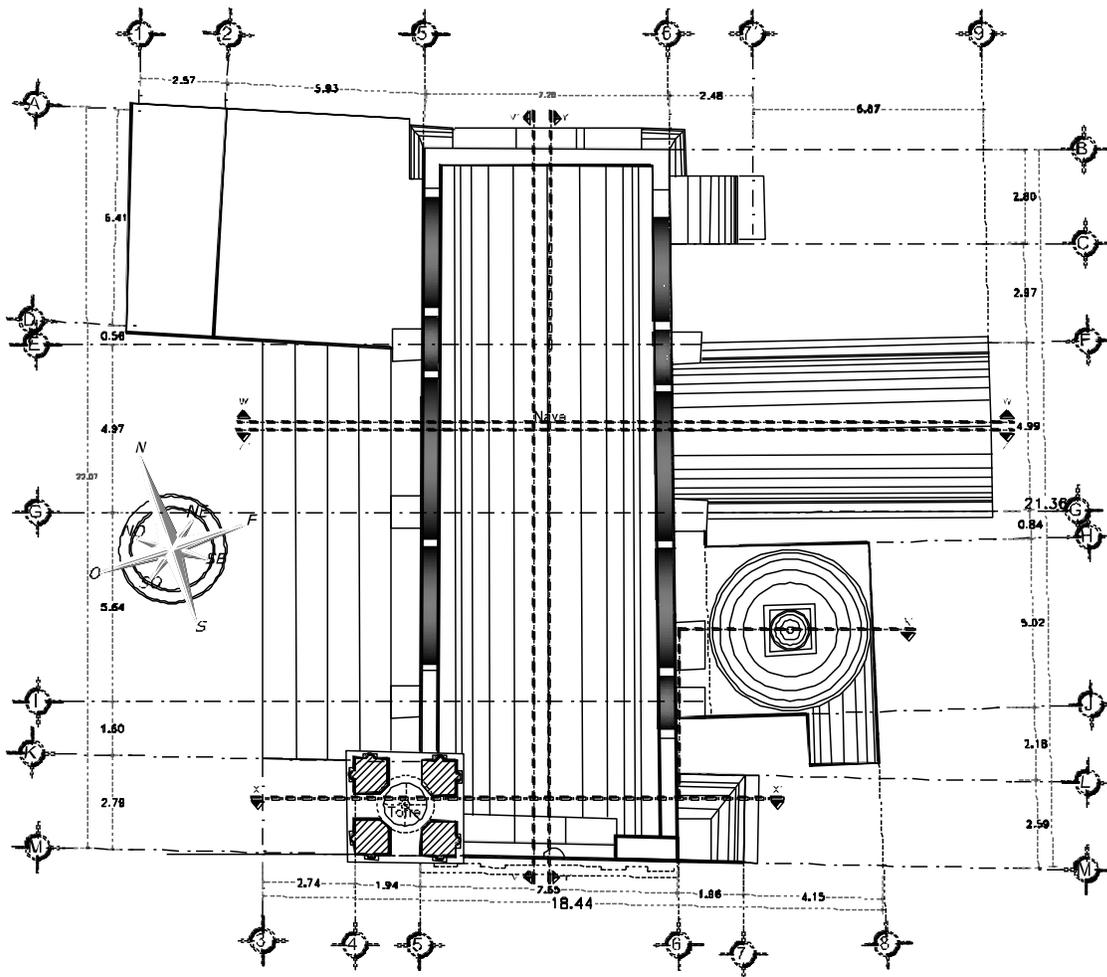


Figura 3.7. Planta de la iglesia de Pilcaya, Puebla (N.P.T. +9.30 m).

En la figura 3.8 es visible la torre adosada a la fachada principal, con un contrafuerte en el otro extremo, mientras que en el fondo izquierdo y derecho aparecen la sacristía y una pequeña capilla, respectivamente. La imagen 3.9 corresponde a la fachada Poniente, en ella se observan la torre, una pequeña techumbre, los contrafuertes que se apoyan en el muro y la parte lateral de la sacristía. La figura 3.10 corresponde a la fachada Oriente, donde se contemplan las vistas laterales de una pequeña capilla y el sagrario, así como el apoyo de los contrafuertes al muro de la nave. A su vez, la imagen 3.11 expone la fachada Norte con dos contrafuertes que confinan el muro que la representa. Nótese que en cada una de las perspectivas es evidente que falta la parte del campanario que fue afectado, pero en la figura 3.12 se completa este elemento.

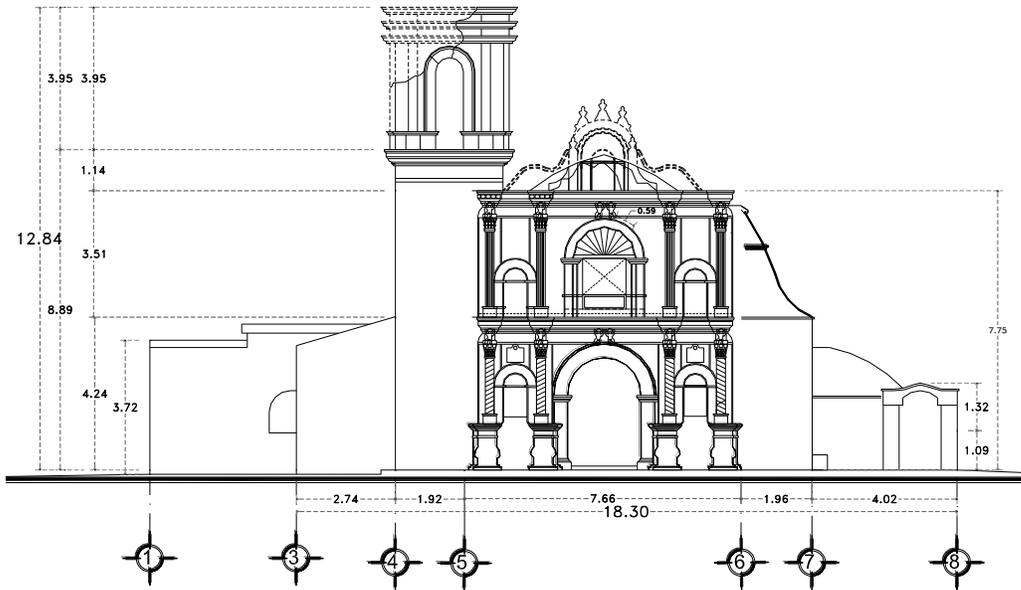


Figura 3.8. Fachada Principal Sur de la iglesia de Pilcaya, Puebla.

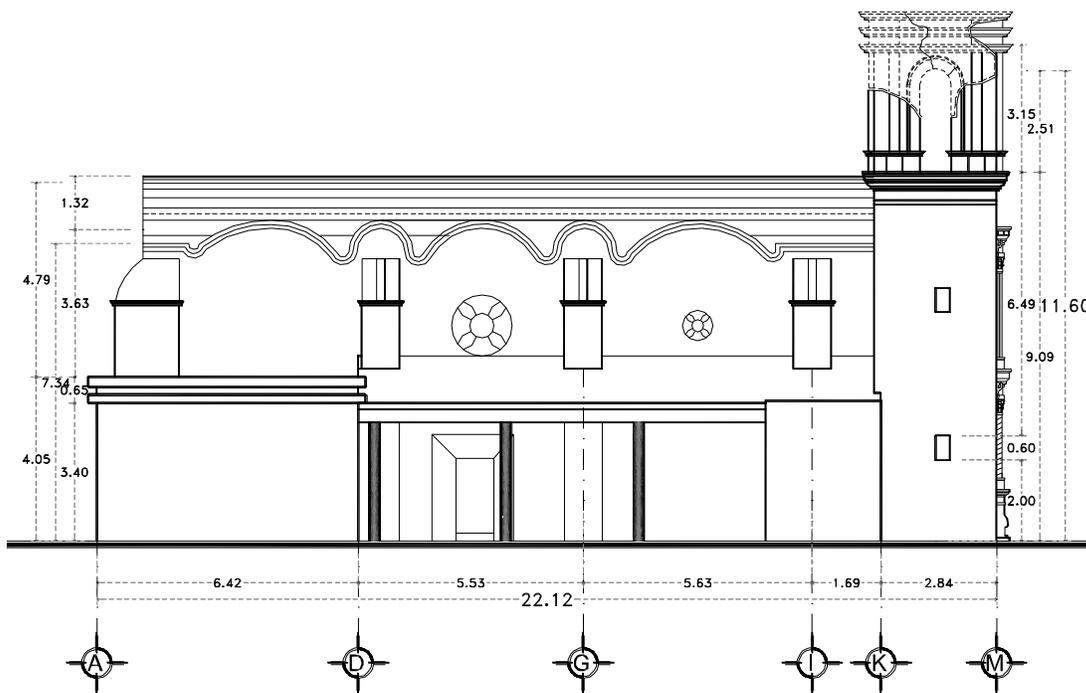


Figura 3.9. Fachada Poniente de la iglesia de Pilcaya, Puebla

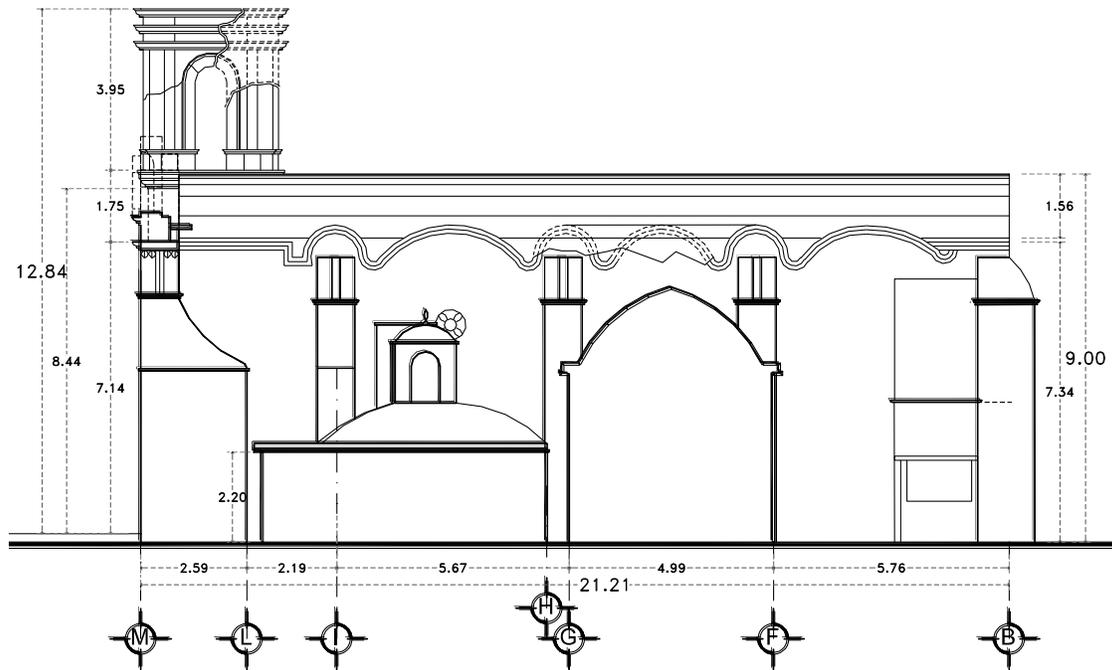


Figura 3.10. Fachada Oriente de la iglesia de Pilcaya, Puebla

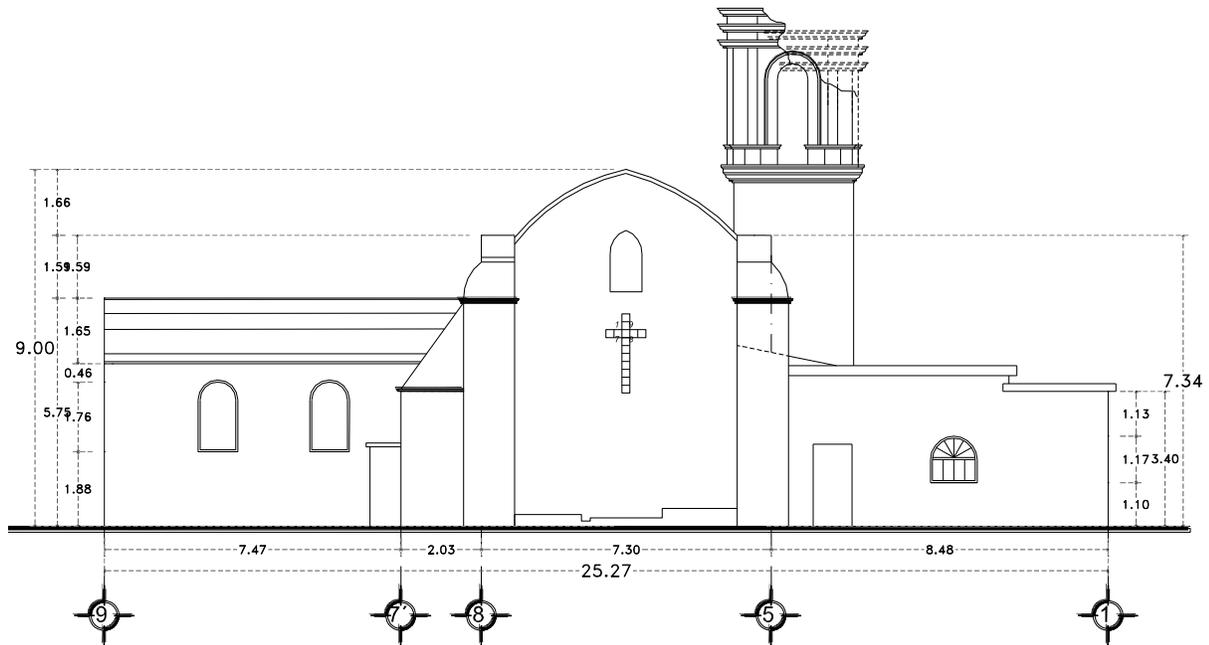


Figura 3.11. Fachada Norte de la iglesia de Pilcaya, Puebla

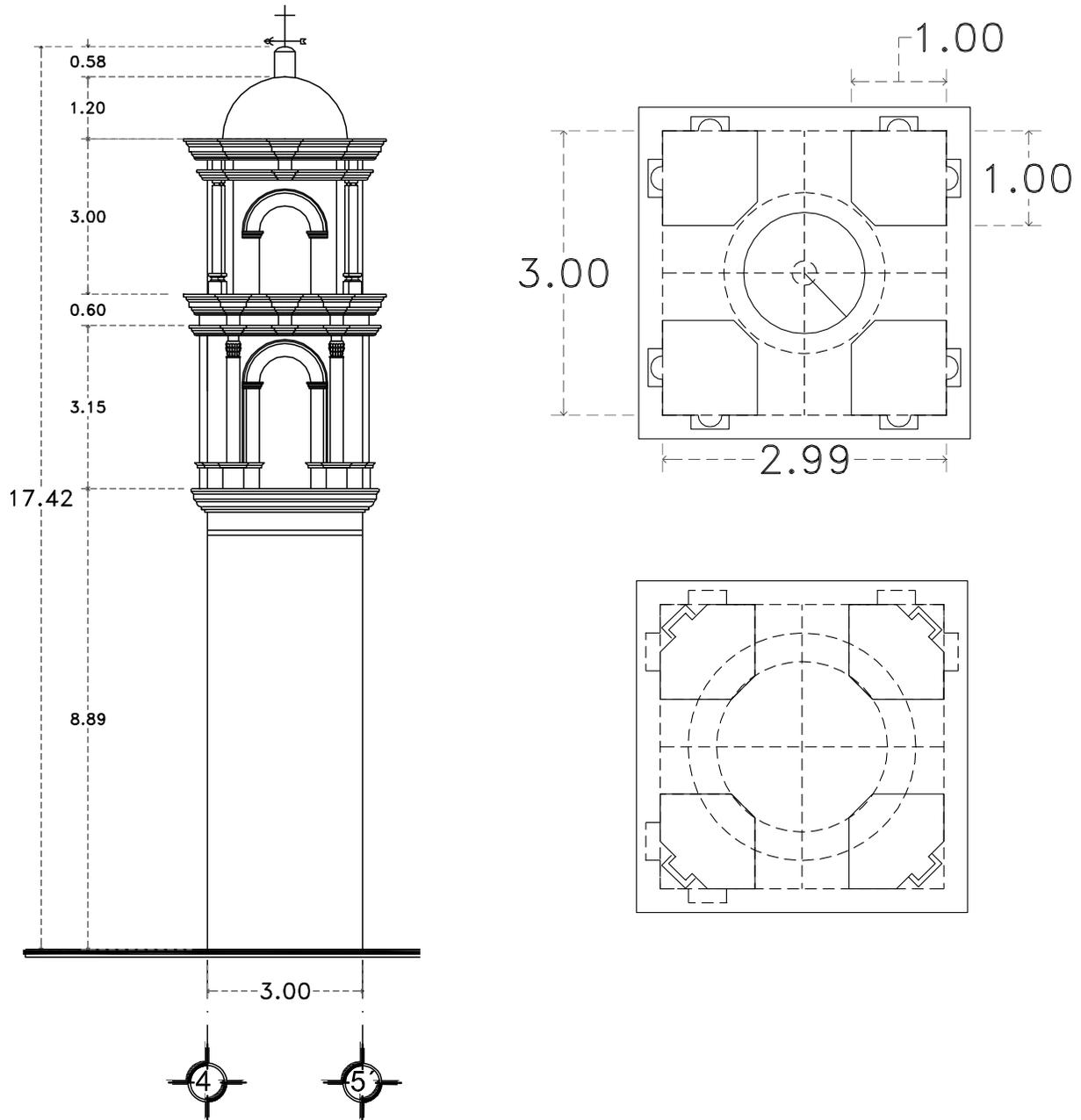


Figura 3.12. Torre de la iglesia de Pilcaya: a) elevación, b) planta del segundo y tercer cuerpo

En las figuras que muestran la planta del templo (figuras 3.6 y 3.7); son importantes los cortes que se indican, porque se puede checar la parte interior de la iglesia. En las imágenes 3.13 y 3.14, son visibles los cortes longitudinales Y-Y' y V-V' correspondientes a la parte interna de las fachadas Oriente y Poniente, respectivamente. En ellos se observan las seis pilastras donde llegan los tres arcos existentes a lo largo de la nave, así como, la configuración de muros y vanos de las fachadas Norte y Principal. Otros tres cortes permiten conocer la conformación transversal del templo, nombrándose como X-X' y Z-Z' (figuras 3.16 y 3.17, respectivamente) los que están en sentido de la fachada Principal, mientras que el corte W- W' (figura 3.13)

permite ver el interior de la fachada Norte. Entre otros aspectos, lo más importante de ver en los cortes transversales son las conexiones bóveda-muro longitudinal, arco-pilastra y bóveda-torre, así como la ubicación de vanos.

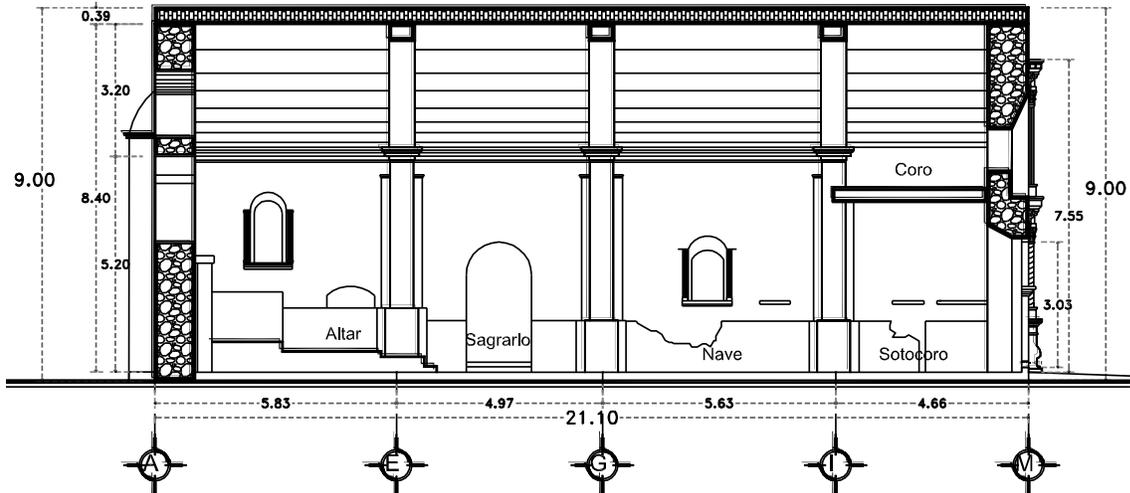


Figura 3.13. Corte longitudinal Y-Y' de la iglesia de Pilcaya

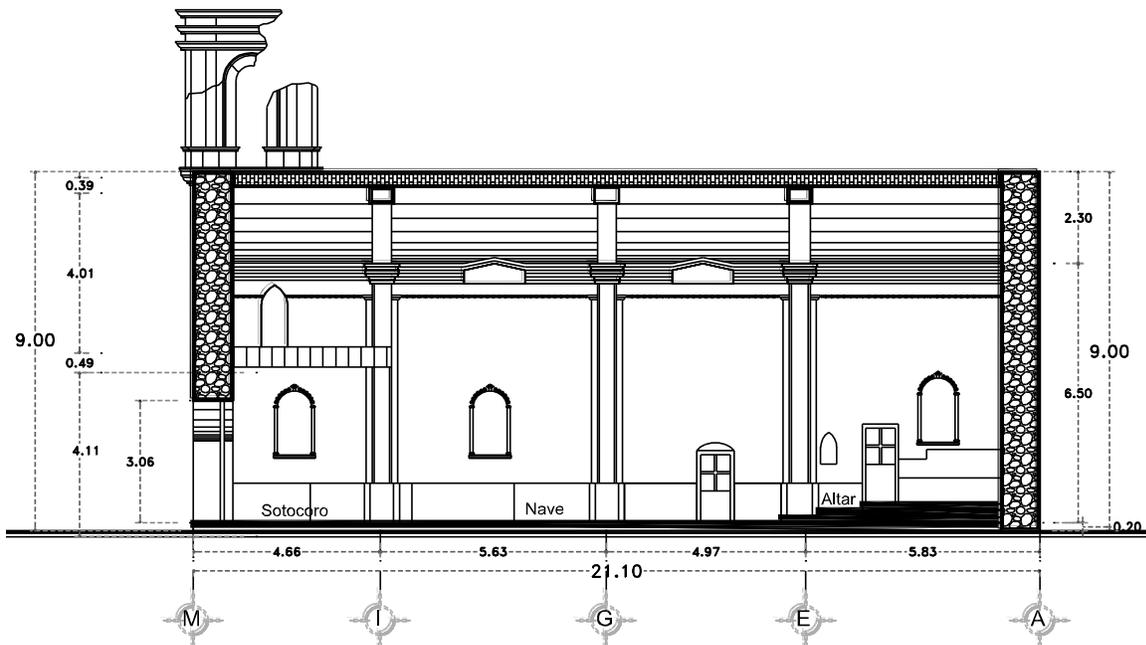


Figura 3.14. Corte longitudinal V-V' de la iglesia de Pilcaya

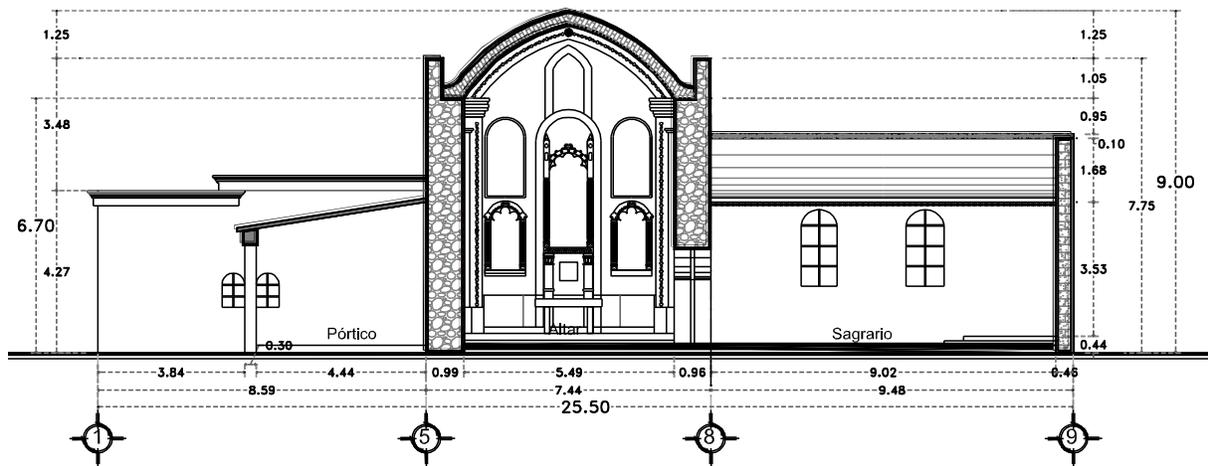


Figura 3.15. Corte transversal W-W' de la iglesia de Pilcaya

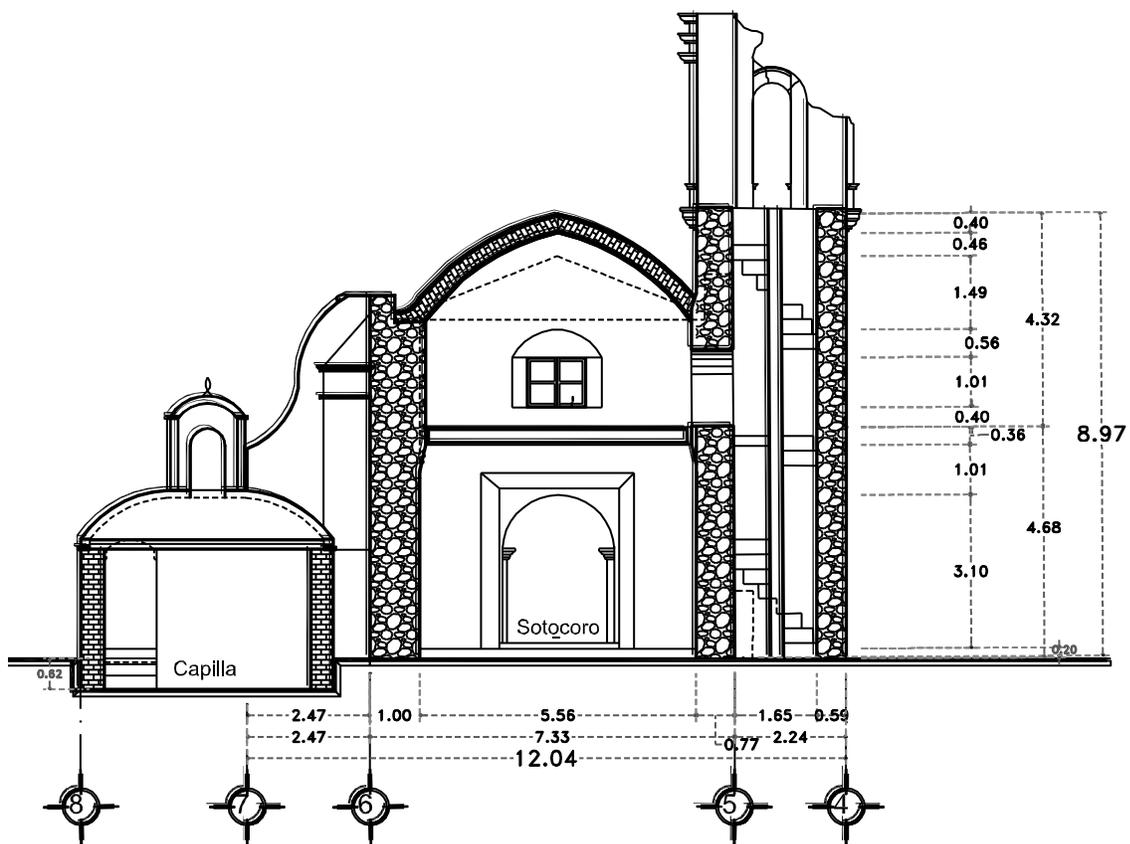


Figura 3.16. Corte transversal X-X' de la iglesia de Pilcaya

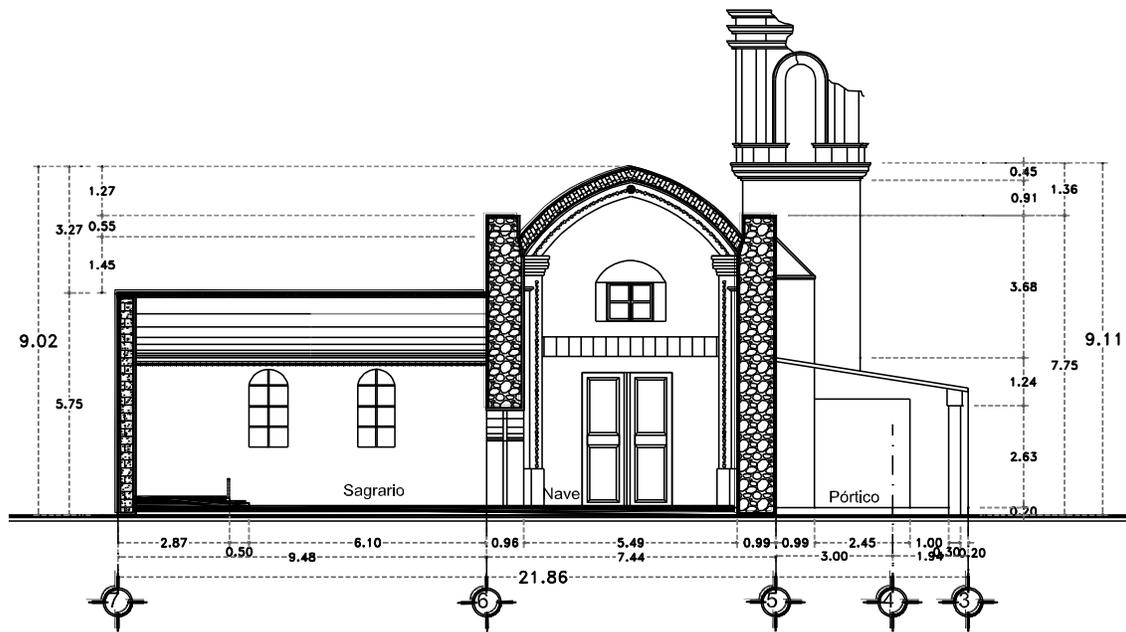


Figura 3.17. Corte transversal Z-Z' de la iglesia de Pilcaya

3.2.2 Levantamiento fotográfico de daño

Se fotografiaron zonas de la iglesia pensadas para aportar información relevante a la hora de estudiar la estructura. Entre ellas están los elementos que presentaron alguna falla como fisuras, grietas o colapso parcial o total.

La visita que sirvió para la recopilación de los daños del templo “San Juan Bautista” en Pilcaya, se produjo el 4 de mayo de 2018 por parte de especialistas del Instituto de Ingeniería de la UNAM. De la inspección se obtuvo material fotográfico para entender el daño provocado al inmueble, y con base en este se hicieron algunas hipótesis de los mecanismos de falla ocurridos.

El daño por fuerza cortante aparece en los muros longitudinales en forma de grietas diagonales (figura 3.18), el fenómeno ocurre en ambos muros, el que corre interiormente por el lado Oeste y su contraparte en el lado Este. En la figura 3.18 a) la grieta atraviesa la pilastra buscando el hueco en el arranque de la bóveda para finalizar en ésta última de forma vertical. A su vez, existen elementos que poseen una baja rigidez fuera de su plano, y que cuando aparece flexión en este sentido tienden a agrietarse en su base como sucedió con el pretil del lado Oeste que se muestra en la figura 3.19 b), o bien colapsan como se dio con el frontispicio (figura 3.19 a).

En cuanto a las bóvedas y arcos, los daños en estos elementos son menores, ya que los muros y contrafuertes trabajaron adecuadamente para evitar la apertura de apoyos (aumento temporal del claro de arcos y bóvedas). Solo la bóveda sufrió agrietamientos en la dirección transversal, como se muestra en la figura 3.20 a).

En las figuras 3.20 y 3.21 se observan apuntalamientos que fueron colocados para ayudar a los

elementos a soportar su peso propio pero se pone en duda su funcionalidad para cumplir este objetivo y aún más si se presenta un movimiento lateral fuerte, ya que es notable su improvisación pues no existen elementos que proporcionen rigidez lateral y la conexión de los elementos que la componen es dudosa y no se puede presentar como adecuada.



a)



b)

Figura 3.18. Daños por cortante en muros longitudinales: a) Grieta en muro Este, b) Grieta en muro Oeste

Hubo elementos que tendieron a separarse del conjunto como la fachada principal y el Sagrario. En las figuras 3.21 se nota el agrietamiento en las uniones del conjunto central con el muro de fachada. Meli (1999) dice que la unión entre la fachada con el resto del edificio es débil ante fuerzas que tienden a separar las dos partes, debido a la pobre resistencia a la tensión de la mampostería, generando con esto que el elemento vibre de forma independiente.

Respecto al Sagrario, por las grietas vistas se supo que su conexión con el muro longitudinal es deficiente. Además posee una bóveda de concreto armado que permite entender que fue una estructura conectada tiempo después a la construcción original o que ya había sido intervenida. Entre los daños se marca un agrietamiento que coincide con el contorno de los contrafuertes que existen en la parte exterior de las paredes del Sagrario (figura 3.22b), así también, se manifestaron grietas en la unión de este último con la nave central (figura 3.22a). La débil conexión afectó también a los contrafuertes, ya que en la unión de los muros del Sagrario con estos, hay un aplastamiento de la mampostería y fisuras por cortante (figura 3.23).

Por su parte, la torre fue el elemento estructural más afectado, específicamente sus campanarios.

El basamento de la torre presentó agrietamientos verticales críticos en el lado Poniente, aumentados por las aberturas en esta cara que reducen el área resistente (figura 3.24). Es posible que el trabajo de flexión de la torre haya generado este tipo falla en el elemento.

Por inspección se nota más flexibilidad en los campanarios respecto a la gran masa rígida sobre la que se sitúa. En cuanto a la resistencia a cargas laterales de los campanarios, está suministrada por las columnas que deben soportar todas las demandas laterales generadas por el sismo, y su mecanismo de falla puede entenderse consecuencia del desplazamiento y rotación de la parte superior, generando la separación entre piezas y mortero por tensión, alternándose la dirección del movimiento (Alcocer et al., 1999).

Las grietas relativamente horizontales en la parte inferior y superior de las columnas (figura 3.25), se pueden atribuir al posible trabajo de flexocompresión primero, y después de cabeceo como mecanismo de bloques rígidos (Alcocer et al., 1999). Finalmente, el cupulín, como se observa en la figura 3.25, no sufrió afectaciones, contrastando con el resto de los elementos.



a)

b)

Figura 3.19. Falla por flexión fuera del plano: a) Frontispicio de la fachada principal, b) Pretel del lado Oeste

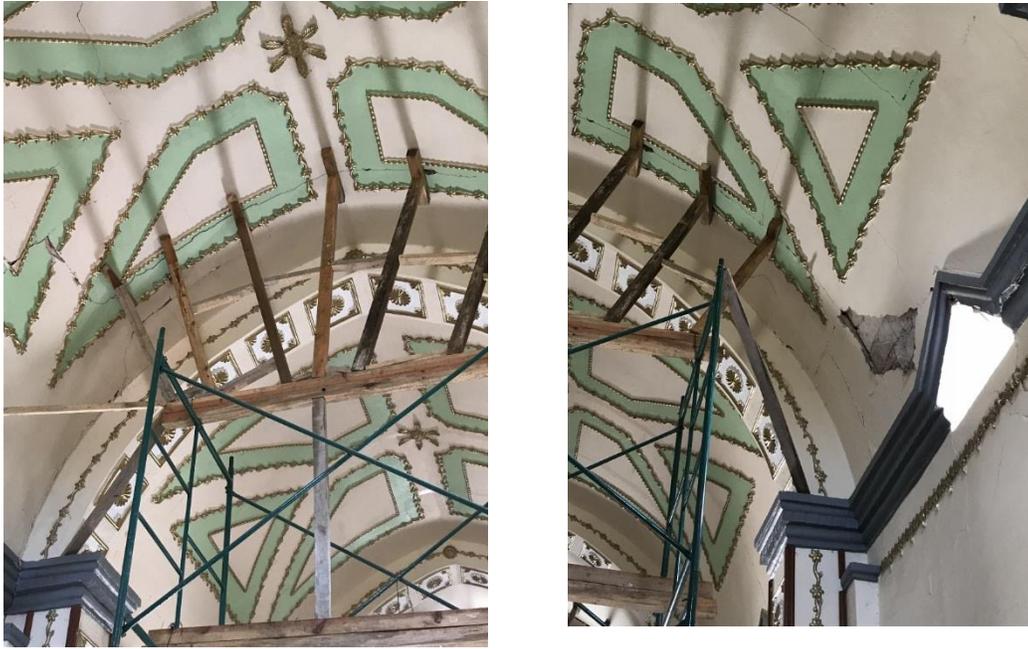


Figura 3.20. Agrietamiento de la bóveda en la dirección transversal



Figura 3.21. Grietas en la conexión Fachada principal-nave central



a)



b)

Figura 3.22. Grietas en unión Sagrario-Nave central: a) Agrietamiento en la unión Sagrario-Muro, b) Agrietamiento en conexión muro de Sagrario-Contrafuerte



a)



b)

Figura 3.23. Daños en la conexión de los muros del Sagrario con los Contrafuertes: a) Aplastamiento en la conexión, b) Aplastamiento y fisuras por cortante en Contrafuerte



a)



b)

Figura 3.24. Daños en la torre: a) Daño en campanarios de la iglesia, b) Campanarios colapsados y grieta en cara Poniente de la torre



a)



b)

Figura 3.25. Daños en el campanario: a) Grietas en columnas y pérdida de material, b) Grietas en los dos cuerpos del campanario

Del mismo modo, por donde se ubica la fachada principal cerca del vano que da acceso del Coro a la Torre, los elementos fallaron por tensión en la unión de ésta última con la bóveda. En esta área se pudo observar por las grietas la composición de la bóveda: mampostería de ladrillo rojo (figura 3.26). Esta falla puede ser consecuencia de la deficiente conexión entre los elementos, combinada con la reducción de área resistente por la existencia de un vano y la tendencia de la fachada principal a separarse de la nave.



Figura 3.26. Grietas verticales por tensión en la unión bóveda-torre

3.2.3 Diagnostico preliminar

Para determinar las consecuencias y el estado de una estructura entra en vigor el claro entendimiento de los conceptos básicos de comportamiento estructural combinado con los tipos de falla que se observen en el inmueble, para permitir hacer un diagnóstico preliminar del templo y tener una noción de lo que pudo dañarlo. Para llegar a ese objetivo se plantearon comentarios de cada elemento estructural importante de la iglesia. En este sentido, por las grietas vistas en los muros (figura 3.18) se puede afirmar que estos elementos no son críticos y están en un bajo peligro de colapso o comportamiento no deseado que ponga en riesgo el sistema estructural. En similar condición se encuentran las bóvedas y los arcos, ya que el trabajo adecuado de los muros y contrafuertes evitó la apertura de los apoyos de los sistemas de cubierta. El único daño en la bóveda fueron fisuras transversales con espesores pequeños (figura 3.20).

Los elementos con poca resistencia fuera de su plano como los pretilos y el frontispicio se vieron afectados gravemente hasta el punto de colapsar. Los pretilos sufrieron agrietamiento horizontal en su base hasta caer. Esta situación es preocupante y supone un aviso para poner especial atención a estos componentes para lograr su reconstrucción o refuerzo adecuado. Otro elemento débil que tuvo un mal comportamiento es la fachada principal, su unión con la bóveda sufrió agrietamiento por esfuerzos de tensión que superaron la resistencia de la mampostería en esta zona (figura 3.21). La falla de esta conexión pone en riesgo la estabilidad general de la iglesia, ya que es un punto de apoyo importante de la bóveda. Así mismo, la unión que se sitúa entre el Sagrario con la nave central fue afectada por el intento de separarse de parte de ambos cuerpos y por la flexibilidad de esta zona en la dirección transversal debido a la disminución de área en los muros por la existencia de huecos para las puertas y ventanas.

En cuanto a la torre, este elemento es el más crítico del templo por los daños graves ocurridos en el basamento y los cuerpos superiores que colapsaron. Como consecuencia, la torre y sus campanarios se deben reconstruir buscando cómo mejorarlos, ya que de no ser así, otro fenómeno sísmico similar acarreará el mismo resultado.

4 Modelo numérico del templo

4.1 Características generales del templo

Para estudiar el comportamiento del templo de interés se usó el Método de los Elementos Finitos (MEF) mediante el programa comercial SAP 2000 ver.19.2.2 (CSI, 2017). La Teoría de la Elasticidad determina el comportamiento de una estructura ante las cargas mediante la resolución ecuaciones de campo o de gobierno, mientras que la Resistencia de Materiales añade hipótesis simplificadoras a esta teoría para resolver las ecuaciones, obteniéndose unas soluciones que se consideran exactas. Pero en estructuras continuas es necesario aplicar métodos aproximados como el *Método de los elementos finitos*, que reduce el problema elástico a la resolución de un sistema de ecuaciones algebraicas (Vázquez y López, 2011). En este sentido, este método numérico establece una solución aproximada del problema real, contrario a las soluciones exactas que lo simplifican.

El método fue elegido para el análisis de la estructura histórica del presente trabajo porque permite la discretización de geometrías complejas y obtener resultados muy detallados para cualquier condición de carga (Chávez, 2010). El desarrollo del modelo numérico se hizo con 26,351 elementos sólidos rectangulares de ocho nudos cada uno y se idealizó el espesor de los muros a una dimensión promedio de 1 m.

El modelo numérico lo constituyen los siguientes elementos estructurales: bóveda sobre muros de carga, arcos descansando en cada grupo de pilastras, contrafuertes presentes en la parte externa de los muros, un coro que aparece al entrar al inmueble por la fachada principal y una torre adosada a la estructura por la fachada poniente, con sus dos cuerpos de campanarios y el cupulín. En la figura 4.1 se expone una vista que proporciona una perspectiva general del modelo numérico.

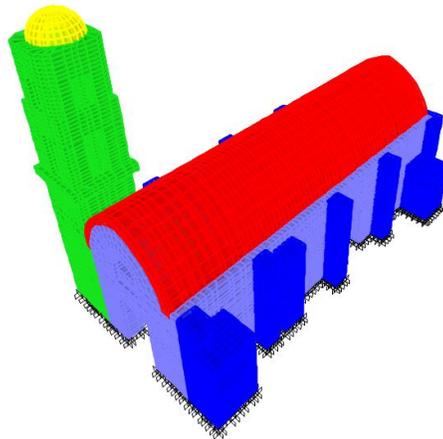


Figura 4.1. Vista general del modelo

En cuanto a las dimensiones que definen los elementos descritos, se tomaron de los levantamientos después de la ocurrencia del sismo de septiembre de 2017. Se buscó realizar un modelo que representara correctamente la estructura existente, incluyendo las aberturas que influyen significativamente en el comportamiento estructural del templo. Las dimensiones en planta del modelo son de 11.7 x 22 m, y su altura desde la base al punto más alto de la bóveda mide 9 m. El tamaño de la torre desde su desplante hasta donde termina el capulín es de 16.8 m, que corresponden a 8.89 m del basamento, 3.7 m del primer cuerpo del campanario y 3 m del segundo, y 1.20 m que pertenecen al cupulín. También se asignó un sistema de ejes en los sentidos transversal y longitudinal (letras y números, respectivamente) para tener una referencia práctica y rápida de los elementos de la estructura, ver figura 4.2.

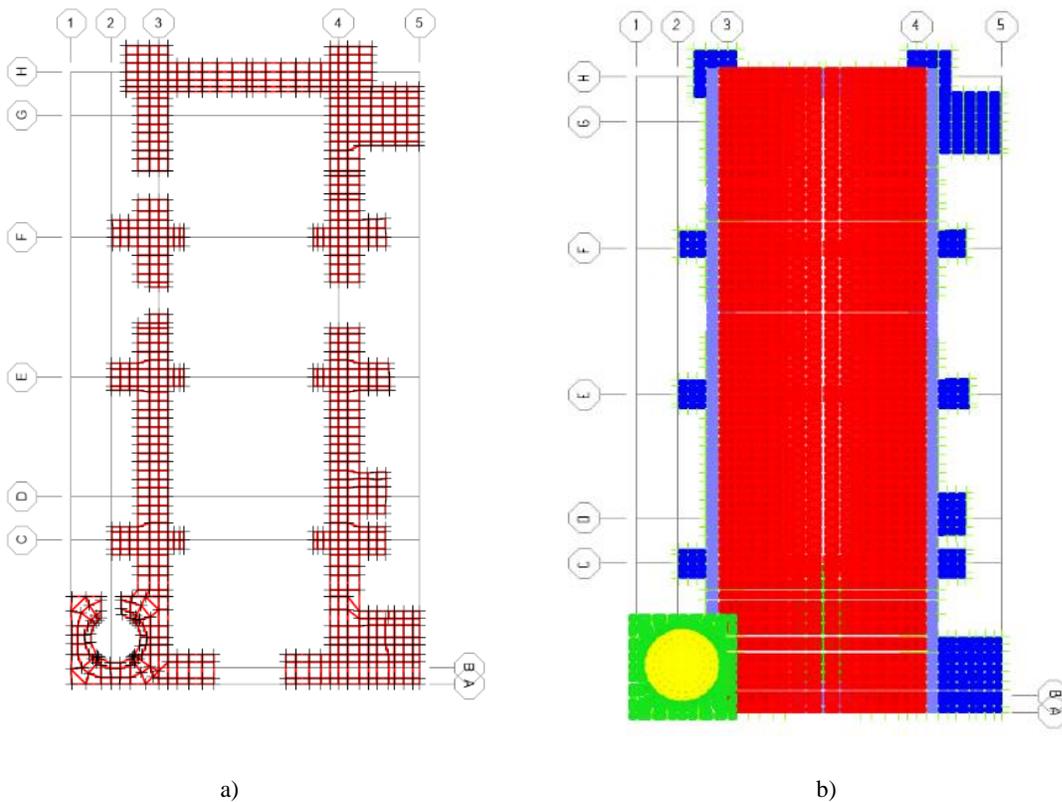


Figura 4.2. Planta del modelo numérico: a) Ejes de referencia en la base b) Vista en planta hasta altura de muros

En la figura 4.3 aparece una vista tridimensional del modelo numérico donde se observan los arcos y los elementos verticales estructurales como los muros, contrafuertes, pilastras y la torre.

A su vez, en la imagen 4.4 se muestra una sección del eje E del modelo que permite conocer la ubicación del sistema de cubierta y los elementos verticales.

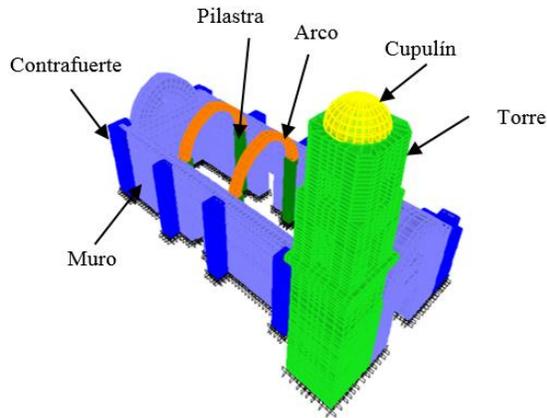


Figura 4.3. Nombres de los elementos del modelo numérico en vista tridimensional

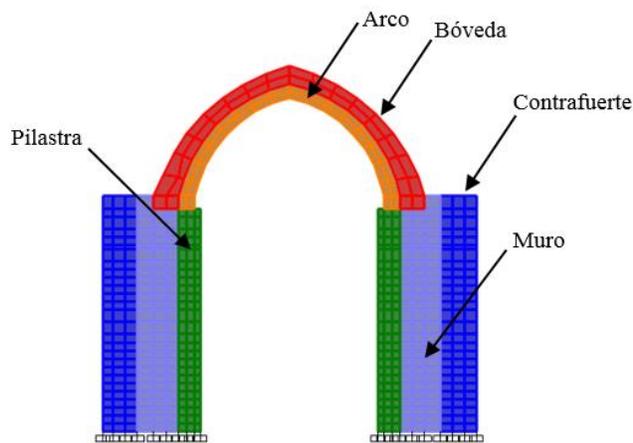


Figura 4.4. Sección E del modelo numérico

4.2 Materiales usados en el modelo

El material que constituye los elementos de la estructura es una variable fundamental en el estudio del comportamiento del templo. Por lo tanto, la definición de las propiedades de los materiales empleados en la elaboración y estudio del modelo numérico es básica y trascendental para lograr los objetivos planteados. Las fisuras, grietas y el desprendimiento de material detectado en el templo permitieron conocer visualmente el tipo de mampostería empleada en la construcción del inmueble. Fueron dos tipos de mampostería la usada para el modelo: mampostería de piedra irregular y mampostería de ladrillo rojo recocido. A la torre, los muros, contrafuertes y las pilastras se le asignaron las propiedades de la mampostería de piedra y a los arcos y bóveda las de la mampostería de ladrillo. Se consultó literatura especializada para establecer las siguientes propiedades mecánicas de la mampostería (Chávez, 2010):

Tabla 4.1. Propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo numérico (Chávez, 2010)

Material	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Peso volumétrico (T/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a tensión (kg/cm ²)	Coefficiente de Poisson
Mampostería de piedra	4507	1.8	13	0.92	0.3
Mampostería de ladrillo	5506	1.6	40	2.86	0.3

De la madera que compone al coro no se tienen datos, pero Meli (1998), recomienda para este caso usar la información que a continuación se muestra para un peso volumétrico de 0.4 t/m³:

Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de la madera para el coro (Meli, 1998)

Madera	Esfuerzo (kg/cm ²)
Esfuerzo en flexión o tensión simple	60
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a las fibras	57
Esfuerzo en compresión perpendicular	7
Módulo de elasticidad en compresión	95000
Esfuerzo cortante	10

4.3 Análisis del modelo numérico

Una vez presentado el modelo numérico y los materiales que integran al templo, es necesario hacer un análisis que establezca confianza en el modelo hecho. El análisis por peso propio y el cálculo de frecuencia y modos de vibrar, son una forma sencilla de calibración y validación de los modelos numéricos (Peña, 2010). El peso propio de la iglesia se obtuvo de los planos y se comparó con el obtenido por el modelo numérico para dar una idea de la similitud entre ellos. Se aclara que en el procedimiento anterior solo se incluyó en el modelo el peso propio de los elementos sin considerar las cargas vivas, ya que solo se busca corroborar los pesos que son producto de la geometría de los elementos.

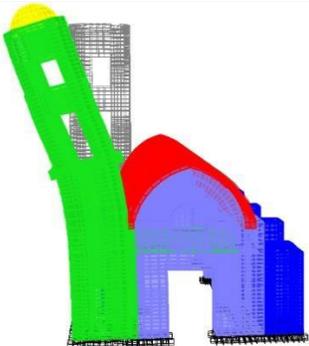
Por otro lado, el estudio de las frecuencias y modos de vibrar es benéfico para observar algún error en el mallado o ver si es adecuada la relación masa y rigidez. Para observar lo descrito se presentan los subcapítulos siguientes.

4.3.1 Características de vibración de la estructura

Un análisis dinámico de un edificio nos permite valorar la importancia de los efectos que puede inducir un sismo. Este análisis básico nos proporciona las frecuencias y modos de vibrar de la estructura, y con esto se tiene una visión completa de las características dinámicas de la estructura y de su respuesta ante diferentes vibraciones impuestas (Meli, 1998). Además, el estudio de las frecuencias y modos de vibrar es benéfico para observar algún error en el mallado o ver si es adecuada la relación masa y rigidez. De este modo, para realizar el análisis si se incluye el valor de la carga viva instantánea (C_{vi}) indicada en el inciso i): para otras cubiertas y con cualquier pendiente, de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones de 2017, con un valor de 20 kg/m^2 repartido en toda el área de la cubierta, es decir, asignada a los nodos la cantidad de 3.07 kg . Si bien el valor especificado en las NTC no está enfocado a la cubierta de una iglesia, la inexistencia de alguna recomendación en cualquier norma para el valor de esta carga, impulsa a tomar los 20 kg/m^2 recomendados para cubiertas de cualquier pendiente y colocarlos en la estructura de estudio.

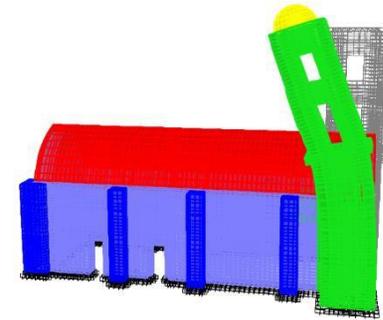
En la tabla 4.3 se presentan los primeros 12 modos de vibrar del templo, su periodo y frecuencia correspondiente, con el porcentaje de participación de la masa en las tres direcciones ortogonales, donde las letras L, T y V representan las direcciones longitudinal, transversal y vertical, respectivamente. Así mismo, se coloca una breve descripción del comportamiento del edificio por cada modo de vibrar.

Tabla 4.3. Periodos, frecuencias y modos de vibrar del templo

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Masa modal	Forma modal	Diagrama
1	0.582	1.718	L: 0.363 % T: 8.976 % V: 0.0073 %	Movimiento mayormente de la torre en la dirección transversal.	

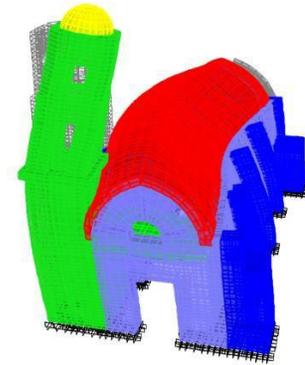
2 0.563 1.776
L: 7.50 %
T: 0.657 %
V: 0.0038 %

Mayor participación de la masa en la dirección longitudinal, movimiento de flexión notorio de la torre en esa dirección.



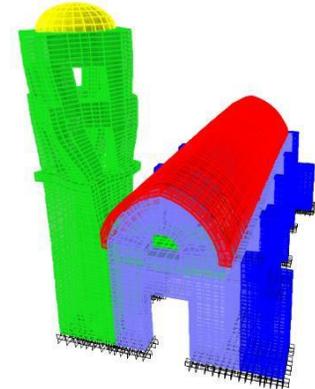
3 0.252 3.97
L: 0.0077 %
T: 44.605 %
V: 0.0622 %

Mayor participación de la masa en sentido transversal. Primer modo transversal, movimiento lateral de la nave y la torre a desfase.



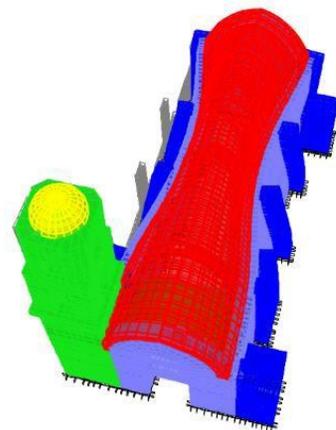
4 0.218 4.587
L: 0.0467 %
T: 0.3596 %
V: 0.0001 %

Movimiento de torsión de la torre.

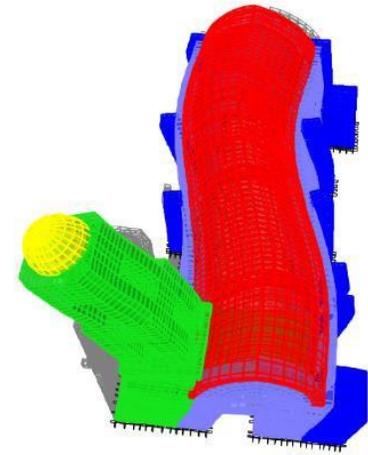


5 0.179 5.583
L: 0.0039 %
T: 0.2393 %
V: 0.6102 %

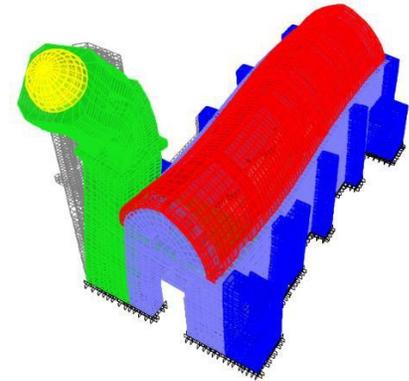
Modo transversal: apertura y cierre de bóveda en la parte central de la nave y ligero movimiento de la torre.



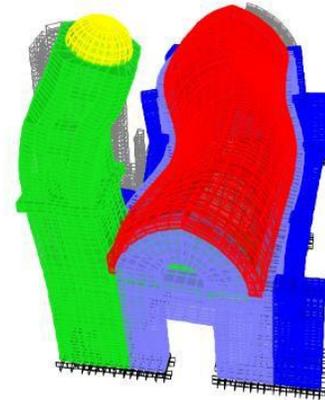
6	0.169	5.919	L: 0.0838 % T: 2.8671 % V: 0.2482 %	Movimiento transversal de la nave y movimiento en la misma dirección a desfase del campanario.
----------	-------	-------	---	--



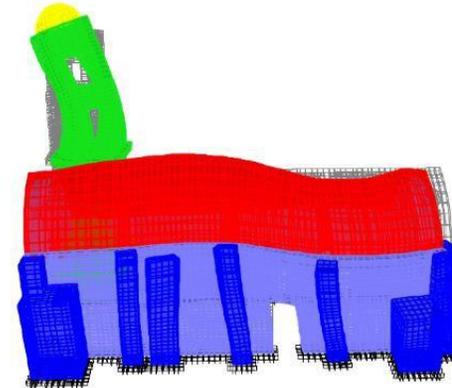
7	0.151	6.603	L: 32.2031 % T: 0.3725 % V: 0.1499 %	Gran participación de la masa en sentido longitudinal. Movimiento en esta dirección de la nave y la torre.
----------	-------	-------	--	---



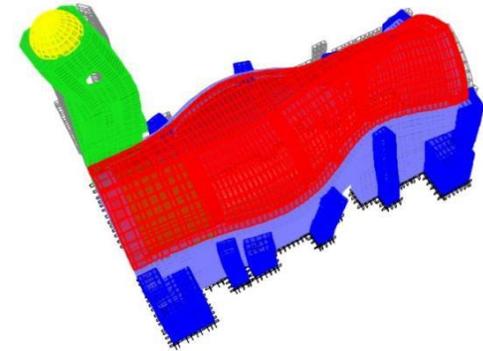
8	0.132	7.587	L: 10.3281 % T: 3.1082 % V: 0.1851 %	Movimiento transversal de la torre y longitudinal de la nave.
----------	-------	-------	--	--



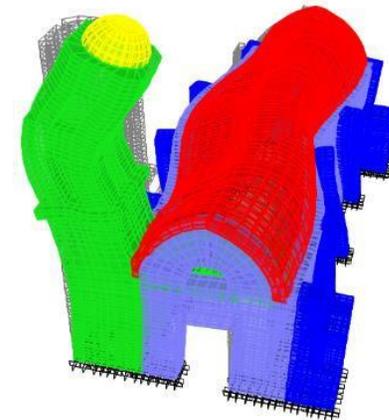
9	0.125	8.014	L: 13.5855 % T: 0.2678 % V: 0.1687 %	Modo con gran participación de la masa en sentido longitudinal. Movimiento en esta dirección de la torre y la nave.
----------	-------	-------	--	---



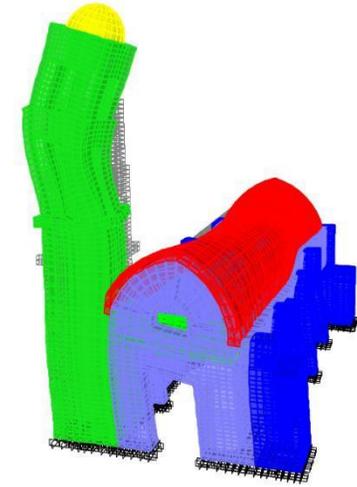
10 0.122 8.197 L: 7.2336 % Apertura y cierre de la bóveda
T: 0.1447 % y movimiento en dirección
V: 0.1186 % longitudinal de la torre y nave.



11 0.112 8.932 L: 0.0373 % Apertura y cierre de la bóveda
T: 0.3257 % en la parte central con de la
V: 0.7615 % nave. Movimiento en sentido
transversal de la nave y la torre.



12	0.109	9.121	L: 0.7516 % T: 3.3144 % V: 12.725 %	Movimiento dominante en la dirección vertical de la torre con ligera traslación en sentido transversal.
-----------	-------	-------	---	---



De la información contenida en la tabla anterior, el primer modo de la estructura se presenta en la dirección transversal de la nave por parte de la torre, lo que indica que este elemento es el más flexible en esa dirección con un periodo de 0.582 s y una frecuencia de 1.718 Hz, mientras el segundo modo es del mismo elemento pero en la dirección longitudinal. Los primeros dos modos de vibrar de la iglesia demuestran la menor rigidez de la torre respecto al resto de la estructura.

En cuanto a los valores de los periodos y frecuencias, desde el primero hasta el modo número doce presentados se nota la disminución en el valor del periodo y el aumento de la frecuencia, una explicación lógica es la rigidez de los elementos que intervienen en los modos de vibrar, por ejemplo, de acuerdo con la tabla, el modo número tres tiene un periodo de 0.252 s, que es un salto importante si se compara con los dos primeros periodos, esto es razonable debido a que el tercer modo ya tiene la participación de la nave, que es un elemento mucho más rígido que la torre por componerse de elementos muy robustos. En este sentido, los valores del periodo van disminuyendo y los de la frecuencia aumentando porque los elementos que intervienen tardan menos en completar un ciclo en su modo de vibrar por la mayor rigidez que poseen dada por sus propiedades geométricas y del material. Ahora bien, si se desea corroborar los valores presentados en la tabla, es necesaria una calibración del modelo numérico con pruebas ambientales para modificar las propiedades de los materiales y de esta manera obtener nuevos valores más exactos de los periodos de la estructura.

4.3.2 Análisis por peso propio

“Las estructuras de mampostería histórica fueron concebidas como sistemas de gravedad, en donde los elementos estructurales transmiten sus cargas hasta la base mediante esfuerzos de compresión” (Chávez, 2010). Entonces, teniendo en mente las cargas por gravedad que debían resistir sus edificios, los constructores usaban la mampostería para crear templos con elementos estructurales verticales robustos como los muros y contrafuertes. Es decir, construyeron muros con grandes espesores que transmiten una carga considerable a la base de la edificación.

Para estimar de manera general el comportamiento de la estructura y poner una referencia fiable de guía, se pueden calcular los esfuerzos de compresión máximos en cada zona de la base del modelo y verificar que sean congruentes de acuerdo con el peso que deben descargar los elementos que sobre la zona se desplantan. Por ejemplo, es de esperarse que el área con mayores esfuerzos de compresión sea la torre, debido a que su base posee espesores de muro similares a los del resto de la estructura, pero a diferencia de ellos tiene mayor altura y se suma el peso de los campanarios y el cupulín.

Entonces, se realizó el cálculo del peso de la estructura considerando las dimensiones de los elementos de los planos del levantamiento hecho, y el peso volumétrico indicado en las tablas 4.1 y 4.2. Así mismo, se obtuvo el peso del modelo numérico en SAP 2000. La tabla siguiente muestra los resultados:

Tabla 4.4. Peso del modelo numérico y de la estructura

Peso de la estructura	
Con base en los 1,023.50	SAP 2000 1,016.20

La comparación de los datos obtenidos permitió saber que hay una diferencia de pesos de 7.3 t, lo que representa un porcentaje de aproximación del 99.3 %. De esta forma se puede decir que los pesos del modelo numérico y de la estructura que refleja el levantamiento son prácticamente iguales.

Para conocer los esfuerzos de compresión en la base fue necesario el peso que se descarga de la estructura, así como el área de desplante de la base. También, con estos datos es posible conocer el factor de seguridad del inmueble. A continuación, se presenta el cálculo del factor de seguridad para el modelo numérico y para la estructura con base en los planos.

4.3.2.1 Factor de seguridad

De la tabla 4.1 se tomó como referencia la resistencia a compresión de la mampostería de piedra que compone a los elementos estructurales que descansan directamente en la base. La resistencia es la siguiente: $\sigma_{mp} = 13.1 \text{ kg/cm}^2$

El valor del peso de la estructura ya se obtuvo y con el área de desplante solo se debe aplicar la siguiente expresión para conocer el esfuerzo por m^2 :

$$\sigma_{en\ la\ base} = W/A$$

Una vez conocido el esfuerzo en la zona de desplante, se procede a comparar el valor con el esfuerzo que resiste la mampostería de piedra y obtener el factor de seguridad (*F. S.*) con la siguiente fórmula:

$$F.S. = \sigma_{mp} / \sigma_{en\ la\ base}$$

A continuación, en la tabla 4.5 se proporciona el área de desplante, el factor de seguridad y el esfuerzo promedio a compresión en la base para el modelo numérico y la estructura real:

Tabla 4.5. Factor de seguridad y esfuerzo promedio a compresión

Modelo	Peso (T)	Área de desplante (m²)	Esfuerzo promedio a compresión (kg/cm²)	Factor de seguridad
Modelo numérico	1,016.20	71.38	1.424	9.2
Estructura real	1,023.50	69.92	1.464	8.95

Los factores de seguridad que se obtuvieron para el modelo numérico y la estructura real son valores normales, porque los constructores de templos como el que se estudia empleaban elementos estructurales de gran espesor que le brindan a la estructura gran estabilidad. Además, el valor promedio del esfuerzo a compresión de 1.4 kg/cm² que existe en la base indica que no se llega a la resistencia de la mampostería de piedra que constituye a los elementos estructurales verticales, por lo tanto, se dice que la iglesia soporta su propio peso sin que aparezcan fisuras.

En la figura 4.5 se aprecian los esfuerzos a compresión en la base del inmueble. Los valores más altos para este esfuerzo por peso propio se dan en la parte externa de los muros y la zona de los contrafuertes, por el empuje de la bóveda que intenta abrirse horizontalmente hacia afuera. Y como se esperaba, el área más cargada es donde se ubica la torre.

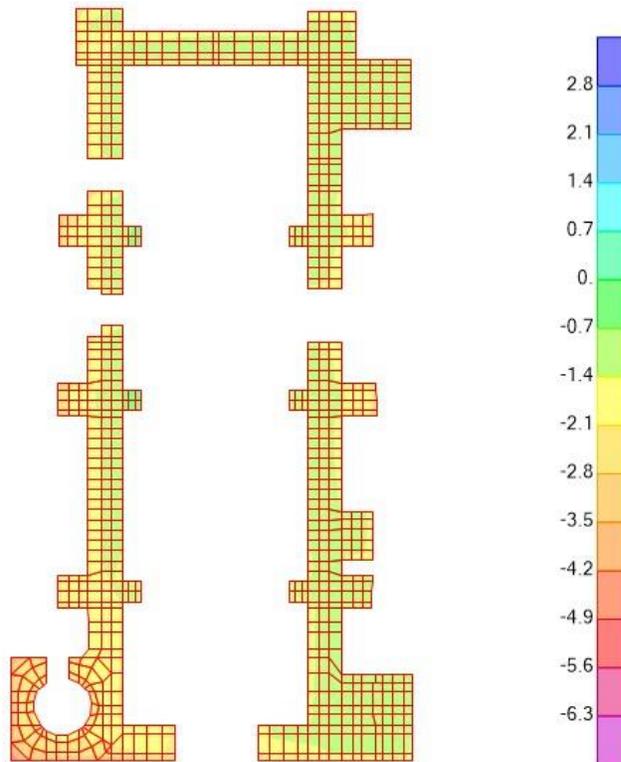


Figura 4.5. Esfuerzos de compresión en la base por peso propio (en kg/cm²)

4.3.2.2 Esfuerzos axiales por peso propio en el modelo

Se examinaron los esfuerzos que existen en la toda estructura por su peso propio. Esta revisión permite verificar si la transmisión de la carga desde el sistema de cubierta a los muros y la base de éstos es correcta. Además, se pueden detectar las zonas donde existen tensiones y notar el buen comportamiento del elemento estructural. Cabe destacar que la comparación de los esfuerzos existentes tanto de tensión como compresión es importante para corroborar que no se han superado las resistencias de los materiales.

Las figuras 4.6 y 4.7 muestran una vista tridimensional del modelo numérico y una sección en el eje E de la estructura, respectivamente. En la clave del arco y bóveda (corte E) se hallan esfuerzos de tensión consecuencia de la apertura de los apoyos por parte de estos elementos. Otra consecuencia del empuje de los apoyos es la aparición de esfuerzos a compresión más altos en la base externa de los contrafuertes.

Evidentemente, en ninguna zona se originan esfuerzos a tensión o compresión superiores a las resistencias de los materiales de los elementos.

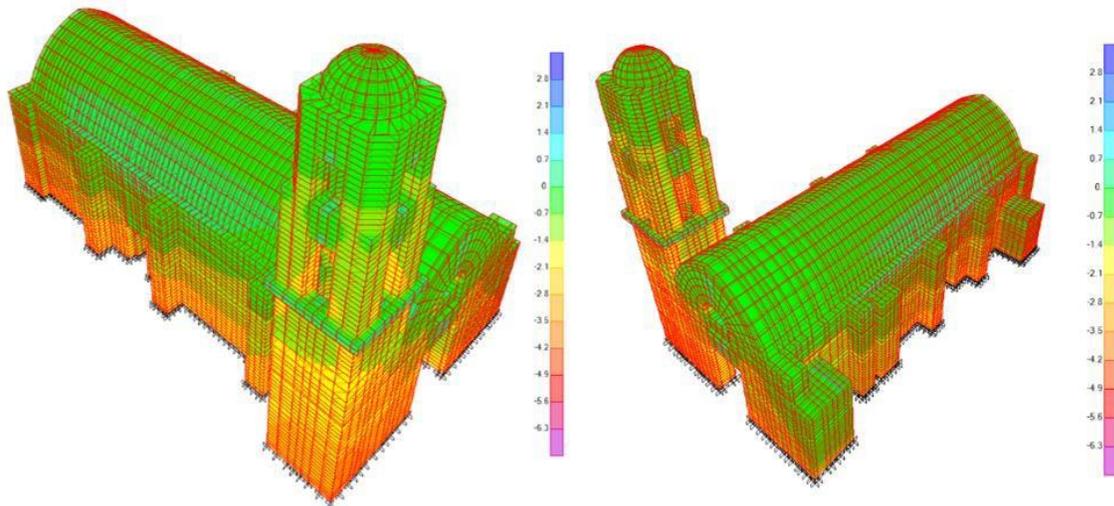


Figura 4.6. Vista tridimensional para esfuerzos verticales con peso propio (en kg/cm²)

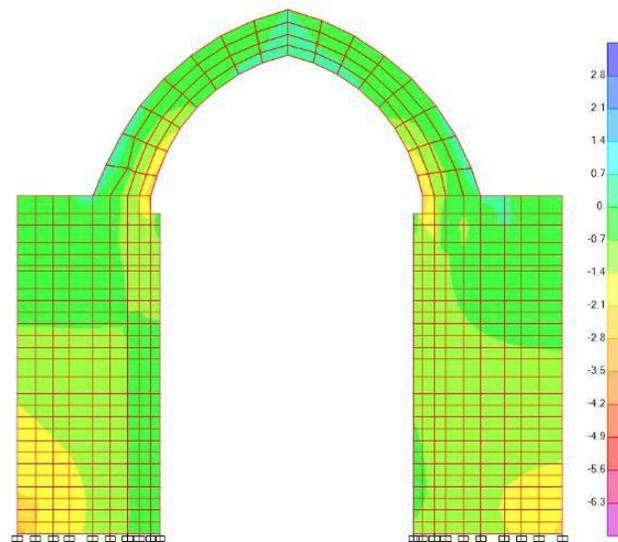


Figura 4.7. Esfuerzos de compresión en sección del eje E (en kg/cm²)

Los esfuerzos axiales en direcciones transversal y longitudinal del modelo son prácticamente cero, a excepción de un pequeño espacio a lo largo de la base (ver figuras 4.8, 4.9 y 4.10). Esto se presenta porque no existe carga en los sólidos en esas direcciones, pero el esfuerzo no es absolutamente cero debido al ligero acortamiento vertical de los sólidos por la carga por peso propio. La misma explicación aplica para la pequeña concentración de esfuerzos en la base, pero aquí la expansión horizontal del sólido se restringe.

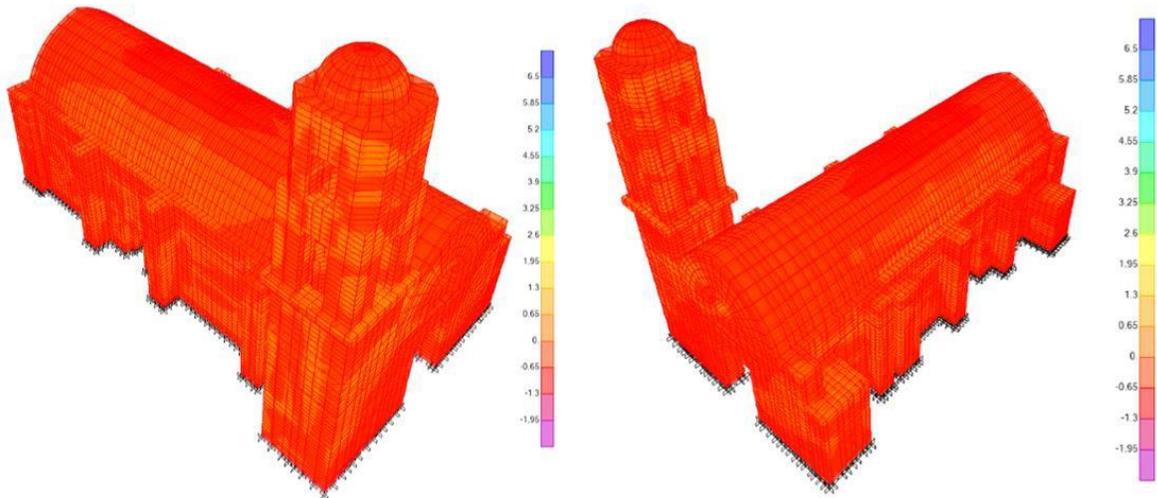


Figura 4.8. Esfuerzos en dirección transversal al modelo por peso propio (en kg/cm²)

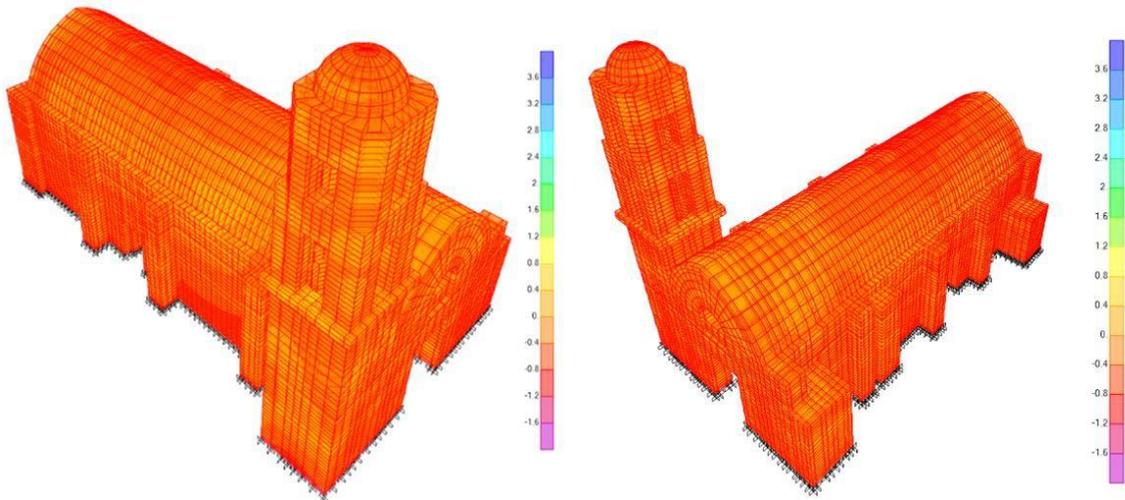


Figura 4.9. Esfuerzos en dirección longitudinal al modelo por peso propio (en kg/cm²)

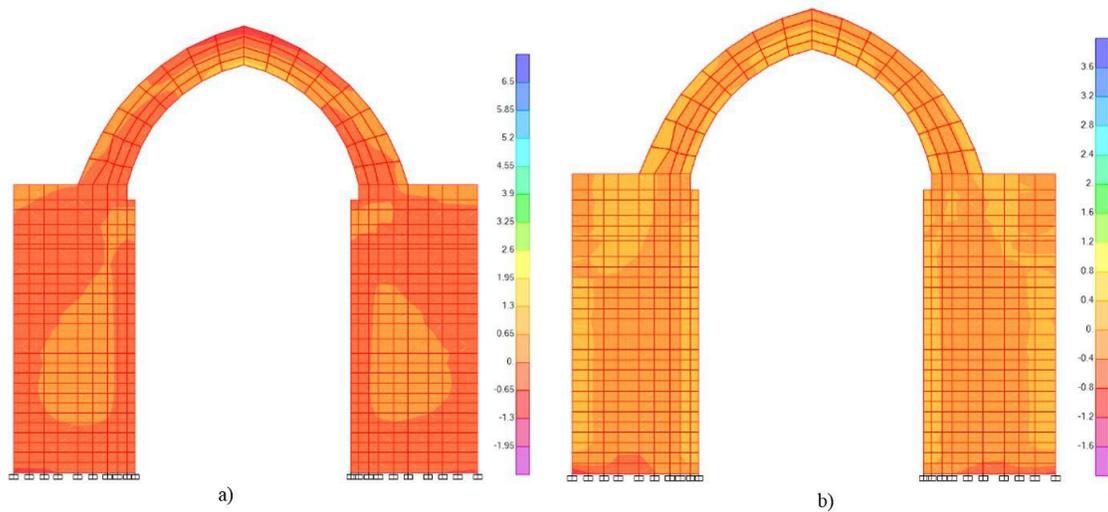


Figura 4.10. Esfuerzos por peso propio en la sección E: a) Esfuerzos en dirección transversal y b) Esfuerzos en dirección longitudinal (en kg/cm²)

4.3.2.3 Revisión de desplazamientos

Con base en los bajos esfuerzos por peso propio y los elementos robustos que tiene la estructura, se puede esperar que los desplazamientos por esta misma carga sean también pequeños. Para corroborar lo anterior, se establecieron seis puntos de referencia en áreas donde el peso de la estructura puede generar los mayores desplazamientos verticales. Las zonas donde se colocaron estos puntos se muestran en la figura 4.11.

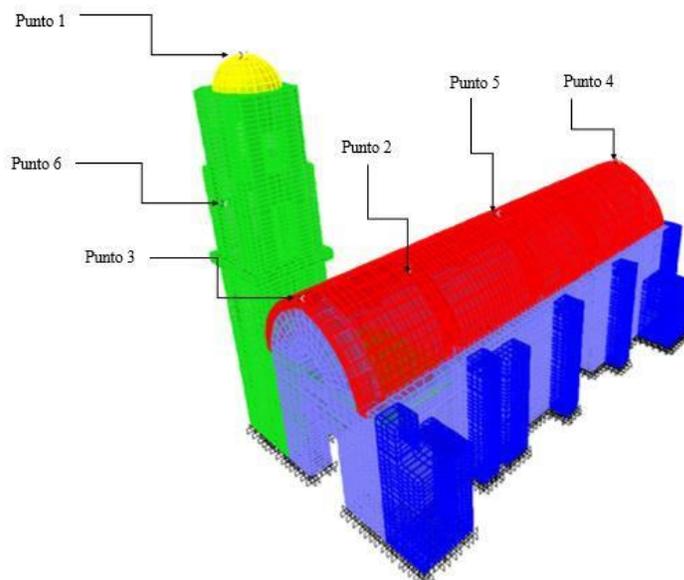


Figura 4.11. Puntos para revisión de desplazamientos

Cuatro de los puntos de referencia están ubicados a lo largo de la nave: el punto 3 en la parte superior central de la bóveda sobre la fachada principal, el punto 2 en la zona inferior de la clave

del arco ubicado en el eje C (ver figura 4.2), el punto 4 se presenta en la zona superior de la bóveda sobre la fachada norte y el punto 5 se encuentra en la parte central de la nave. En cuanto a la torre, los puntos 1 y 6 se ubican en la zona central del cupulín y del claro al finalizar el primer cuerpo del campanario, respectivamente. Una vez verificados los desplazamientos con el caso de carga, se exponen los resultados en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Desplazamientos por peso propio en el modelo numérico

Punto de	Desplazamiento (mm)
1	$U_1 = -3.9845$
	$U_2 = -1.623$
	$U_3 = -4.5411$
2	$U_1 = -0.939$
	$U_2 = -0.128$
	$U_3 = -2.2324$
3	$U_1 = -0.9889$
	$U_2 = -0.1992$
	$U_3 = -1.7828$
4	$U_1 = -0.3615$
	$U_2 = -0.314$
	$U_3 = -1.2641$
5	$U_1 = -0.7503$
	$U_2 = -0.014$
	$U_3 = -2.9224$
6	$U_1 = -2.4283$
	$U_2 = -1.1166$
	$U_3 = -4.1996$

Donde U_1 , U_2 y U_3 son los desplazamientos en las direcciones transversal, longitudinal y vertical de modelo numérico

Los desplazamientos máximos ocurren en la dirección vertical en los puntos ubicados en la torre (puntos 1 y 6). De la zona central del cupulín se entiende este desplazamiento porque no posee un elemento adosado que le proporcione rigidez vertical, como si ocurre con la bóveda. Los puntos 3 y 4 registran los movimientos verticales más bajos por la existencia de apoyos proporcionados por los muros de las fachadas principal y norte a la bóveda.

En cuanto a los desplazamientos laterales, llaman la atención los valores negativos en sentido transversal a la nave por parte de los puntos 1 y 6 ubicados en los campanarios. Estos valores se explican por la menor rigidez de la torre en sentido transversal de la nave, especialmente tendiendo a alejarse de ésta última por la inexistencia de un elemento que la apoye del lado hacia donde se dirige.

4.3.3 Análisis sísmico

La incertidumbre originada por la posible variación de las propiedades de la mampostería con la que se construyó el templo, además de las características que se adoptan para este material considerado “frágil”, obligan a un análisis conservador del mismo, esto provoca la implementación de un análisis dinámico lineal, donde la rigidez de la estructura no se modifica y no existe una redistribución del daño en los elementos. Lo anterior difiere de los análisis comunes encontrados para estructuras modernas, donde la incursión en un análisis no lineal y la redistribución de los esfuerzos se puede introducir de manera indirecta.

4.3.3.1 Análisis modal espectral

Una vez que se saben los modos de vibrar de la estructura, es importante conocer la forma en que éstos se combinan para conocer el comportamiento probable que tendrá ésta. Para la evaluación y diseño sísmico de una estructura es común recurrir a un análisis dinámico modal espectral, en donde se calculan solamente los máximos en los principales modos de vibrar y se superponen para estimar el máximo de la respuesta total (Meli, 1998). Para el edificio histórico como el que se trata, se recomienda un análisis dinámico por su geometría compleja, y porque muchas veces los modos superiores de vibrar influyen significativamente en el comportamiento global de la estructura (Peña, 2010).

Un aspecto fundamental a definir es el espectro de diseño que se empleará en el análisis del modelo, para este concepto se usó el Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS); que es una herramienta de ayuda para las recomendaciones en el diseño sísmico contenidas en el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (CDS-MDOC 2015).

Primero se identificaron las coordenadas donde se encuentra el templo de San Juan Pilcaya, Puebla, a saber: longitud: -98.705009 y latitud: 18.233415. Con lo anterior, se determinó que el inmueble está en la zona C según la regionalización sísmica del país, dividida en cuatro zonas: A, B, C y D (CDS-MDOC, 2015), ver figura 4.12.

La herramienta de ayuda (PRODISIS) genera un espectro de diseño transparente donde no se indica la importancia de la estructura ni existe modificación de las ordenadas espectrales, que de acuerdo con los comentarios del CDS-MDOC 2015 son tres principales variables, a saber: el factor de comportamiento sísmico (Q) que toma en cuenta la influencia del comportamiento no lineal del sistema para conocer su demanda sísmica, la sobrerresistencia (R) que considera una mayor resistencia del material de la que se intuye que tiene y la redundancia (ρ) que aporta en la estabilidad y la capacidad de deformación de la estructura. Estos fenómenos se encargan de reducir el espectro y significarían menores demandas sísmicas para el inmueble que por sus características de material y estructuración no se le pueden atribuir. Así mismo, el amortiguamiento que se le atribuyó a la estructura fue del 5% del amortiguamiento crítico, porque es un valor comúnmente utilizado en la práctica, el cual resulta efectivo y conservador.

En cuanto al espectro para la revisión del estado límite de colapso, éste ya incluye la importancia de la estructura, lo que equivale a multiplicar las ordenadas espectrales del espectro transparente por 1.5 (figura 4.13), debido a que se clasifica como estructura tipo A, y su falla estructural causaría daños culturales.

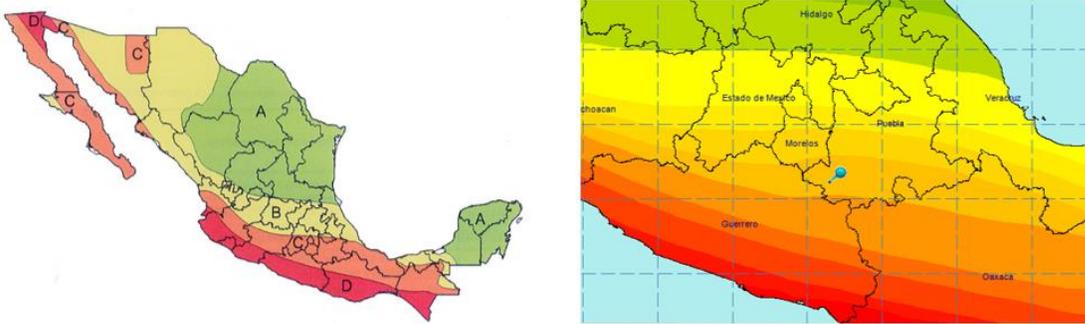


Figura 4.12. Regiones sísmicas de la República Mexicana con la ubicación de la estructura (CDS-MDOC, 2015)

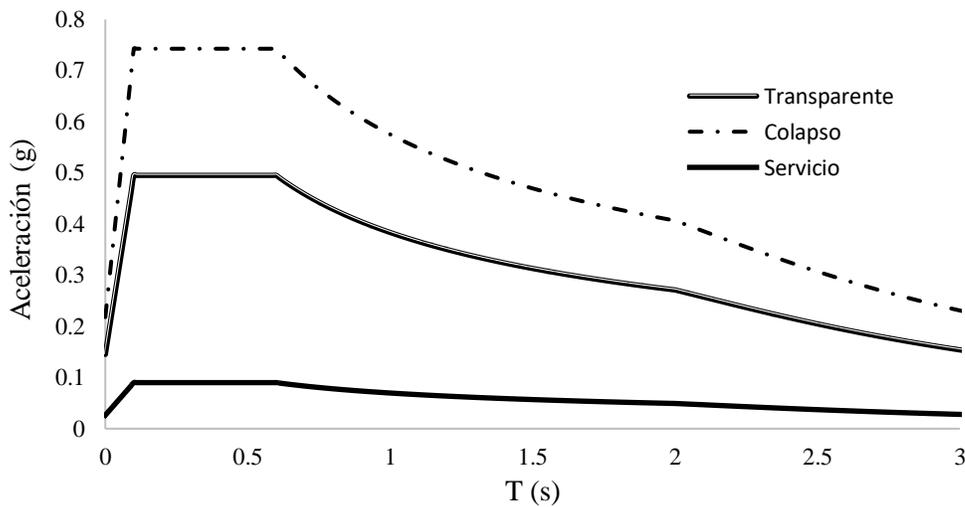


Figura 4.13. Espectros horizontales: transparente, de colapso y servicio

El espectro para el estado límite de servicio se elaboró usando como base el espectro transparente modificado por el factor de comportamiento sísmico, la sobrerresistencia y la redundancia, pero no se considera la importancia de la estructura. Además, las ordenadas del espectro transparente se dividieron entre 5.5 (figura 4.13), como se indica en el manual citado en este capítulo.

Sumado a lo anterior, por la ubicación e importancia de la estructura (Zona C y estructura del grupo A) se obliga el uso de un espectro de diseño vertical, el cual se genera para ambos estados límites (figura 4.14).

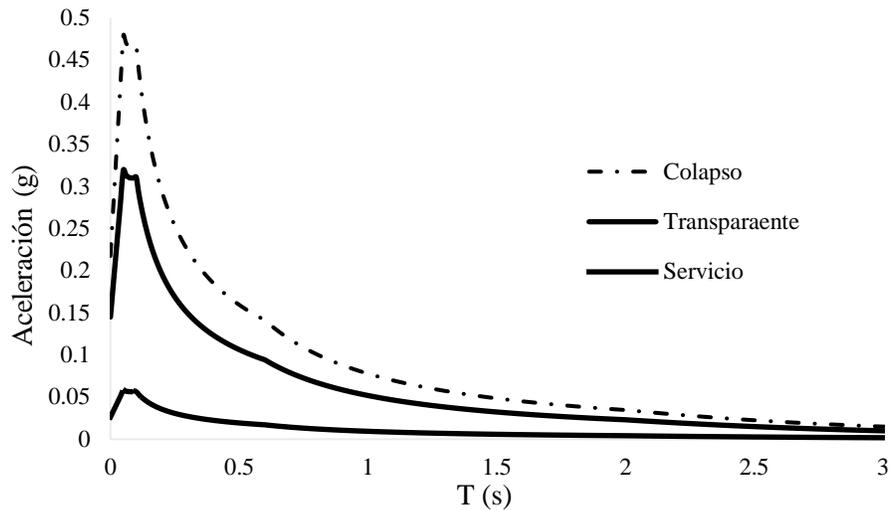


Figura 4.14. Espectros verticales: transparente, de colapso y servicio.

Para el análisis dinámico usando un espectro de diseño se deben incluir todos los modos necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Como se ve en la tabla 4.7, el porcentaje se alcanza para cada dirección en diferentes modos de vibrar.

Tabla 4.7. Modos donde se alcanza el 90 % de los pesos efectivos del peso total de la estructura.

Dirección	% del peso total de la estructura	Modo donde se alcanza el % especificado
Longitudinal		141
Transversal	90	150
Vertical		348

Se observa la importancia de los modos superiores de vibrar, ya que es necesario que participen gran cantidad de éstos para rebasar el 90% de participación de las masas de la estructura.

4.3.3.2 Zonas críticas por sismo y peso propio

La aparición de grietas y los colapsos fueron causa de un sismo. Entonces, para identificar las zonas críticas causadas por este fenómeno en la estructura se realizó un análisis dinámico modal espectral usando la combinación del sismo en las tres direcciones ortogonales usando los espectros creados más el peso propio de la estructura.

Para incluir el sismo, Wilson (2002) dice que es razonable asumir que los movimientos que tienen lugar durante un sismo poseen una dirección principal y que sumado al movimiento ocurran otros simultáneamente en dirección normal. Con base en esto, es común que los códigos de diseño actuales incluyan la combinación del 100 por ciento en la dirección principal más el 30 por ciento

en la dirección perpendicular a la primera. Esta metodología se implementó en el trabajo y las combinaciones usadas están en la tabla 4.8.

La carga viva máxima (C_{vm}) para las combinaciones se obtuvo del inciso i): para otras cubiertas y con cualquier pendiente de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones de 2017. El valor que se usó fue de 40 kg/m² que se repartieron en toda el área de la cubierta, es decir, se asignó a los nodos la cantidad de 6.152 kg. En cuanto a la carga viva instantánea, ésta se explicó en la sección 4.3.1. Por inspección, en la tabla 4.8 se nota la inexistencia de factores de carga. Para explicar esta variación en las combinaciones se recuerda uno de los objetivos del trabajo: detectar zonas vulnerables ante sismo en la iglesia de Pilcaya para su comparación con las áreas dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Entonces, se buscan las condiciones que se combinaron para que ocurrieran los daños, por lo que se decidió en este estudio no incluir los factores de carga.

Tabla 4.8. Combinaciones de carga para el análisis del modelo.

Número de	Combinación
1	$P_p + C_{vm}$
2	$P_p + C_{vi} + S_x + 0.3S_y + 0.3 S_z$
3	$P_p + C_{vi} + S_x - 0.3S_y - 0.3 S_z$
4	$P_p + C_{vi} - S_x + 0.3S_y + 0.3S_z$
5	$P_p + C_{vi} - S_x - 0.3S_y - 0.3 S_z$
6	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x + S_y - 0.3 S_z$
7	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x - S_y + 0.3S_z$
8	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x + S_y - 0.3 S_z$
9	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x - S_y + 0.3S_z$
10	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x + S_y + 0.3S_z$
11	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x + S_y - 0.3S_z$
12	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x - S_y + 0.3S_z$
13	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x - S_y - 0.3S_z$
14	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x - S_y - 0.3S_z$
15	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x - S_y + 0.3S_z$
16	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x + S_y - 0.3S_z$
17	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x + S_y + 0.3S_z$
18	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x + 0.3S_y + S_z$
19	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x - 0.3S_y + S_z$
20	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x + 0.3S_y - S_z$
21	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x - 0.3S_y - S_z$
22	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x - 0.3S_y - S_z$
23	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x + 0.3S_y - S_z$
24	$P_p + C_{vi} + 0.3 S_x - 0.3S_y + S_z$
25	$P_p + C_{vi} - 0.3 S_x + 0.3S_y + S_z$

Donde P_p es el peso propio, C_{vm} es la carga viva máxima, C_{vi} es la carga viva instantánea, S_x es el sismo en dirección transversal, S_y en dirección longitudinal, y S_z en la dirección vertical.

Concentración de esfuerzos en el modelo numérico

Se hizo una exploración del modelo numérico teniendo en mente los daños sufridos por la iglesia durante el sismo para hacer una comparación entre las zonas críticas o vulnerables que aparecen en el modelo con los daños reales. Para ello, es importante señalar que los esfuerzos observados en las figuras que se mostrarán no corresponden a un mismo tiempo. El análisis ayuda a identificar qué partes de la iglesia son las más susceptibles a la falla, pero no permite conocer en qué zona ocurrirá primero el daño.

La lectura de los esfuerzos axiales y cortantes se hará con base en las figuras 4.15 y 4.16. Se asignaron ejes ortogonales de referencia con la siguiente descripción:

Esfuerzos axiales.

Los esfuerzos axiales en el sólido aparecen como S_z , S_y y S_x (figura 4.15 a), que son iguales a S_{33} , S_{22} y S_{11} (en las direcciones vertical, longitudinal y transversal al modelo, figura 4.15 b), respectivamente.

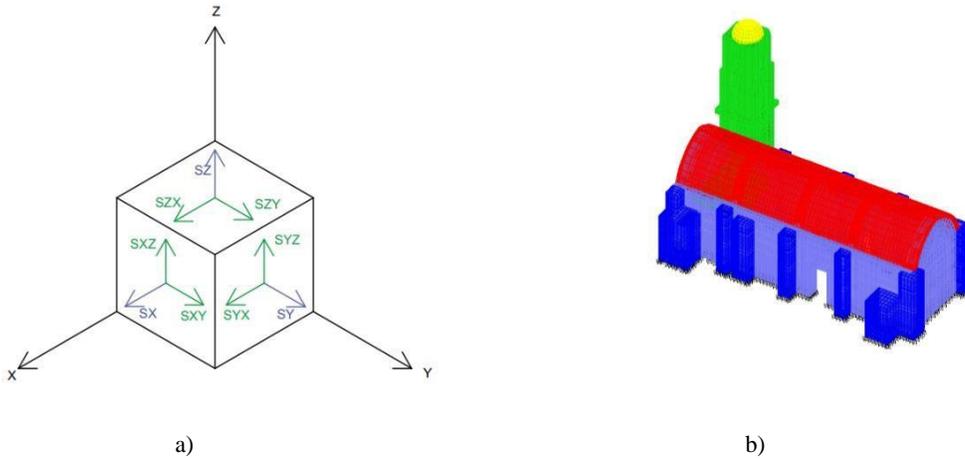


Figura 4.15. Ejes ortogonales en el modelo: a) Esfuerzos axiales en un sólido (Quiroz, 2017), b) Modelo numérico de la iglesia

Esfuerzos cortantes.

Los esfuerzos cortantes están dados por S_{zx} y S_{zy} , S_{yx} y S_{yz} , y finalmente, S_{xy} y S_{xz} , que son iguales a S_{31} y S_{32} , S_{21} y S_{23} , y finalmente S_{12} y S_{13} , respectivamente.

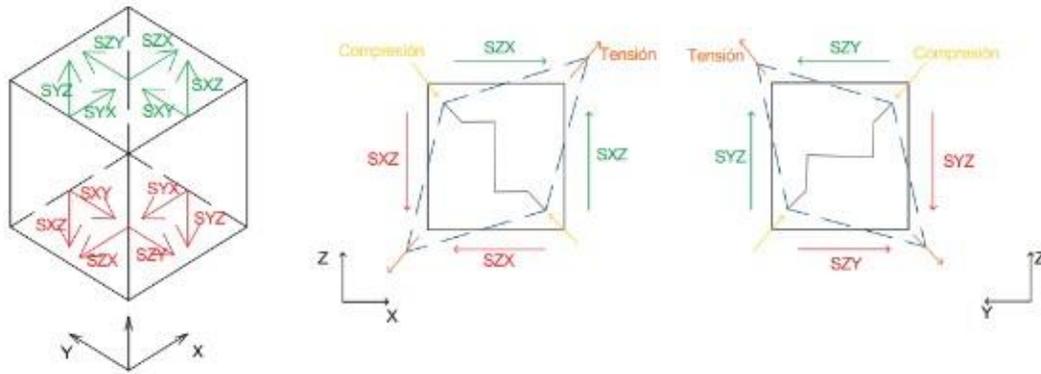


Figura 4.16. Esfuerzos cortantes en los sólidos (Quiroz, 2017)

Para la identificación de zonas críticas en los campanarios de la torre es necesario recordar las figuras 3.24 y 3.25 donde fueron expuestas las grietas en estos elementos. La combinación 18 de la tabla 4.8, a saber: $P_p + C_{vi} + 0.3S_x + 0.3S_y + S_z$, donde la dirección principal del sismo es la vertical, permitió notar zonas vulnerables por esfuerzos axiales (S_{33}) que dibujan una horizontal en la base y una concentración en la parte superior de las columnas del tercer cuerpo de la torre. Este tipo de daño se reflejó en el elemento y coincide con lo que describe Meli (1998): la flexión que se genera en los campanarios les produce grietas horizontales. La parte interesante es la figura 4.17 a), donde los posibles esfuerzos causantes de las grietas en esas áreas son de tensión.

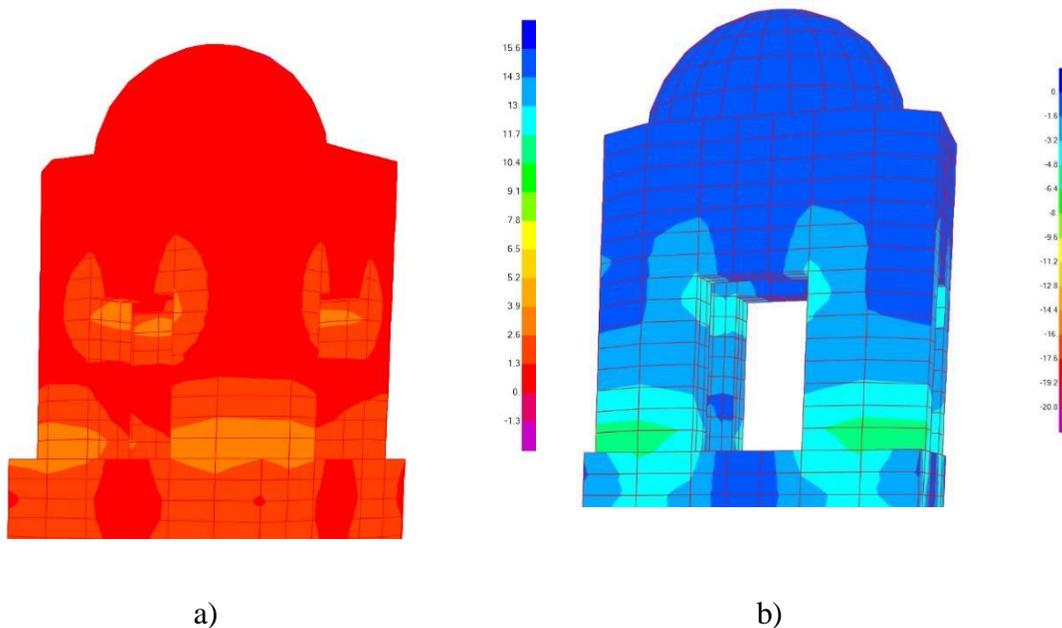


Figura 4.17. Esfuerzos axiales (S_{33}) en campanarios: a) Esfuerzos de tensión, b) Esfuerzos en compresión (en kg/cm^2)

Los cerramientos que conectan las columnas de los campanarios se destruyeron totalmente y las combinaciones que llevan como direcciones principales la transversal y longitudinal como

$P_p+C_{vi}+S_x+0.3S_y+0.3S_z$ y $P_p+C_{vi}+0.3S_x+S_y+0.3S_z$, respectivamente, se encargan de desarrollar concentraciones de esfuerzos cortantes en esas partes del campanario.

Es conveniente mencionar que la figura 4.18 manifiesta los esfuerzos cortantes S_{23} en los cerramientos de las caras Poniente y Oriente cuando el sismo principal se dirige longitudinalmente, lo cual puede hacer que falle la parte comentada. Del mismo modo, en la imagen 4.19 los cortantes S_{13} se ven pero en la cara frontal y trasera de la torre cuando la dirección mayor del sismo es la transversal.

El fenómeno anterior corresponde con lo que explican Alcocer et al. (1999) cuando analizan el comportamiento de los campanarios en el sismo de 1999 en Puebla, pues señalan la posible aparición en cierto instante de combinaciones de demandas de cortante y tensión (o reducción de la compresión) que disminuyen la resistencia y rigidez del elemento.

Por otro lado, en la figura 3.26 se vieron grietas verticales en la conexión bóveda-torre y como se observa en la imagen 4.20 del modelo analítico, los esfuerzos axiales longitudinales (S_{22}) son altos en esta zona, lo cual sugiere que pudieron ser la causa del agrietamiento.

Así mismo, los muros longitudinales no se comportaron satisfactoriamente en su totalidad, debido a que el cortante en ellos se manifestó en algunas zonas como grietas inclinadas. En el modelo se encontraron esfuerzos cortantes (S_{23}) como la probable causa del daño, ver figura 4.21.

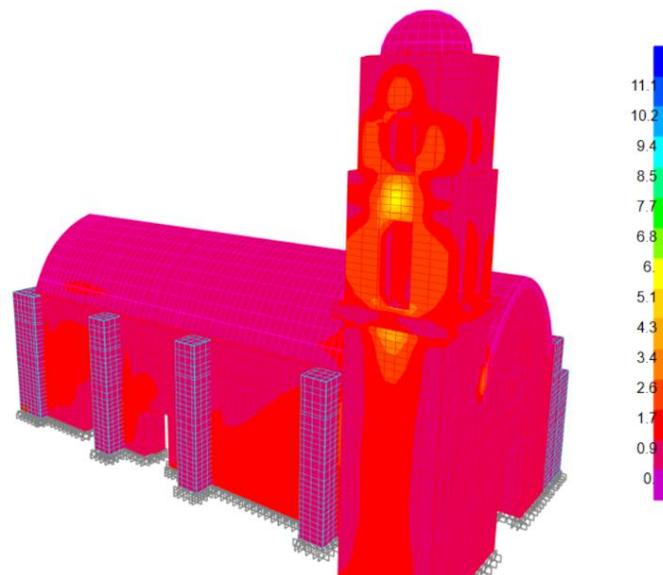


Figura 4.18. Esfuerzos cortantes S_{23} en cerramientos en las caras Poniente y Oriente de la torre (en kg/cm^2)

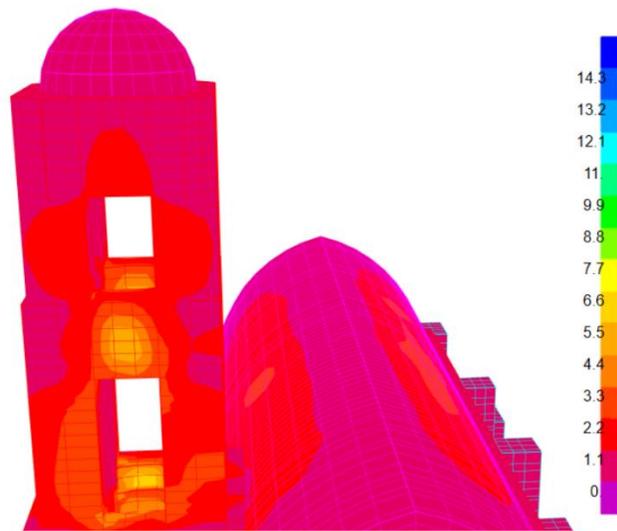


Figura 4.19. Esfuerzos cortantes en los cerramientos de las caras frontal y trasera de la Torre (en kg/cm²)

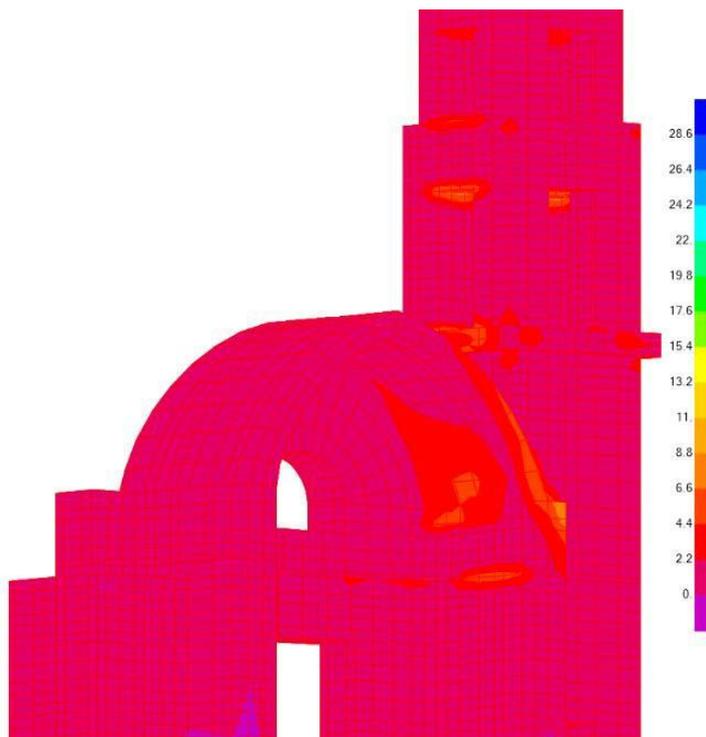


Figura 4.20. Concentración de esfuerzos axiales longitudinales (S22, en kg/cm²)

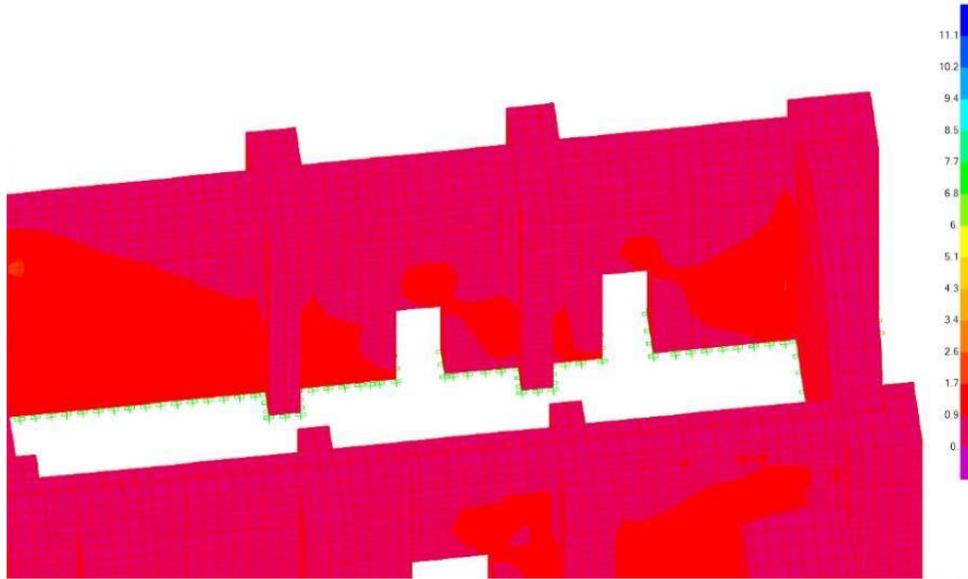


Figura 4.21. Esfuerzos cortantes S23 en los muros de las fachadas Oriente y Poniente (en la cara perpendicular al eje longitudinal con dirección vertical, en kg/cm²)

4.3.4 Revisión de distorsiones en los elementos estructurales

Se sabe que los basamentos de las torres, así como sus campanarios son elementos vulnerables ante las acciones sísmicas (Peña y Meza, 2008). El análisis de esfuerzos corroboró esta afirmación, pero se decidió estudiar las distorsiones laterales de estos cuerpos de la torre para observar su comportamiento al estar unidas a un cuerpo muy rígido como es el resto de la iglesia.

Las tablas 4.9 y 4.10 muestran los desplazamientos máximos por servicio en las direcciones transversal y longitudinal en la parte superior de cada cuerpo de la torre de acuerdo con la imagen 4.22. De la misma forma, en las tablas 4.11 y 4.12 aparecen los desplazamientos máximos por colapso.

Con base en los datos de las tablas se puede decir que los desplazamientos máximos se presentaron en la dirección transversal del edificio. En la dirección longitudinal el cuerpo se desplazó en total 9.96 cm y transversalmente se movió 11.55 cm. Esta respuesta del elemento era esperada porque en los dos primeros modos de vibrar se nota una mayor flexibilidad en la dirección transversal.

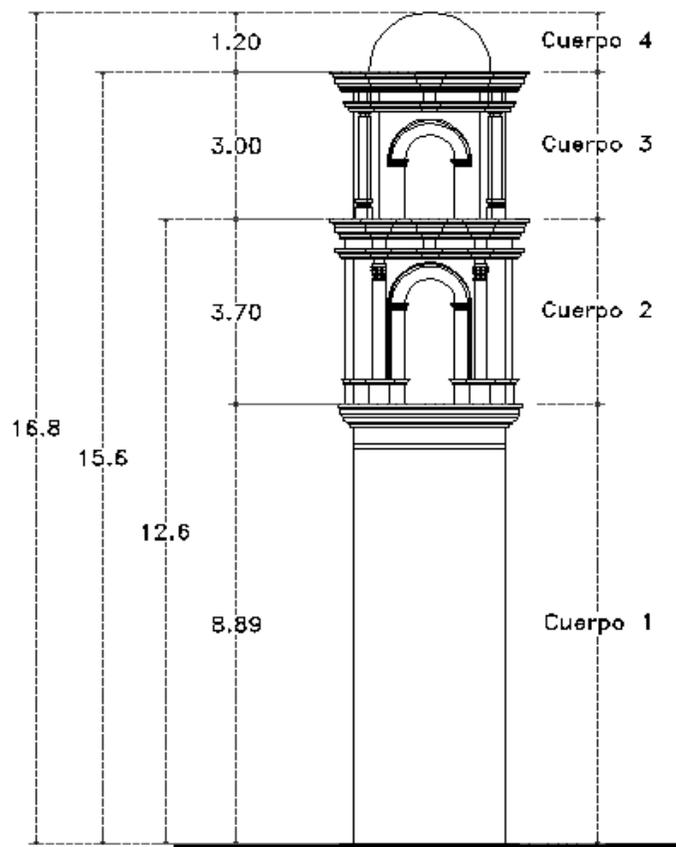


Figura 4.22. Torre con referencias para la revisión de sus distorsiones

Tabla 4.9. Desplazamientos máximos por servicio en dirección transversal

Altura de la torre (m)	Desplazamiento (cm)
16.8	1.40
15.6	1.25
12.6	0.84
8.9	0.31
0	0

Tabla 4.10. Desplazamientos máximos por servicio en dirección longitudinal

Altura de la torre (m)	Desplazamiento (cm)
16.8	1.21
15.6	1.09
12.6	0.74
8.9	0.297
0	0

Tabla 4.11. Desplazamientos máximos por colapso en dirección transversal

Altura de la torre (m)	Desplazamiento (cm)
16.8	11.55
15.6	10.34
12.6	6.95
8.9	2.55
0	0

Tabla 4.12. Desplazamientos máximos por colapso en dirección longitudinal

Altura de la torre (m)	Desplazamiento (cm)
16.8	9.96
15.6	8.88
12.6	6.02
8.9	2.36
0	0

Con base en la información anterior se calcularon las distorsiones para el estado límite de servicio en las direcciones transversal y longitudinal. Después se hizo una comparación de las distorsiones con la máxima permitida por el CDS-MDOC de la CFE de 2015, donde se recomienda no pasar el valor de 0.002 para los estados límites de servicio y colapso cuando se trata de elementos de mampostería de piedras naturales. En las gráficas 4.23 y 4.24 se exponen las distorsiones de los elementos por el estado límite de servicio.

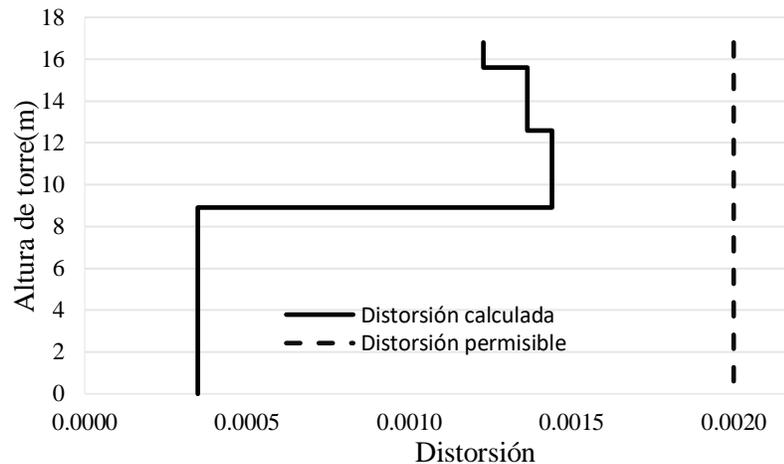


Figura 4.23. Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de servicio en dirección transversal

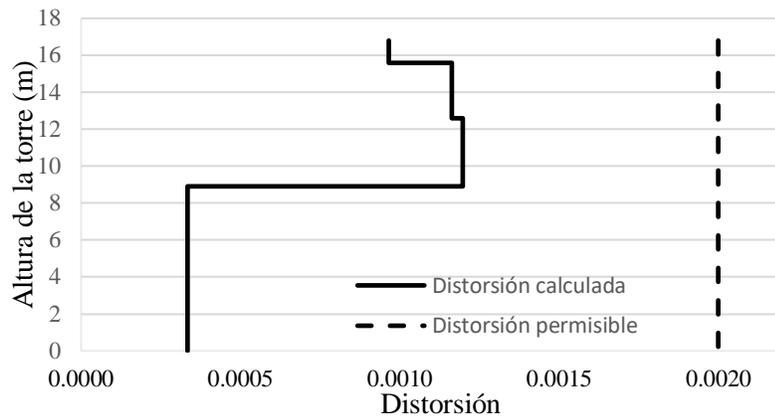


Figura 4.24. Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de servicio en dirección longitudinal

Por otro lado, si se habla de la seguridad contra el colapso de la torre se espera una respuesta no satisfactoria del elemento ante eventos sísmicos fuertes una vez observados los daños que sufrió y por el cambio brusco de rigidez detectado en las distorsiones laterales. En las gráficas 4.25 y 4.26 aparece la comparación de las distorsiones en las dos direcciones ortogonales horizontales con el valor máximo permitido.

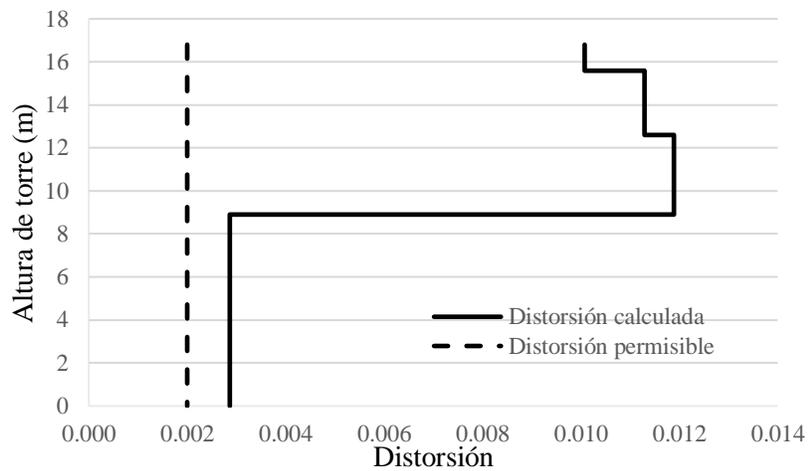


Figura 4.25. Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de colapso en dirección transversal

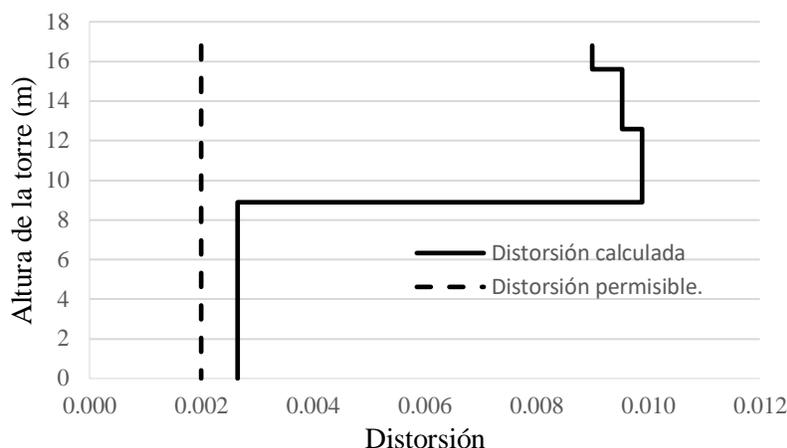


Figura 4.26. Comparación de las distorsiones calculadas y las permitidas para estado límite de colapso en dirección longitudinal

El estudio de las distorsiones laterales de la torre permitió ver un cambio brusco de rigidez entre el basamento y los dos cuerpos de campanarios. Este fenómeno pudo ser la causa de los grandes desplazamientos de los cuerpos superiores de la torre que generaron altos esfuerzos que llevaron a la falla a los campanarios.

De igual manera se revisaron las distorsiones de los elementos del resto de la iglesia para ver si se rebasó el límite de distorsión permitido en alguno de ellos. Para ubicar a los elementos que se hace referencia se les asignó una nomenclatura como se ve en la figura 4. 27. En las tablas 4.13, 4.14 y 4.15 se muestran las distorsiones laterales de los contrafuertes, las pilastras y los muros, respectivamente. Este análisis permite ver la flexibilidad que tiene la estructura entre los ejes E y F (figura 4.27) en la dirección transversal, ya que en algunos elementos se rebasó el límite de distorsión en esta zona (en negritas en las tablas). La flexibilidad de la franja entre E y F generó la falla fuera del plano de los pretilos.

Es importante mencionar que las distorsiones calculas y mostradas en las tablas 4.13, 4.14 y 4.15 representan lo obtenido en el modelo numérico, pero no significa que la estructura realmente puede desarrollar los desplazamientos que generen esas distorsiones. Entonces, esta revisión permite detectar zonas o elementos que posean menor rigidez lateral y que son susceptibles a presentar alguna falla o mal comportamiento ante eventos sísmicos.

Finalmente, con la localización de las concentraciones de esfuerzos y el estudio de las distorsiones por el estado límite de colapso de todo el inmueble se confirmaron algunas de las hipótesis de las fallas estructurales registradas en el templo ubicado en Pilcaya, Puebla.

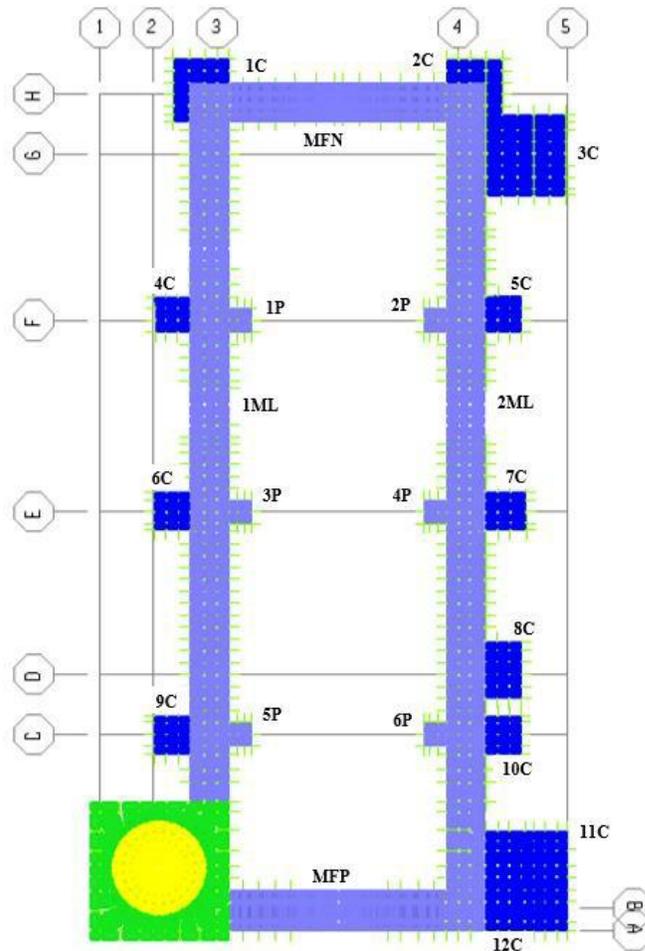


Figura 4.27. Referencia de los elementos para las distorsiones laterales

Tabla 4.13. Distorsiones laterales de los contrafuertes

Elemento	Distorsiones en contrafuertes		Colapso	
	Servicio		Transversal	Longitudinal
1C	0.00010	0.00005	0.00085	0.00041
2C	0.00011	0.00005	0.00078	0.00037
3C	0.00007	0.00002	0.00055	0.00020
4C	0.00035	0.00005	0.00272	0.00039
5C	0.00030	0.00005	0.00245	0.00038
6C	0.00037	0.00004	0.00301	0.00034
7C	0.00033	0.00005	0.00270	0.00043
8C	0.00023	0.00004	0.00187	0.00033
9C	0.00020	0.00006	0.00165	0.00050
10C	0.00019	0.00004	0.00158	0.00029
11C	0.00013	0.00003	0.00108	0.00028

12C	0.00012	0.00003	0.00095	0.00028
-----	---------	---------	---------	---------

Tabla 4.14. Distorsiones laterales de las pilastras

Elemento	Servicio		Colapso	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
1P	0.00034	0.00286	0.00287	0.00035
2P	0.00028	0.00245	0.00245	0.00030
3P	0.00036	0.00298	0.00298	0.00038
4P	0.00032	0.00267	0.00267	0.00029
5P	0.00019	0.00160	0.001599	0.00054
6P	0.00019	0.00155	0.001560	0.00031

Tabla 4.15. Distorsiones laterales de los muros

Elemento	Servicio		Colapso	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
1ML	0.00037	0.00007	0.00307	0.00057
2ML	0.00033	0.00005	0.00274	0.00058
MFP	0.00010	0.00005	0.00075	0.00038
MFN	0.00011	0.00004	0.00106	0.00033

4.4 Propuestas de refuerzo con base en el análisis del modelo y los daños en la estructura

La elección de una técnica de refuerzo para una estructura histórica trae consigo la consideración de más aspectos además de los ingenieriles, es decir, el trabajo es multidisciplinario, puesto que intervienen áreas aparentemente desligadas entre sí: Arqueología, Arquitectura, Historia, Restauradores de Arte (Peña, 2012). Entonces, para ofrecer refuerzo a los elementos estructurales, deben estar incluidas implícitamente estas áreas del conocimiento.

Debido a esta diversidad de áreas, cada inmueble histórico es una estructura que reta al especialista a seleccionar la óptima intervención que se le debe hacer cuando se daña. Para lo anterior, Peña (2012) dice que la base de la elección del tipo de refuerzo son los principios de conservación y los criterios modernos para la intervención de estructuras históricas estipulados en la Carta de Venecia (1964) y los criterios ISCARSAH, los cuales el autor resume en los puntos siguientes:

- **Respeto a la autenticidad.** La concepción estructural de los edificios históricos es parte de su valor cultural, por lo que es necesario preservar tanto el sistema original como sus materiales.
- **Mínima alteración o impacto.** Las alteraciones que causen la mínima alteración o impacto al sistema original deberían preferirse, siempre y cuando provean un nivel de seguridad adecuado.
- **Seguridad estructural.** En el caso de monumentos valiosos, las intervenciones deben considerar las pérdidas artísticas o culturales que el edificio puede experimentar en caso de daño estructural.
- **Compatibilidad.** Los materiales y los dispositivos técnicos utilizados para reparación o refuerzo deben ser compatibles con los originales, es decir, que su utilización no resulte en un efecto indeseable en la estructura. Los materiales antiguos no deberían experimentar algún tipo de deterioro químico cuando esté en contacto con los materiales nuevos (compatibilidad química), y los materiales nuevos no deberían experimentar fenómenos químicos o físicos que puedan causar algún daño a los materiales existentes.
- **No sea invasor.** Se deberían preferir las intervenciones que sean lo menos invasoras posibles, dado que esto contribuye a preservar la integridad de las estructuras (primer requisito). Entre varias alternativas, se debería dar preferencia a la que presente invasión mínima.
- **Reversibilidad y remoción.** Siempre que sea posible, las medidas adoptadas deben ser reversibles. Es decir, que al desmantelarlas, el material original o la estructura regresan al estado en que estaba antes, sin sufrir daño o deterioro permanente. Un requisito menos rígido es de la remoción con deterioro limitado o duradero en la construcción original. La reversibilidad o remoción abre la posibilidad de reponer o cambiar, en el futuro, el refuerzo por otro más adecuado o efectivo.
- **Monitorización.** Debe ser posible controlar la intervención durante su ejecución. No se deberían permitir acciones que sean imposibles de controlar. Un programa de supervisión y control debería acompañar a cualquier propuesta de intervención, con el fin de evitar dañar a la estructura durante los trabajos de intervención.

La guía utilizada para proponer la intervención de los elementos estructurales es la suma de los puntos antes mencionados y las hipótesis de daño y comportamiento observadas en la estructura real y el modelo numérico. También se tomaron como base los comentarios hechos en el trabajo de Monroy (2018). En este trabajo se estudió una técnica de refuerzo de un inmueble con valor histórico y se valoran algunas intervenciones de refuerzo, revisando y asignando un porcentaje a la invasión, compatibilidad (química y mecánica) y reversibilidad de cada una de las técnicas.

4.4.1 Muros y bóveda

Para la restauración de los muros y bóvedas se pensó en tres técnicas que pueden ayudar a los elementos a aumentar su resistencia ante diferentes tipos de esfuerzos, a saber:

1. Inyección con lechada de los elementos
2. Colocación de una malla electrosoldada en una cara del muro.
3. Colocación de una malla electrosoldada únicamente en toda la longitud de la grieta.

La primera técnica mejora las características mecánicas del material (Peña, 2012), así como, produce una calidad y una resistencia más uniformes en todo el espesor del muro, pues rellena la zona central de éste, donde posiblemente la calidad del material sea pobre (Meli, 1998). Esto último es importante, porque al conectar (uniformizar) la zona central con las partes externas se procura un trabajo total del muro, aumentando el área del mismo y repercutiendo favorablemente en su resistencia a fuerzas cortante y axial. La segunda técnica se trata de colocar una malla electrosoldada con aplanado de mortero que aumentaría la resistencia a cortante y no invade los valores arquitectónicos ni artísticos del inmueble, pero es irreversible una vez que se coloque. Finalmente, la tercera intervención es una variación de la segunda, pues implica el mismo concepto pero aplicado solo a la zona donde se agrietó el elemento, es decir, se colocaría la malla como una costura de la grieta logrando un reforzamiento local.

La evaluación de estas intervenciones se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 4.16. Evaluación de la propuesta: inyección con lechada de elementos

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Inyección con lechada	Es altamente compatible química y mecánicamente si se usa mortero puzolánico Aumenta la resistencia del elemento inyectado Uniformiza el elemento, ya que rellena zonas centrales huecas Su invasión a los valores arquitectónicos, artísticos e ingenieriles es casi nula	Es irreversible En un futuro evento se pueden generar nuevas grietas en el material cerca de las zonas reparadas

Tabla 4.17. Evaluación de la propuesta: colocación de malla electrosoldada en todo el elemento

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Colocación de malla electrosoldada en toda el área del muro	Aumenta la resistencia a cortante y tensión del elemento Es compatible mecánicamente	Es irreversible Puede cambiar el modo de falla La oxidación del acero puede ocasionar daño en los elementos al expandirse

Tabla 4.18. Evaluación de la propuesta: colocación de malla de forma local

Propuesta	Ventajas	Desventajas
------------------	-----------------	--------------------

Colocación de malla electrosoldada en la longitud de la grieta	Aumenta la resistencia a cortante y tensión de la zona donde se coloca Su invasión a los valores arquitectónicos, artísticos e ingenieriles es casi nula Es compatible mecánicamente	Es irreversible La oxidación del acero puede ocasionar daño en los elementos al expandirse Solo se refuerza el elemento localmente y puede redirigirse el daño a una zona más débil
--	--	---

La solución elegida para restaurar y reforzar las zonas de muros y bóvedas afectadas es la inyección de estos elementos con lechada, por solo contar con una desventaja y porque la inclusión de la malla puede acarrear algún daño por expansión si se oxida el acero. Además la tercera opción puede quedarse corta por reforzar solo una fracción del elemento.

El procedimiento general para la inyección de los muros y las bóvedas es el siguiente:

- Retirar todos los revestimientos y aplanados de los elementos a intervenir.
- Limpiar las grietas en los elementos con aire a una presión de 2 kg/cm^2 .
- Sellar las grietas de ambas caras del elemento con mortero cal-arena en proporción 1:2.5.
- En las zonas donde haya desprendimiento de la mampostería que constituye a los elementos, sustituir las partes caídas con materiales similares a los originalmente usados.
- Para la instalación de los puertos de inyección, se elaborarán perforaciones de diámetro igual a $5/8'' @ 50 \text{ cm}$ en toda la trayectoria de la grieta, procurando una colocación de los puertos en un ángulo de 90° respecto a la superficie que se va a inyectar (en los muros).
- Inyectar la grieta con lechada fluida a base de cal y arena en proporción 1:2.5, usar arena limpia. Se recomienda altamente el uso de mortero puzolánico con nulo contenido de cemento portland para obtener una mayor compatibilidad con el material original (Meli, 1998).
- El inicio de la inyección será en los puertos más bajos y se avanzará hacia lo altos, inyectando solo aquellos por los que no drene la lechada. La inyección se realizará mediante una bomba hidráulica manual a una presión no menor a 3 kg/cm^2 y no mayor a 5 kg/cm^2 .
- Cortar los puertos de inyección al paño del muro.
- Inspeccionar los puertos para comprobar que se encuentren llenos de mortero en su totalidad, lo cual indica una buena inyección.
- Aplicar recubrimiento con acabado definitivo. Las características y detalles del mismo deberán definirse por los especialistas en restauración.



Figura 4.28. Colocación de ductos para inyección en un muro de mampostería

4.4.2 Frontispicio y pretilas

El frontispicio y dos de los pretilas ubicados en la parte superior de los muros sufrieron colapso. Para atender estos desperfectos es necesario entender el funcionamiento estructural de estos elementos en el inmueble: se pueden definir como elementos ornamentales, es decir, su falla no pone en riesgo la edificación ya que su colapso representa peligro solo para personas cercanas a su caída y no repercute en la estabilidad del sistema. Entonces, para restaurar esta zona se proponen las siguientes tres soluciones:

1. La reconstrucción de los elementos con sus dimensiones y características originales
2. La implementación de malla electrosoldada de acero inoxidable
3. La colocación de barras de acero inoxidable

La opción número uno busca reusar el material colapsado (si se recuperó) para construir nuevamente el elemento, combinándolo con mampostería de piedra similar a la ya existente en los muros longitudinales y en la fachada principal, esto último en el caso del frontispicio.

La ventaja que tiene la propuesta es la no inserción de materiales ajenos a la mampostería que provoquen alguna respuesta negativa en la zona a corto y largo plazo, es decir, no es invasora. Además se tiene alta compatibilidad por usarse material de las mismas características. Pero la proposición anterior no es un reforzamiento, por consecuencia, se descubre su desventaja: si ocurre otro evento sísmico fuerte, las consecuencias negativas en estos elementos no diferirían de las que se obtuvieron con el temblor del 2017. La técnica número dos tiene las ventajas de aumentar la resistencia a tensión de la conexión de los pretilas con el muro, no es invasora arquitectónica ni artísticamente, el material no se oxidaría y si se ejecuta correctamente evitaría

futuros colapsos. Es preciso mencionar que esta opción se pudo dar para el problema de los muros y bóvedas, pero se consideró no viable porque se debe cubrir un área mucho mayor que la necesaria para los pretiles con un material caro como el acero inoxidable. La tercera intervención posee ventajas similares a la anterior, pero su colocación implica quitar los pretiles para hacer las perforaciones verticales en los muros, además de tener que inyectar algún material que le de adherencia a las barras con el muro. De manera más específica se explica en las siguientes tablas cada ventaja y desventaja de las opciones presentadas.

Tabla 4.19. Evaluación de la propuesta: reconstrucción de los elementos

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Reconstrucción de los elementos	Se conservan los valores culturales, artísticos e históricos del templo Si fallan nuevamente, las consecuencias no son graves estructuralmente No se incluyen refuerzos con materiales no compatibles con la mampostería que pudieran causar daños a mediano y largo plazo	En el futuro puede ocurrir una falla similar con un evento sísmico de gran magnitud

Tabla 4.20. Evaluación de la propuesta: colocación de malla de acero inoxidable

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Colocación de malla electrosoldada de acero inoxidable	Aumenta la resistencia a cortante y tensión del elemento Es compatible mecánica y químicamente Colocación sencilla y práctica ya que se hace en la superficie del elemento	Es irreversible

Tabla 4.21. Evaluación de la propuesta: colocación de barras de acero inoxidable

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Colocación barras de acero inoxidable	Aumenta la resistencia a tensión de la conexión entre el muro y el pretil Es compatible mecánica y químicamente	Es irreversible Para su colocación se debe perforar los muros verticalmente

La técnica elegida para reforzar los elementos es la número dos, que consiste en la colocación de malla electrosoldada de acero inoxidable, ya que supone un aumento significativo a tensión de la conexión que falló y no tendría consecuencias negativas en el futuro para los elementos.

4.4.3 Unión fachada principal-bóveda

Las grietas y pérdida de aplanado en la unión del muro de la fachada principal con el sistema de piso y los muros longitudinales representan el intento de la fachada por despegarse del resto del inmueble.

Para la reparación de esta zona de la estructura se pensó en las siguientes tres técnicas:

1. Inyección de lechada y reconstrucción de la mampostería
2. Insertar barras de acero inoxidable como costura en la conexión de los elementos
3. Colocación de lajas de recinto con buena resistencia (ver figura 4.30)

Los puntos positivos y negativos de la inyección de lechada ya se presentaron en la tabla 4.3, aquí solo se añade la reconstrucción de la zona afectada, es decir, se sustituye la mampostería dañada por nueva con las mismas propiedades que la original. Esta técnica contribuye a preservar las propiedades mecánicas originales y a dar continuidad a la estructura. Esta técnica puede considerarse parcialmente reversible. (Peña, 2012). La inserción de barras de acero inoxidable a modo de costura proporciona mayor resistencia a tensión a la unión entre los elementos, lo que evitaría la falla del área que ponga en peligro la estabilidad tanto del muro como de la bóveda. Las barras se pueden acompañar con la opción uno y convertirse en una solución que contemple toda la zona. Las lajas de recinto se insertarían en huecos hechos en forma de “L” en donde se juntan el muro y la bóveda de manera que la laja una los elementos y se rellenará de mortero y material recuperado de la perforación. Una de las desventajas de esta opción es la variación de la resistencia de las lajas de mampostería, lo que evita hacer una buena valoración precisa de la mejora en la resistencia en la unión. Los detalles de la valoración de las opciones se encuentran en las tablas 4.22 y 4.23.

Tabla 4.22. Evaluación de la propuesta: costuras armadas de acero inoxidable

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Costuras armadas con acero inoxidable	Su invasión a los valores arquitectónicos, artísticos e ingenieriles es baja.	Es irreversible
	Es altamente compatible química y mecánicamente si se usan barras de acero inoxidable de diámetro pequeño	Uso de equipo que genere poca vibración y la aplicación de lechada debe ser cuidadosa
	La implementación de acero inoxidable evita que haya expansión de las barras por corrosión que agrietarían a los elementos	La colocación de barras de acero inoxidable puede resultar costosa
	Proporciona resistencia a esfuerzos de tensión en la zona donde se colocan Se evita la falla de una zona de la iglesia	

Tabla 4.23. Evaluación de la propuesta: colocación de lajas de recinto en la unión

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Colocación de lajas de recinto con mayor resistencia en la unión	<p>Su invasión a los valores arquitectónicos, artísticos e ingenieriles es baja.</p> <p>Es altamente compatible química y mecánicamente con el material existente</p> <p>Aumenta la resistencia a esfuerzos de tensión de la zona donde se aplica</p>	<p>Es una técnica irreversible</p> <p>Puede haber variación en la resistencia de las lajas por lo que el refuerzo no sería similar en toda la longitud donde se coloque</p>



Figura 4.29. Huecos en conexión de muros perpendiculares para la colocación de lajas de recinto

Con base en los puntos explicados se elige la colocación de las barras de acero con un diámetro pequeño para permitir un buen anclaje de estos elementos con la mampostería. Además, la lechada que se usará para rellenar las perforaciones donde van las barras se extiende a los posibles huecos del muro de la fachada principal, consiguiéndose las mismas ventajas explicadas en la sección 4.4.1. Por otro lado, se juzga costeable el uso de barras de acero inoxidable, porque la propuesta va dirigida a un inmueble catalogado como monumento histórico, el cual posee valores arquitectónicos y artísticos invaluable.

Una vez seleccionada la intervención, se sugiere efectuarla siguiendo los pasos de la propuesta para muros y bóvedas, ya que se restituirá la mampostería que esté dañada y se harán inyecciones en los elementos, pero se complementará añadiendo las barras de acero inoxidable en la unión del muro de fachada con la bóveda para finalmente colocar un aplanado definitivo a base de cal-arena determinado por especialistas en restauración.

4.4.4 Conexión Sagrario-muro longitudinal

La tendencia del Sagrario a separarse del muro longitudinal combinado con la debilidad de su unión causaron agrietamiento de los muros y aplastamiento de los contrafuertes. Para solucionar este inconveniente se pueden tomar algunas de las opciones que antes se presentaron como el refuerzo de la conexión con costuras armadas o implementar una malla electrosoldada que cumpla con aumentar la resistencia de los elementos que participan. Pero se teme que el refuerzo de la unión traslade el daño a otras zonas débiles como los muros del Sagrario que contienen huecos para las ventanas. Por esta razón se optó por separar los cuerpos con la colocación de una junta aislante siguiendo la línea de las grietas en todo el contorno (ver evaluación en la tabla 4.24). Esta junta hará posible el movimiento de ambos cuerpos sin generar daños en la estructura central (muro de nave y contrafuertes), ya que se esperarán solo fisuras leves en la zona de la junta que afectarán únicamente el aplanado.

La solución toma en cuenta la adición de un elemento externo que se acepta como una desventaja, pero se da prioridad a la prevención del aplastamiento de los contrafuertes y la aparición de grietas de considerable espesor en los elementos, lo cual se logrará con un mejor comportamiento a la hora de vibrar durante un sismo de los cuerpos que intervienen. De manera general, solo se debe reponer el material que brotó de los muros con uno similar, colocar la junta en la unión y aplicar un aplanado como el original.

Tabla 4.24. Evaluación de la propuesta: conexión Sagrario-muro longitudinal de la nave central

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Colocación de junta aislantes	Se evita el aplastamiento de una sección de los contrafuertes.	La técnica es invasora e irreversible
	No habrá daño en el muro longitudinal de la nave central	Puede haber variación en la resistencia de las lajas por lo que el refuerzo no sería similar en toda la longitud donde se coloque
	Las posibles fisuras superficiales en el aplanado de la unión del Sagrario con el muro que aparezcan por sismo en el futuro serán fácilmente reparables	Hay una pérdida de los valores intrínsecos del templo

La intervención da prioridad a la prevención de graves daños que a futuro se puedan presentar por sismo en esta área. Y para favorecer la parte estética del templo, la junta se piensa oculta por el aplanado en la unión.

4.4.5 Torre

La torre es uno de los símbolos arquitectónicos de una iglesia y su conservación se torna valiosa para la comunidad a la que pertenece. Si bien, su comportamiento estructural es negativo, no es recomendable prescindir de ella ya que motivaría el enojo de la comunidad, y se prestaría a una reconstrucción mal hecha.

En lo que respecta a los campanarios de la torre, éstos fueron severamente dañados por los movimientos horizontales y verticales consecuencia del sismo. En cuanto a la mejora de la torre, las cargas por peso propio no representan un riesgo, es decir, su reconstrucción es viable, al menos hasta el momento de ocurrencia de un evento sísmico considerable.

La reconstrucción beneficia el aspecto estético al restituir su forma inicial, pero no aporta capacidad adicional para disminuir sus desplazamientos y por consecuencia resistir las deformaciones impuestas. Por la tanto, para cubrir esta última cuestión, se sugiere proponer reforzamiento. Algunas intervenciones para reforzar la torre son las siguientes (Alcocer et al., 1999):

1. Refuerzo con malla estructural y aplanado de mortero alrededor de las columnas
2. Construcción de un refuerzo de concreto que rodee internamente la abertura (arco adosado)
3. Construcción de castillos de concreto reforzado por el lado interno de las columnas
4. Postensado de las columnas
5. Aumento de la sección de las columnas con materiales similares a los originales

Cada uno de los métodos presentados se valorará en la siguiente información ordenada en tablas, aterrizando en las ventajas y desventajas de su aplicación con el objetivo de reforzar o mejorar geoméricamente los campanarios. Propuesta de malla estructural para la torre

Tabla 4.25. Propuesta de malla estructural para la torre

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con malla estructural y aplanado de mortero alrededor de las columnas	Incremento en la resistencia local de los elementos de la torre	Baja compatibilidad mecánica entre el acero y la mampostería de piedra La adición de este refuerzo puede redirigir el daño a zonas no reforzadas Dificultad en el anclaje del refuerzo Problemas al rodear los elementos con la malla debido a la existencia de ornamento

Las técnicas 2 y 3 antes enlistadas representan de manera general un concepto similar, por lo que su estimación se hará conjunta en la siguiente tabla:

Tabla 4.26. Propuesta con castillos u otro elemento de concreto para la torre

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Construcción de un refuerzo de concreto que rodee internamente la abertura o construcción de castillos de concreto reforzado por el lado interno de las columnas	Mejora de la rigidez del sistema, bajando los desplazamientos laterales Mayor resistencia a tensión y cortante del sistema	Invasión a valores arquitectónicos, artísticos e históricos de la torre Complicaciones constructivas, debido a que generalmente el interior de la torre no es hueco Dificultad en la compatibilidad de los elementos adosados con los constituidos de mampostería de piedra

Tabla 4.27. Postensado de las columnas de la torre

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Postensado de las columnas	Aumento de los esfuerzos de compresión que contrarrestarían los de tensión a la hora de un sismo Reduce los desplazamientos laterales y verticales del sistema	Problemas constructivos en la colocación de los tensores Dificultad en el anclaje a la base de la torre Baja compatibilidad mecánica y química del acero de los tensores con la mampostería de piedra No es reversible

Tabla 4.28. Aumento de la sección transversal y reducción de la altura de las columnas

Propuesta	Ventajas	Desventajas
Aumento de la sección de las columnas con materiales similares a los originales y reducción de la altura de las mismas	<p>Reduce los esfuerzos de tensión que posiblemente provocaron las grietas horizontales, esto debido que se distribuyen en una mayor área</p> <p>Aumento del momento de inercia de las columnas en las direcciones transversal y longitudinal en ambos cuerpos de la torre</p> <p>Mejorala resistencia a flexión</p> <p>Disminución de los desplazamientos verticales y laterales por el aumento de rigidez</p> <p>Se prescinde de masa que no se acelerará durante un sismo, reduciendo las fuerzas sísmicas</p> <p>Se conservan los valores arquitectónicos y artísticos del inmueble</p>	No es reversible

Después de plantear varias soluciones estructurales, se decidió optar por el aumento de la sección transversal de las columnas y la reducción de la altura de las mismas. La solución se eligió porque ofrece la conservación de la arquitectura y mantiene el basamento y los dos cuerpos de campanarios sin la inclusión de refuerzo externo con materiales como el acero o el concreto, lo que procura la estética del inmueble y conserva los valores intrínsecos del mismo. La reconstrucción de los cuerpos estará basada en materiales similares a los originales, lo que es otro punto a favor de la propuesta ya que el único inconveniente visible es la no reversibilidad de la decisión.

5 Conclusiones

En este trabajo se presentó el estudio de una iglesia con valor histórico ubicada en la localidad de Pilcaya del municipio de Chiautla en el estado de Puebla, después del sismo del 19 de septiembre de 2017, realizando su análisis numérico, la inspección de daños en los elementos estructurales, la comparación de daños obtenidos de manera analítica y los reales, y finalmente, ofreciendo la restauración de los daños aplicando una mejora mediante refuerzo externo o con la modificación de las propiedades geométricas de los elementos.

Con base en lo anterior se llegaron a establecer las siguientes conclusiones:

El breve estudio histórico con el que se contó para la iglesia de San Juan Pilcaya, permitió obtener información importante para fines estructurales, ya que la iglesia presentó en el pasado fisuras y grietas en elementos que también sufrieron alguna anomalía con el sismo del 2017, como los muros de la nave central, la bóveda con fisuras en sentido transversal y, los campanarios de la torre, apuntando de esta forma mayor atención a estas áreas. Esta explicación resulta importante, ya que la acumulación de daño en la estructura y las posibles imperfecciones estructurales consecuencia de sismos pasados, no se tomaron en cuenta a la hora de desarrollar el modelo numérico, y es posible que hayan repercutido negativamente en la resistencia de los elementos estructurales con el evento telúrico del 19 de septiembre de 2017.

Por otra parte, el análisis por peso propio del edificio confirmó la estabilidad de la iglesia ante estas sollicitaciones, ya que los esfuerzos por compresión en la base se encontraron muy por debajo de los valores de resistencia del material. Lo anterior no fue igual cuando se revisó el inmueble ante la combinación de peso propio y el sismo en las tres direcciones ortogonales, primero porque las distorsiones laterales de los cuerpos de la torre sobrepasaron los valores máximos permitidos para el estado límite de colapso, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal, lo cual evidencia la vulnerabilidad de esta parte de la iglesia ante los sismos.

Después se corroboraron las fallas reales de algunas áreas de los campanarios al visualizarse en el modelo numérico concentraciones de esfuerzos de tensión en las bases de las pilastras del tercer cuerpo de la torre, así como, la existencia de grandes valores de esfuerzo cortante en los cerramientos que unen las columnas. De igual manera, se advirtieron concentraciones de esfuerzos en la unión del muro longitudinal de la estructura principal con la torre, zona dañada en la iglesia y, finalmente, en el modelo numérico se observaron en los muros longitudinales esfuerzos cortantes que pudieron generar las grietas inclinadas.

Así mismo, la indicación del uso de aceleraciones verticales en el modelo numérico a consecuencia de la ubicación de la iglesia fue acertada, ya que se advirtieron zonas vulnerables importantes a esfuerzos de tensión en los campanarios cuando la dirección principal de las combinaciones por sismo fue la perpendicular al suelo.

Acerca de las propuestas de restauración y reforzamiento, se buscó de manera exigente no alterar los valores intrínsecos de la iglesia. Se recurrió a la reconstrucción conservando las propiedades de los materiales y la geometría de las secciones en todas las soluciones con excepción de la

torre, ya que en esta última se disminuyeron las alturas de las columnas, así como se les aumentó el área de la sección transversal, con el objetivo de reducir esfuerzos de falla. Solo hubo dos propuestas que involucran la adición de materiales ajenos a los de la construcción: las costuras armadas en la unión fachada principal-bóveda y la junta aislante en la conexión Sagrario-muro de nave central, buscando siempre la compatibilidad entre los materiales, y guiándose por las ventajas en cuanto a prevención de futuros daños.

Con lo anterior se ofrecen soluciones estructurales de acuerdo con los daños sufridos en la estructura y lo que se detectó en el modelo numérico, buscando llevar al inmueble a un estado funcional positivo a nivel local y general ante cargas verticales y sísmicas. Lo anterior teniendo en cuenta que siempre existirá incertidumbre partiendo de la idea estricta de que todo modelo numérico es incorrecto, porque nunca se representa un fenómeno físico en su totalidad, debido a todas las difíciles variables que se exige para ello: acciones, resistencia, deformaciones y suposiciones.

Recomendaciones

Para acercarse a un modelo analítico óptimo es necesaria una calibración que involucre instrumentación de la iglesia combinada con vibración ambiental, al seguir este camino hay posibilidades de obtener resultados más próximos a la realidad. En cuanto a la evaluación de las ventajas del refuerzo y restauración adoptadas, quedarán en evidencia si se añaden las modificaciones a los materiales, formas geométricas o la inclusión del refuerzo presentadas en la sección 4.4 al modelo numérico y, se estudia nuevamente su comportamiento.

Así mismo, el modelado de los cuerpos omitidos como el Sagrario y la Sacristía, permitirán evaluar las consecuencias positivas o negativas de su ubicación y unión con la nave central.

Por último, es preciso crear un programa de monitorización para observar el comportamiento de la estructura durante un sismo de alta magnitud una vez que ya se ha llevado a cabo el programa de reforzamiento y restauración.

6 Referencias

Aguilera, P. (2013). “Catedral metropolitana: hundimiento y rescate”. Instituto de ingeniería, UNAM, México

Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Bitrán, D., Durán, R., López, O.A., Pacheco, M.A. Reyes, C., et al. (1999). “El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999”. Coordinación de investigación, CENAPRED, México.

Casolo, S. y Peña, F. (2005). “Modelo de elementos rígidos para el análisis de estructuras de mampostería”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 21, No. 2, pp. 193-211

CDS-MDOC (2015). “Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE: Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad – Instituto de Investigaciones Eléctricas

Celigueta, J. (2008). “Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural”. Tecnum, España

Chávez, M. (2010). “Validación experimental de modelos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas”. Tesis de doctorado, UNAM, México

Cruz-Atienza, V., Singh, S.K. y Ordaz, M. (2017). ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre en México? Obtenido de <http://ciencia.unam.mx/leer/652/-que-ocurrio-el-19-de-septiembre-de-2017-en-mexico->

Computers and Structures, Inc. (2017).”SAP 2000 versión 19.2.2”, Computers and structures, Inc., Berkley, California.

Döndüren, M. y Sişik, O. (2017). “Materials, used in historical buildings, analysis methods and solutions proposals”. Department of Civil Engineering, Selcuk University, 42060 Konya, Turkey

Galicia, R (2018). “Recopilación, análisis y comparación de daños en la Ciudad de México debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 M7.1”, Tesis de licenciatura, UNAM, México

Galindo, J. A., Paredes, J.A. y Mora, D.F. (2007). “Análisis de un edificio histórico usando MEF: el puente La Libertad, en Buga- Valle del Cauca (1874)”, Ciencia e ingeniería neogranadina, Bogotá.

García, R. (2007). “Fundamentos básicos del elemento finito”. Tesis de licenciatura, UNAM, México

Gobierno de la Ciudad de México (GCDMX) (2017). “Normas Técnicas Complementarias”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No 220 bis, diciembre 15, 2017.

Gómez, A. (2016). “Análisis estructural y propuesta de rehabilitación de un edificio del siglo XVII denominado Las cárceles de la perpetua”. Tesis de licenciatura, UNAM, México

Google (s.f.) [Imagen de la Fachada Norte de la Iglesia de San Juan Pilcaya, Puebla en Google Maps]. Recuperado de: https://www.google.com/maps/@18.2336401,-98.7050435,3a,75y,190.11h,98.63t/data=!3m6!1e1!3m4!1sRU-Bg8pjUEtCQC_aTcbITQ!2e0!7i13312!8i6656

Google (s.f.) [Imagen de la Fachada Poniente de la Iglesia de San Juan Pilcaya, Puebla en Google Maps]. Recuperado de: <https://www.google.com/maps/@18.2335132,-98.7053055,3a,75y,123.25h,105.24t/data=!3m6!1e1!3m4!1sUeIySmf0AWQPMwbGFIQbkQ!2e0!7i13312!8i6656>

Google (s.f.) [Imagen de la Fachada Oriente de la Iglesia de San Juan Pilcaya, Puebla en Google Maps]. Recuperado de: <https://www.google.com/maps/@18.2333855,-98.704745,3a,75y,283.77h,94.77t/data=!3m6!1e1!3m4!1srLHIKZTkuxcOe7IldxeZ8A!2e0!7i13312!8i6656>

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

Monroy, G. (2018). “Estudio de una técnica de refuerzo para el edificio de gobierno del archivo general de la nación”, Tesis de licenciatura, UNAM, México

Oikonomou, A., Bougiatioti, F. y Georgopoulos, P. (2017). “The course of building materials in historic buildings and monuments. From creation to reuse”. All content following this page was uploaded by Aineas Oikonomou on 26 December 2017 en https://www.researchgate.net/profile/Aineas_Oikonomou

Orduña, A, Roeder, G. y Peña, F. (2007). “Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis”, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 77, pp. 71-88

Peña, F. (2010). “Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas”, Revista de Ingeniería sísmica, 83, pp. 43-63

Peña, F., Meza J. (2008). “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres de campanario de iglesias coloniales en México”, I Congreso Iberoamericano sobre Construcciones Históricas y Estructuras de Mampostería, Vol. 1 No. 1 Bucaramanga Colombia Julio 30, 31 de agosto 1 , 2008.

Peña, F., Lourenço, P.B. Mendes, N. y Oliveira, D. (2010). “Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower”, Engineering Structures, Vol. 32, pp. 1466- 1478.

Peña, F., Lourenço, P. (2012). “Criterios para el refuerzo antisísmico de estructuras históricas”, Revista de Ingeniería sísmica, 87, pp. 47-66

Quiroz, G. (2017). “Modelo de elemento finito para análisis estructural de la esquina norponiente del Palacio Nacional de México. Tesis de licenciatura, UNAM, México

Rangel, M. (2004). “Elementos estructurales de edificios coloniales de la Ciudad de México”. Tesis de licenciatura, UNAM, México

Robles, M. L. (2013). “Análisis estructural de la Parroquia de San Bartolomé Apóstol”. Tesis de licenciatura, UNAM, México

Roeder, G. (1999). “Métodos de análisis para estructuras de mampostería de edificios históricos”. Tesis de maestría, UNAM, México

Seegerling, L. (1984). “Applied Finite Element Analysis”. John Wiley and sons

SSN (2017): Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México, México. URL: <http://www.ssn.unam.mx>. DOI: <https://doi.org/10.21766/SSNMX/SN/MX>

Singh, S.K., Ordaz, M., Pacheco, J.F., Quaas, R., Alcántara, L., Alcocer, S., Gutiérrez, C., Meli, R., Ovando, E., et al. (1999). “A preliminary report on the Tehuacan, Mexico Earthquake of June 15, 1999 (Mw=7.0)”, Seismological Research Letters.

Valencia, G. (2019). “Evaluación del comportamiento estructural de un edificio dañado tras el sismo del 19 de septiembre de 2017”. Tesis de maestría, UNAM, México

Vázquez, M. y López, E. (2001). “El método de los elementos finitos aplicado al análisis estructural”. Noela, Madrid

Vitruvio, M. (1997). “Los diez libros de arquitectura”. Alianza forma, Ámsterdam

Wilson, E. (2002). “Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures”. , Third Edition, Berkeley, California, USA.

Zienkiewicz, O. (1982). “El método de los elementos finitos”. Reverté, España