



Revista de Ingeniería Sísmica

ISSN: 0185-092X

javiles@tlaloc.imta.mx

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

México

De la Torre Rangel, O.; López Vázquez, R.; Salazar Hernández, A.; Roldán Cabrera, J. C.
Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas
Revista de Ingeniería Sísmica, núm. 70, enero-junio, 2004, pp. 1-26
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
Distrito Federal, México

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807001>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

Sistema de Información Científica
Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y COMPORTAMIENTO DE LAS REPARACIONES EFECTUADAS A EDIFICACIONES HISTÓRICAS

O. De la Torre Rangel, R. López Vázquez, A. Salazar Hernández y J. C. Roldán Cabrera ⁽¹⁾

RESUMEN

El objetivo del presente artículo es presentar una muestra de las experiencias acumuladas durante los últimos 50 años en la evaluación y restauración de edificios históricos ubicados en las zonas sísmicas de nuestro país. En recientes años el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) y algunos gobiernos estatales y municipales, han encomendado a distintos grupos de ingenieros estructuralistas la rehabilitación estructural de edificios coloniales considerados como patrimonio histórico. Estas construcciones fueron realizadas con mamposterías no confinadas, empleando cementantes del tipo cal-arena, con ladrillos y piedras naturales, lo que produce en general un comportamiento no satisfactorio de las edificaciones durante eventos sísmicos de mediana y gran intensidad. En el escrito se presentan algunos tipos de fallas y diversas técnicas de reparación para cúpulas, torres, bóvedas, arcos, contrafuertes y muros. Los criterios de intervención estructural fundamentalmente deberán orientarse a respetar la arquitectura original del inmueble. Los trabajos de intervención evolucionarán de acuerdo a su comportamiento estructural ante sismos futuros.

ABSTRACT

The goal for this paper is to present some of the experiences gained during the last 50 years in the assessment and rehabilitation of historical buildings in Mexico's seismic zones. Recently, the National Institute of Anthropology and History (INAH) and some state governments have given the task to different groups of structural engineers about the structural reconditioning of colonial buildings that are considered historical landmarks. These buildings were made with unconfined masonry, through the use of mortar sand-slaked lime, bricks and natural stones. As a consequence, there is the expectation of an unsatisfactory behavior of these buildings during moderate and low intensity earthquakes. Some structural failures and repair techniques for cupolas, arches, buttresses, vaults and bell towers are presented.

ANTECEDENTES

A lo largo del último medio siglo, cientos de inmuebles "catalogados" como Patrimonio Histórico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), construidos en su mayoría entre los siglos XVI y XIX, han sufrido diversos niveles y tipos de daños. Debido a ello, ha sido necesario aplicar múltiples acciones para su rehabilitación estructural.

Artículo recibido el 2 de noviembre de 2002 y aprobado para su publicación el 18 de noviembre de 2003. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

(1) Proyecto Estructural, S.A., Darwin 18-A, Col. Anzures, México, D.F. 11590, Tel.: 5254-3934, Fax: 5254-4026. pesamex@mexis.com

En los estados de Colima, Jalisco, Puebla, Tlaxcala y Oaxaca, se han aplicado diversas técnicas de refuerzo estructural, desarrolladas con sistemas y materiales tanto tradicionales como modernos, cuya aplicación en edificios de carácter religioso se basa en conceptos intuitivos, o en procurar un refuerzo que obligue a los edificios históricos a comportarse con mayor similitud a una edificación moderna. La aplicación de ambos enfoques en gran cantidad de edificaciones, ha constituido un laboratorio a escala natural que empieza a arrojar algunos resultados prácticos.

Es necesario resaltar que la vulnerabilidad de estas edificaciones ante las acciones sísmicas, se debe a que su sistema estructural de conjunto fue concebido como de “gravedad”, en el que las acciones externas que experimentan, esencialmente se transmiten como esfuerzos de compresión excéntricos a los elementos verticales. Además, los materiales que constituyen la estructura no tienen capacidad para resistir esfuerzos de tensión y de cortante significativos. La construcción de los monumentos se hacía con base en mamposterías simples (sin refuerzo) unidas con morteros pobres, cuyas secciones son de grandes espesores (masivas) con adobe, barro, ladrillo, piedras naturales o una combinación de estos materiales. Al ser básicamente mamposterías heterogéneas, sus propiedades mecánicas tienen un alto grado de dispersión.

Este tipo de construcciones han acumulado durante su “vida útil”, problemas de inestabilidad progresiva debido al deterioro por la falta de mantenimiento, ya que el intemperismo degrada la capacidad de los materiales, además del deterioro provocado por la acción recurrente de los sismos. En muchos casos se debilitaron al modificar o eliminar elementos estructurales por cambios en su geometría original al construir puertas, ventanas, nichos y cubiertas; incluso, se han llegado a ligar edificaciones hechas con sistemas constructivos modernos a la estructura principal de los monumentos.

El nivel de daños va desde la aparición de fisuras y agrietamientos en la mampostería hasta colapsos parciales de cúpulas, cubiertas y torres; incluso se han presentado casos en que estuvo en riesgo la estabilidad del conjunto por lo que se debió apuntalar en el interior y exterior de los edificios.

En general los edificios han sido intervenidos localmente (cúpula, torres, bóvedas, o muros), utilizando en este proceso diversos materiales como: mampostería de piedra, tabique rojo de barro, tabique de cemento-arena, vigueta y bovedilla, acero estructural y concreto armado.

El presente artículo, recopila la experiencia profesional, obtenida como resultado de la observación y aplicación de técnicas que gran número de especialistas han realizado al evaluar y restaurar edificios históricos.

ARQUITECTURA BÁSICA

Descripción de los templos

Los templos están formados básicamente por una “nave” principal, rectangular en planta, con una o dos torres de campanarios en la fachada principal (figura 1). El sistema de cubierta es de

superficie curva que puede ser de una gran variedad de tipos de bóvedas (cañón corrido, de arista, de rincón de claustro, esféricas, etc.), y cúpulas que generalmente se desplantan sobre un tambor.

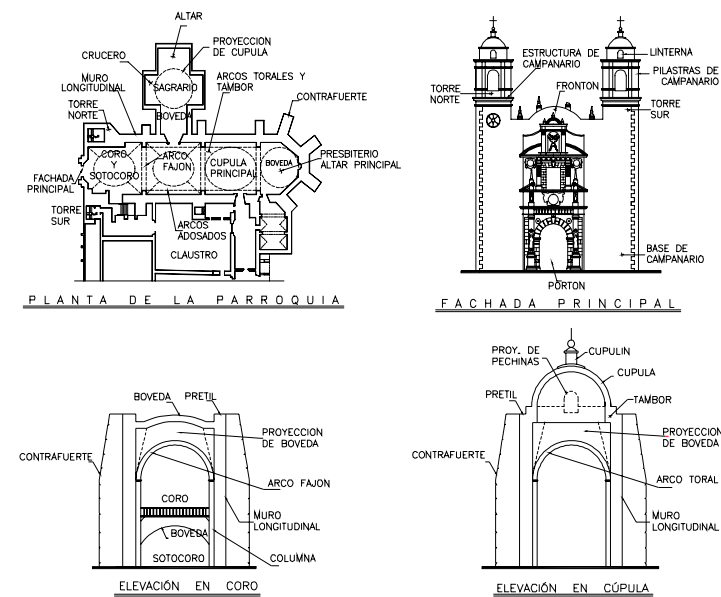


Figura 1. Arquitectura básica

El “tambor” es una base de mampostería y muros de gran espesor, desplantados sobre los arcos torales y/o los muros longitudinales.

En el sentido longitudinal la nave está dividida en módulos o tramos limitados por arcos, columnas y pilastras de mampostería.

Normalmente en el primer tramo de la nave (sobre la puerta del acceso principal) se tiene el coro que es un entrepiso a manera de mezanine, formado por una bóveda sobre la que se aplica un relleno para dar una superficie horizontal.

Los elementos de soporte en el edificio son los arcos torales, columnas, muros y contrafuertes.

Los campanarios están compuestos por un basamento de muros de piedra aglutinada con argamasa y una torre, de uno o dos niveles, constituida por pilastras y coronada con una pequeña bóveda de mampostería que sirve de base para el desplante de una cruz de madera piedra o metal.

Dependiendo de la orden religiosa a la que pertenecía el templo y la jerarquía del mismo, podía contar además con espacios y construcciones adicionales.

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO TIPO ESTUDIADO

Descripción del edificio

Las construcciones típicas se hallan integradas por una nave longitudinal con cuatro o más módulos o secciones, cuya altura es del orden de 10.0 m y ancho aproximado de 7.0 m, los límites de dicha nave quedan definidos por dos muros longitudinales; en el penúltimo módulo se tiene la cúpula que alcanza una altura próxima a los 17.0 m; flanqueando a ésta, se hallan las bóvedas laterales que forman el crucero con un promedio de 10.0 m de altura.

El coro se ubica en el primer módulo o sección apoyado en una bóveda que parte la altura total de la nave en dos.

Las torres se desplantan sobre basamentos de mampostería, localizados a ambos lados de la primera sección, como mínimo cuenta con un nivel sobre dicho basamento, rematado con una bóveda esférica, resultando con altura total superior a los 15 m (figura2).



Figura 2. Construcción típica

Estructuración y materiales originales

Comúnmente el techo de la nave está estructurado con bóvedas de medio punto, esféricas o de tres puntos, y con menos frecuencia se hallan de forma parabólica, cada sección esta dividida por la presencia de los arcos fajones, que se apoyan en pilastras, las que a su vez se hallan integradas a los muros longitudinales. Las bóvedas se apoyan directamente sobre dichos muros.

Existen variaciones de estas bóvedas como consecuencia de la incursión de lunetos, los que obligan a construir un arco integrado con los muros longitudinales.

La cúpula se apoya normalmente sobre un tambor de 3 m de altura, el que a su vez es soportado por los cuatro arcos torales desplantados en las cuatro pilastras del crucero.

Las bóvedas y cúpulas fueron construidas principalmente con mampostería de tabique de barro, juntada con mortero de cal, aunque también se hallan de mamposterías de piedra.

Los arcos y muros son de mampostería con base en piedras de la región juntadas con mortero de cal.

Cargas

Dentro de las diversas evaluaciones numéricas realizadas se aplicaron las cargas correspondientes al peso propio de la mampostería existente en cada elemento, según sus dimensiones. El peso volumétrico considerado para la mampostería y los aplanados es de 2000 kg/m^3 .

PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO

Parámetros generales de diseño

La revisión de las condiciones de seguridad y el refuerzo de las estructuras existentes, fue realizada de acuerdo con los parámetros listados a continuación:

Estructura del Grupo “A”.

Terreno tipo “I”.

Coeficiente sísmico: definido según la zona sísmica, el tipo de suelo y la importancia de la estructura.

Factor de Comportamiento Sísmico: $Q=1.0$ (Algunos ingenieros de amplia experiencia en la materia, opinan que para efectos prácticos pueden considerarse valores de Q igual a 1.5 y hasta 2.0, más adelante se reflexiona al respecto)

HIPÓTESIS DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL, FALLA DE ELEMENTOS Y REPARACIÓN DE DAÑOS

Los elementos vulnerables de acuerdo a las fallas estructurales que se presentan en este tipo de construcciones son los arcos, bóvedas, cúpulas, campanarios y contrafuertes. Los problemas de cimentación o de capacidad de carga del suelo, no es un problema representativo para el universo de casos que se revisó o proyectó (aproximadamente 150). Los elementos con menor daño son los muros longitudinales que presentan agrietamientos menores, sobre todo en las discontinuidades de su sección por puertas y ventanas. Ver daños y patrón típico de grietas en figura 3.

El sistema estructural de “gravedad”, típico de estos templos, tiene un buen comportamiento ante las acciones de peso propio y sismos de poca magnitud. Las fuerzas que actúan sobre la estructura se transmiten axialmente con esfuerzos bajos debido a los grandes espesores de sus elementos constitutivos. Con esto se logra el trabajo eficiente de la mampostería simple para resistir esfuerzos moderados de compresión y cortante, pero sin admitir esfuerzos de tensión.

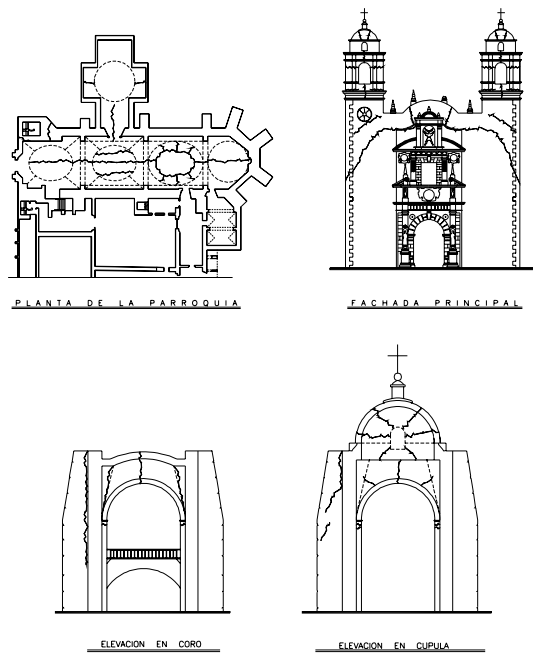


Figura 3. Configuración típica de agrietamientos

Con el objeto de aportar un soporte numérico a los conceptos expresados en este documento, se desarrollaron diversas evaluaciones numéricas en los elementos estructurales, partiendo de un edificio de características típicas.

CRITERIOS DE REHABILITACIÓN

De acuerdo con los procedimientos básicos establecidos por el INAH, en lo general los trabajos deben ser proyectados y realizados por grupos multidisciplinarios en los que haya especialistas tanto en restauración como en estructuras.

Para la reparación de cada edificio en particular se debe cuidar que no se altere significativamente la arquitectura original, adecuando las soluciones constructivas con un mínimo de afectación (figuras 4a y 4b). La figura 4a muestra un refuerzo de concreto armado en torres, que es notorio, el daño se presentó en las pilastras del cupulín que no fue reforzado. En la figura 4b se muestra un refuerzo con zunchos de acero en torres, que es apenas perceptible, el daño es uniforme en toda la altura.

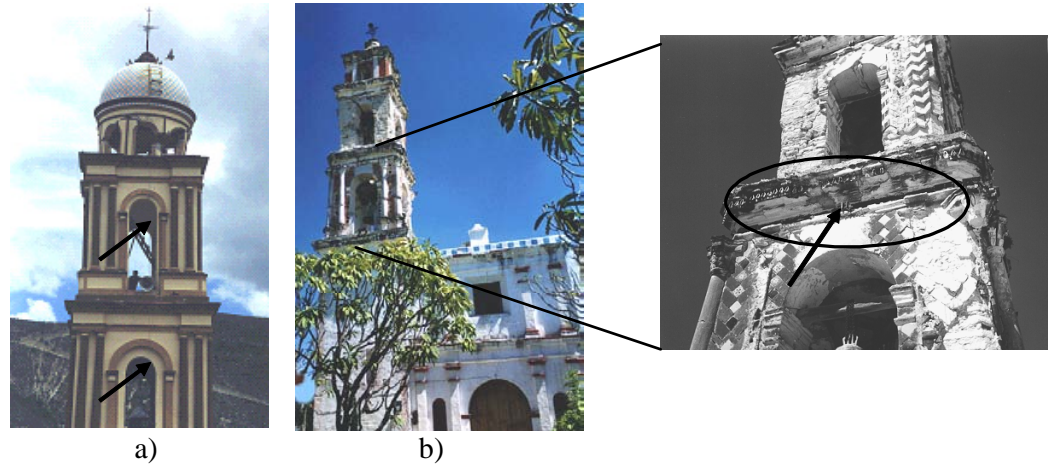


Figura 4. Soluciones constructivas en torres.

Como política del INAH, la rehabilitación de este tipo de construcciones está orientada en primer término, a restablecer el equilibrio del sistema estructural original, y posteriormente en caso necesario, proporcionar un mejoramiento en el comportamiento del conjunto o de sus elementos componentes.

Para restituir la integridad de las secciones estructurales, se emplea la técnica de “consolidación” de la mampostería, la cual consiste en inyectar las grietas con un mortero cal-arena y un aditivo estabilizador de volumen. En los casos en que las grietas son mayores se sustituyen las piezas dañadas de mampostería y se juntan con mortero, o se “rajuelean” con piedra similar a la existente.

Para reducir el nivel de daños ante deformaciones importantes, e incrementar la capacidad del conjunto estructural para soportar las fuerzas de inercia que se producen durante un sismo, se construyen membranas a base de aplanados de mortero compuestos por cemento-cal-arena reforzados con malla electrosoldada, anclada por medio de conectores de varilla a la mampostería existente. En aquellos casos donde la falta de rigidez es considerada la principal causa de los daños, al presentarse grandes deformaciones diferenciales y/o totales, se han incorporado nuevos elementos estructurales que pueden ser de mampostería, metálicos o de concreto reforzado.

Las técnicas mencionadas pueden aplicarse de manera aislada o en conjunto, según sea el nivel de daño en el inmueble.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES, INTERPRETACIÓN DE SU COMPORTAMIENTO Y REFUERZOS OBSERVADOS

Bóvedas y arcos

La consolidación de grietas en la mampostería con daños demostró ser eficiente para que las cubiertas afectadas trabajaran adecuadamente, ante las acciones de peso propio y sismos de poca

magnitud. Sin embargo, las bóvedas se fracturan por la acción de temblores significativos recurrentes, ya que se continúan presentando los excesivos desplazamientos laterales de los muros de la nave principal. Se observó que cuando se realizaron “reparaciones locales” con viguetas y bovedillas, losa maciza o capas de “concreto”, se indujeron fuertes agrietamientos en la frontera con la mampostería existente no reforzada.

En las secciones subsecuentes de refuerzo de bóvedas y arcos, se indica el uso de “costillas” de concreto armado, integradas por el extradós del arco de mampostería existente. Este refuerzo experimentó un comportamiento favorable cuando se aplicó siguiendo la curvatura del arco y se integró adecuadamente en el “arranque” del mismo a la estructura principal. En otros casos se observó que cuando se proporciona una sección transversal de concreto “rígida”, con cambio de dirección en la zona horizontal del relleno y sin la correcta integración al arco existente, se provocan daños severos en la mampostería, pues en lugar de reforzar al arco y la bóveda, se constituye como un elemento estructural que interactúa con aquella, pero por tener rigideces diferentes se provocaron deformaciones incompatibles con la consecuencia mencionada (figura 5).

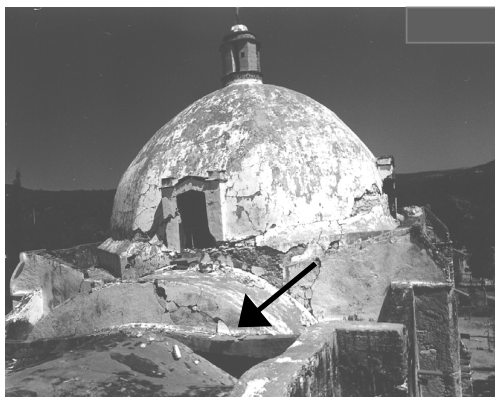


Figura 5. Daño en bóveda y arco

El uso de tensores de acero en el arranque de bóvedas y arcos es ampliamente reconocido como una solución adecuada. En los casos observados en donde se aplicaron cables se tuvo un buen comportamiento. Un inconveniente, de acuerdo al criterio de algunos restauradores, es la afectación visual que provoca el cable y que debiera evitarse (figura 6).

Para realizar el diseño de los elementos de refuerzo en arcos y bóvedas es necesario efectuar una evaluación numérica de las condiciones existentes, para ello se proponen las siguientes posibilidades.

El estudio ante la acción de cargas permanentes se realiza empleando tres técnicas de análisis estructural: arco elástico continuo, arco elástico con tres articulaciones y la analogía del cable invertido.

La técnica del arco elástico continuo, se desarrolla mediante un análisis elástico lineal convencional de elementos tipo barra, considerando las dimensiones netas del elemento,

fragmentando un arco y considerando continuidad a flexión en la unión entre los diferentes segmentos (figura 7); a partir de los resultados de carga axial y momento flexionante para cada tramo, se obtiene el valor de la excentricidad y con ello se pueden determinar los esfuerzos de compresión en la mampostería, mediante el criterio de la distribución triangular (elástico) o el de la compresión uniforme (plástico), figura 8. Esta técnica tiene el inconveniente de requerir espesores de mampostería mayores a los comúnmente encontrados en las edificaciones existentes, ya que se debe mantener la línea de presiones dentro del espesor de la bóveda (figura 9); no obstante tiene la ventaja de que si la bóveda cumple con el espesor mínimo, el cálculo de los esfuerzos en la mampostería y las reacciones en los apoyos se hace de manera directa.

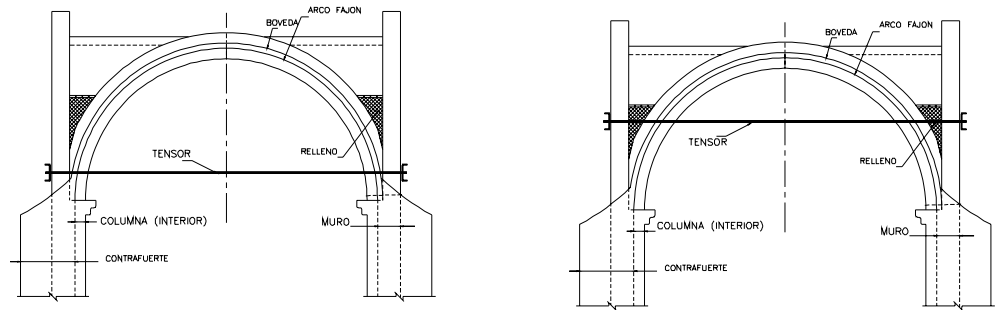


Figura 6. Aplicación de tensores en arcos

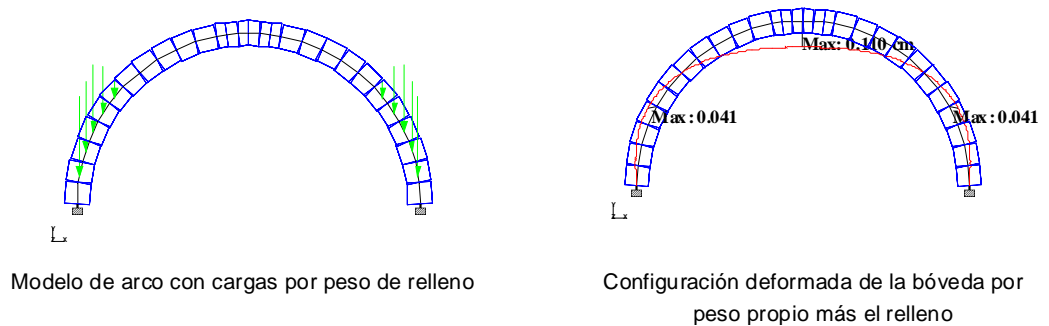


Figura 7. Segmento de bóveda modelada con elementos finitos tipo barra

En la figura 10 se aprecia el beneficio que implica la existencia del relleno en los arranques de la bóveda, ya que para el mismo claro que en el caso de la figura 9, se observa que se requiere menor espesor de la bóveda para resolver adecuadamente la cubierta.

El cálculo de esfuerzos en la clave con este método, es muy sensible a la variación del espesor de la bóveda, aumentando rápidamente a medida que el espesor se aproxima a cierto valor límite.

Como se puede apreciar en las figuras 8, 9 y 10, en el punto más alto del arco (clave), se presentan los esfuerzos más elevados, por efecto del incremento del momento coincidiendo con el valor mínimo de la carga axial, cuya evidencia física, es la aparición recurrente de articulaciones en este punto, manifestadas a través de agrietamientos.

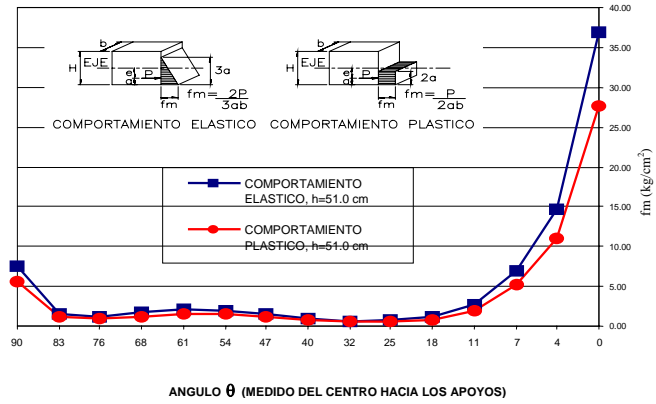


Figura 8. Esfuerzos en la mampostería (f_m) en arco de medio punto empotrado en sus apoyos con peralte $h=51.0$ cm; considerando sólo el peso propio de la mampostería

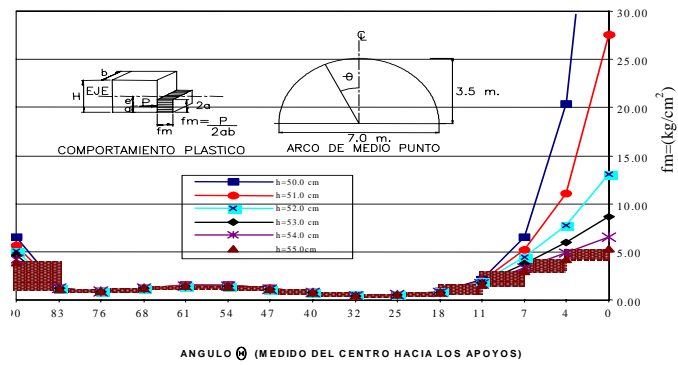


Figura 9. Esfuerzos en la mampostería (f_m) en arco de medio punto empotrado en sus apoyos para diferentes peraltes h , considerando sólo el peso propio de la mampostería

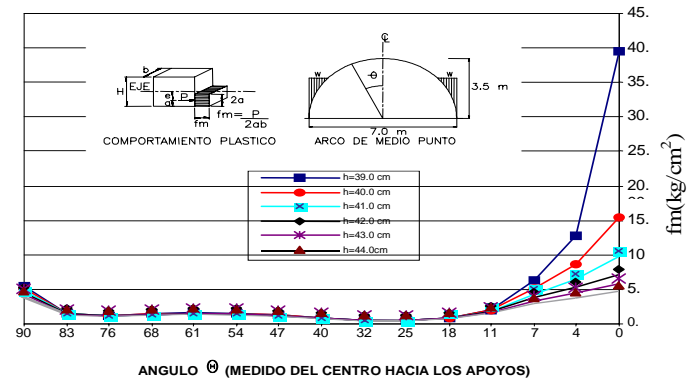


Figura 10. Esfuerzos en la mampostería (f_m) en arco de medio punto para diferentes peraltes h , considerando peso propio más una sobrecarga por rellenos en el arranque del arco

En el caso del arco elástico con tres articulaciones se aplican las ecuaciones convencionales para el cálculo de las reacciones tanto verticales como horizontales (coceo). Esta técnica no aporta elementos suficientes para determinar los niveles de esfuerzos que actúan en la mampostería.

La técnica de la analogía del cable invertido, consiste en considerar un arco de medio punto con tres articulaciones (ubicadas en los apoyos y al centro del arco), se toma una mitad del arco y se trazan las dos líneas que limitan el espesor, con la cuerda y la flecha resultante, se calcula el lugar geométrico de la catenaria que resulte totalmente incluida dentro del espesor del arco, con este planteamiento básico se tienen una gran cantidad de soluciones posibles, y cada una de ellas definirá diferentes valores de esfuerzos de compresión en la mampostería (figura 11).

La ecuación de la catenaria empleada fue:

$$Y = \frac{L^2}{8h} \left(\cosh \frac{8hx}{L^2} - 1 \right) \quad (1)$$

donde “L” es la magnitud de la línea recta que une el arranque del apoyo con el punto de contacto, y “h” es la flecha correspondiente a la línea de presiones.

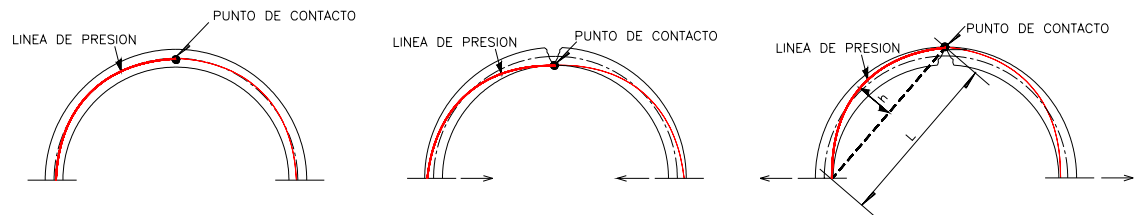


Figura. 11. Posibles líneas de presión en arcos articulados basadas en el concepto de catenaria

Detalles para refuerzos de bóvedas y arcos

Estos elementos de la cubierta trabajan por “gravedad” transmitiendo las descargas, componente vertical y horizontal (coceo), hacia los muros y contrafuertes. La inestabilidad se presenta cuando existe abertura de los apoyos (variación del claro) y se modifica la línea de presiones de su trayectoria original. En las figuras 12, 13 y 14 se ilustran las reparaciones de estos elementos cuando sufren agrietamiento y cambian su geometría. Básicamente se consolida la mampostería y se refuerza con membranas de mortero y malla, así se reintegra la resistencia original además de adicionar capacidad a cortante y flexión.

Cúpulas

Se observó que el refuerzo de la mampostería con membrana de mortero, malla y conectores resulta eficiente, siempre y cuando se aplique a toda la superficie del elemento a reparar, al menos por la cara exterior. En la figura 15a, se muestra la falla que experimentó la mampostería

dichos refuerzos), provocaron un degollamiento de la mampostería en diferentes grados, evidentemente debido a lo reducido del área de contacto entre el cable y la mampostería, en este sentido tuvieron un mejor comportamiento los zunchos fabricados con placa (solera), aunque sin duda las más eficientes fueron las dalas de concreto reforzado.

En la figura 15b se ilustra el refuerzo de una cúpula por medio de un cinturón metálico de cable. Este confina la estructura de mampostería existente al nivel de arranque de los arcos en sus lucarnas, el tambor se reforzó con dalas y castillos de concreto. El cable concentró las fuerzas en la mampostería, dada su pequeña área de contacto, induciendo el “degollamiento” de la estructura. Adicionalmente se agrietaron los muros del cuerpo del tambor junto a las ventanas y se dañó la mampostería en el arranque de la cúpula presentándose un agrietamiento radial. Aunque la afectación es mínima, de fácil reparación, el refuerzo cumplió con su propósito de evitar el colapso de la estructura. Este tipo de reparación funcionó mejor cuando se utilizaron placas metálicas como “zuncho”, en combinación con aplanados de mortero sobre la mampostería.

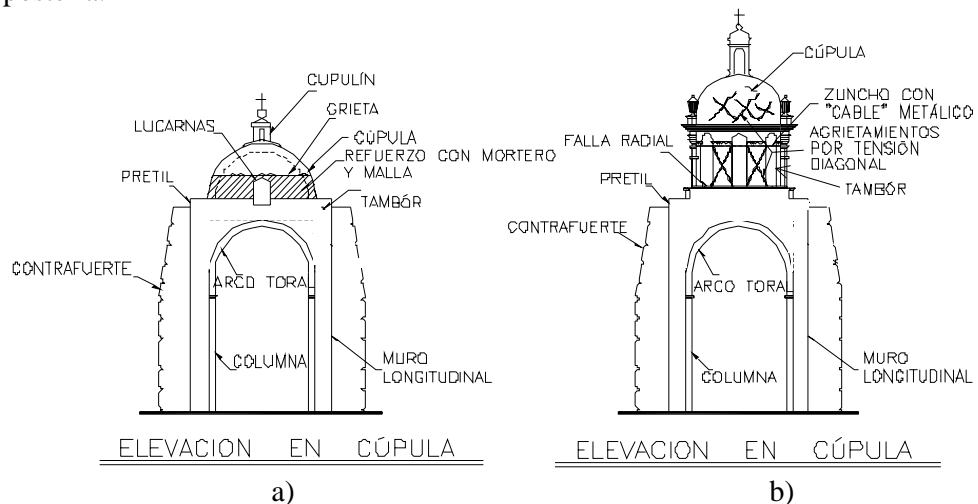


Figura 15. Refuerzo de cúpula con mortero y malla (a), refuerzo de cúpula con zuncho metálico de cable (b)

Para el análisis de las cúpulas se considera aceptable la aplicación de la teoría de la membrana aplicada a superficies esféricas, con la cual se tiene que los esfuerzos inducidos por el peso propio y el peso del cupulín, generan únicamente esfuerzos en la dirección de los paralelos y de los meridianos (figuras 16, 17 y 18), no existiendo esfuerzos del tipo tensión diagonal; estos se presentan cuando ocurre un evento sísmico. La aplicación de esta formulación, reporta como resultado valores expresados en fuerza por unidad de longitud, que son independientes del espesor de la cúpula (claro que éste impacta en el cálculo del peso propio), sin embargo, un mayor espesor de la cúpula beneficia con una reducción de los niveles de esfuerzos ante cargas permanentes.

Los esfuerzos en dirección de los meridianos, N_m , y en dirección de los paralelos, N_p , se calculan como:

$$N_m = -P_E r \frac{\cos \theta_0 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} - P_L \frac{\sin \theta_0}{\sin^2 \theta} \quad (2)$$

$$N_p = P_E r \left(\frac{\cos \theta_0 - \cos \theta}{\sin^2 \theta} - \cos \theta \right) + P_L \frac{\sin \theta_0}{\sin^2 \theta} \quad (3)$$

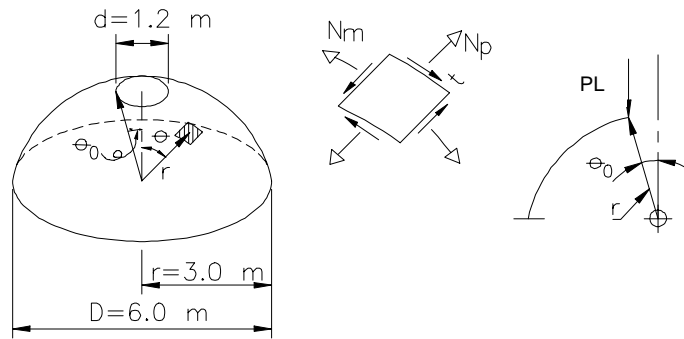


Figura 16. Cúpula esférica con linterna

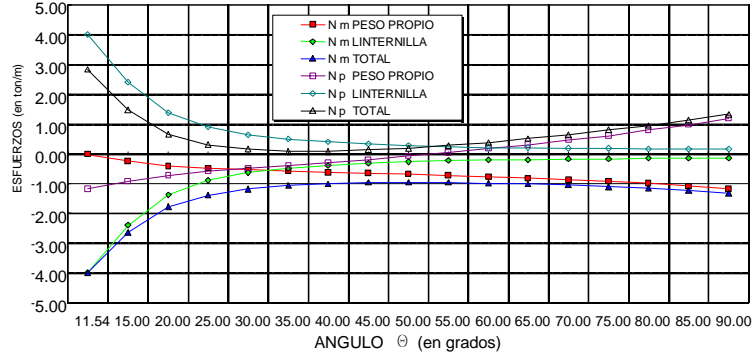


Figura 17. Esfuerzos N_m y N_p (en la dirección de los meridianos y paralelos respectivamente)

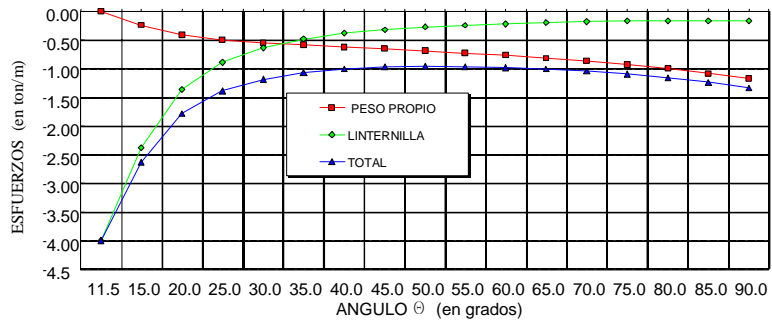


Figura 18. Esfuerzos N_m (en la dirección de los meridianos)

Al realizar un análisis del modelo de un edificio completo, generado con elementos finitos del tipo placa (figura 19b), se observa que el primer modo de vibrar representativo para la cúpula (alrededor de $T = 0.6$ seg.), incluye el efecto de torsión para la misma (ver sección: algunas consideraciones sobre el comportamiento dinámico de los edificios históricos), lo que se explica en virtud de que en la dirección corta del edificio, se tiene el muro de la cabecera del altar principal mucho más cerca de la cúpula que el muro de la fachada principal, que son los que aportan la mayor parte de la rigidez transversal del inmueble, además dado que el muro de la fachada principal suele tener vacíos importantes, se tiene que el lado de la cúpula que se halla hacia dicha fachada, es significativamente más deformable que el opuesto; esta torsión es la que provoca los esfuerzos de tensión diagonal reversible en la mampostería del tambor y la cúpula (figura 15b). En la figura 19a se presenta una región en sección transversal del templo “La Compañía de Jesús”; en la 19b se presenta el corte longitudinal del edificio tipo estudiado; y en la 19c el modelo del “Beaterio de Colima”.

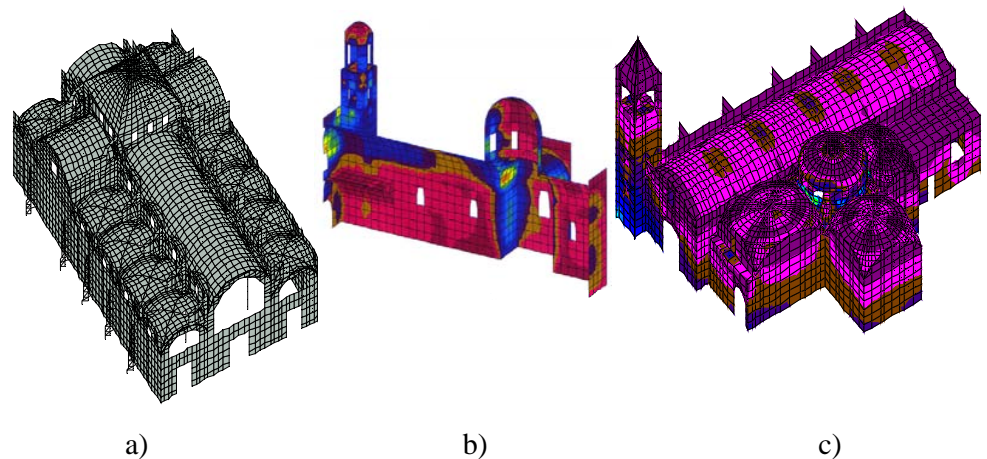


Figura 19. Modelos de elemento finito tipo placa.

Detalles de refuerzo en cúpulas

Al igual que las bóvedas, estos elementos trabajan con esfuerzos moderados de compresión debidos al peso propio y para evitar los esfuerzos de tensión que genera la forma de su arreglo (esfuerzos paralelos en una franja cercana a la base bajo un plano neutro), se confinan en el arranque mediante la construcción de un muro de mampostería y una base masiva denominada “tambor”. Aunque durante un evento sísmico intenso se generan agrietamientos en la cúpula debido a los esfuerzos cortantes que se presentan en la mampostería (agravados por la discontinuidad que provocan las ventanas), la inestabilidad de esta estructura se presenta en los efectos de flexión, carga axial, torsión y cortante que experimenta la base (tambor). El comportamiento dinámico tiende a provocar torsión por lo que se desarrolla el agrietamiento diagonal y horizontal. Detalles para confinar y lograr la continuidad entre cúpula y base se observan en la figura 20. El refuerzo consiste en la reintegración de la mampostería: cúpula-

tambor-arco mediante membranas de mortero y malla con el fin de mejorar las propiedades del conjunto.

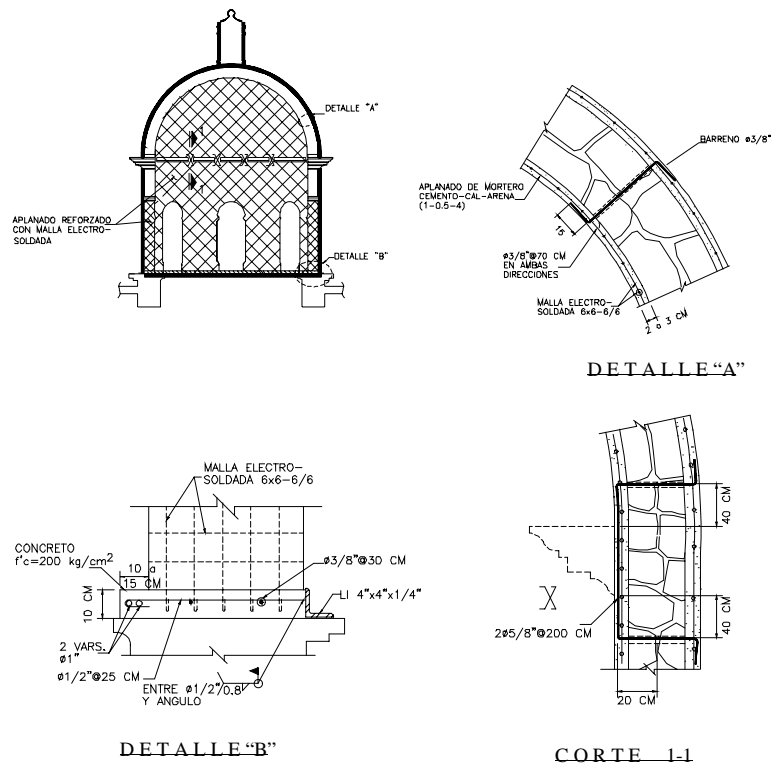


Figura 20. Refuerzo de cúpula (consolidación de la mampostería existente y refuerzo con membranas de mortero y malla electrosoldada)

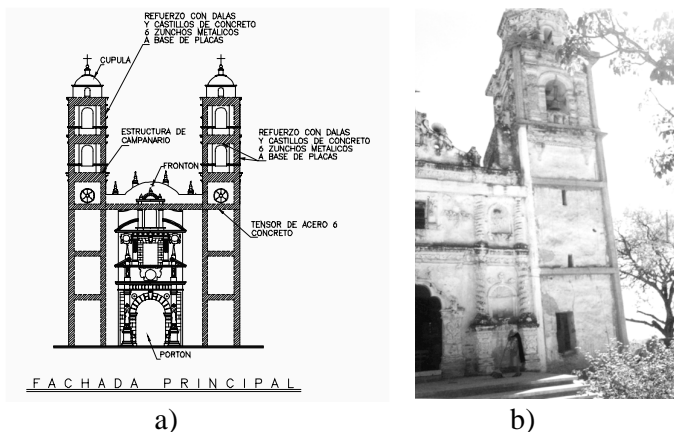
Torres de campanarios

En la figura 21 se muestra un refuerzo frecuentemente aplicado a las torres de campanarios. Se construyeron dalas y castillos de concreto para rigidizar las torres a partir de su desplante en la base de piedra, sin ligar ambas torres o integrarlas con la fachada. El sistema produjo la falla por cortante (agrietamiento diagonal) en el basamento, además de la grieta en el muro de la fachada principal que se prolonga a la bóveda sobre el coro.

Una versión con mejor desempeño de la solución anterior es la mostrada en la figura 22a, en la que el refuerzo con dalas y castillos se prolongan hasta el desplante del basamento de piedra, esta opción resulta aún más eficiente si se adiciona un tensor, ya sea metálico o de concreto armado que una ambas torres a través del muro de la fachada principal. Tiene la desventaja de impactar la apariencia exterior de manera importante (figura 22b), para evitarlo se requiere ocultar el refuerzo dentro de los paños de la mampostería o bien mayor trabajo de ornamentación.



Figura 21. Refuerzo de torres de campanario con concreto armado



a)

b)

Figura 22. Refuerzo de torres de campanario con tensor

Al igual que en otros casos se observó que al utilizar “zunchos” con cables de acero para confinar las torres, se induce la concentración excesiva de esfuerzos en la mampostería, provocando el “degollamiento” de éstas.

Uno de los sistemas que mostraron un notable beneficio, fue el colado de diafragmas de concreto con espesores de 8 a 10 cm en el nivel de piso de cada cuerpo, prolongando el mismo colado por el intradós de los arcos y entre pilastras (figura 23b). Este tipo de refuerzos es el mostrado en la figura 4a.

Es comúnmente aceptado que el análisis sísmico de las torres sea desarrollado con el método estático, y para la revisión de las condiciones de estabilidad y de esfuerzos, se recurra a los conceptos de los muros de gravedad.

Las torres de los campanarios son elementos flexibles comparados con la base y la esquina del propio cuerpo de la nave principal. En general se trata de una estructura esbelta cuya relación base-altura total frecuentemente es del orden de 1:4, existe un cambio brusco de “rigidez” entre la base con muros masivos de piedra y las pilastras “flexibles” de mampostería de

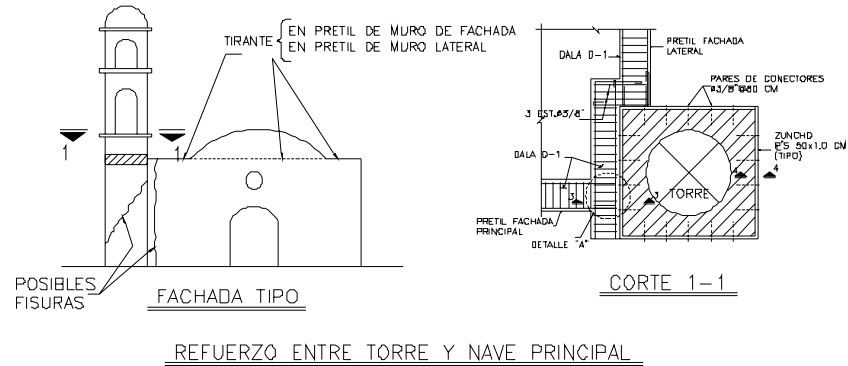


Figura 24. Integración de campanario y fachada principal

Mecanismo de daños en torres de campanarios

Tomando como referencia la figura 25, se describe la mecánica del daño en las torres. En el nivel inmediato inferior al desplante de cualquier cuerpo de una torre y como consecuencia de la acción de un sismo, se tienen dos elementos mecánicos básicos: el momento de volteo M_v y una fuerza cortante acumulada V_t (además del peso acumulado P_t).

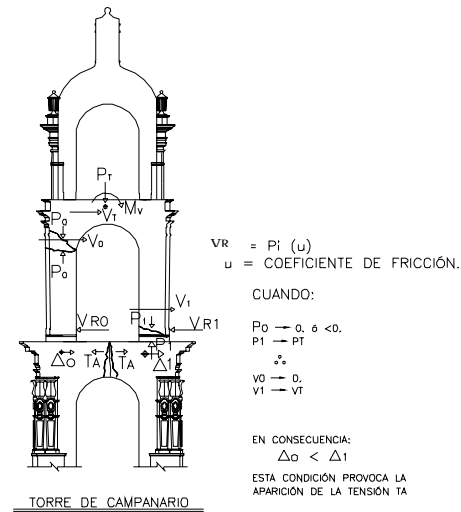


Figura 25. Mecánica de daños en torres de campanarios

Ya que la mampostería no tiene capacidad a tensión importante, se provoca un mecanismo de resistencia basado en la capacidad del material a compresión y cortante, que a su vez es función de la carga axial y del coeficiente de fricción de los materiales constitutivos. En primer instancia el momento de volteo se resiste mediante el incremento de carga axial P_1 en una de las columnas, liberando a la otra en la misma proporción de la carga gravitacional P_0 e incluso provocándole tensión. Si la columna sobrecargada no rebasa su límite por aplastamiento, podría estar en condiciones de resistir todo el cortante V_t , ya que la columna descargada tendrá poca o

nula capacidad para resistir la fuerza V_o porque la carga axial P_o tiende a cero. En tal condición la concentración del cortante en una sola columna induce desplazamientos mayores en su base ($\Delta 1$), que los desarrollados en la base de la columna descargada ($\Delta 0$). Esto provoca un diferencial que induce la concentración de tensiones T_A en la clave del arco.

El mecanismo descrito, provoca agrietamientos típicamente en el extremo superior de la columna descargada, ya sea por tensión directa o por cortante como tensión diagonal. En la clave del arco se presentan grietas por tensión directa. Además, si en la columna sobrecargada se excede la capacidad por aplastamiento de la mampostería, se presentará como efecto una articulación en su base.

Se puede ver en la figura 23a el refuerzo de integración de las pilastras por medio de aplanados de mortero y malla, la adición de diafragmas y el aumento local de la sección transversal de las columnas utilizando grapas de varillas para ligar las pilastras.

En los casos en que el efecto sísmico fue moderado sólo se utilizaron aplanados con mortero y malla, con el fin de reintegrar la mampostería y aumentar su capacidad a cortante.

Muros

El tipo de daño más frecuente en muros son las grietas verticales, estas obedecen a un problema de comportamiento general, como consecuencia de la falta de elementos que den integridad al sistema de muros perimetrales y bóvedas. Las reparaciones y refuerzos locales no garantizan un buen comportamiento ante eventos futuros, de modo que los casos que se han logrado corregir, son aquellos en los que se ha actuado con una solución integral. El sistema que ha dado muy buenos resultados con un costo moderado, consiste en colocar una dala de concreto reforzado, a manera de tensor por todo el perímetro exterior del edificio ubicado aproximadamente a la mitad de la altura de las bóvedas, complementada con las costillas exteriores sobre los arcos fajones, siguiendo la curvatura de los mismos (figura 13, 26 y 27).

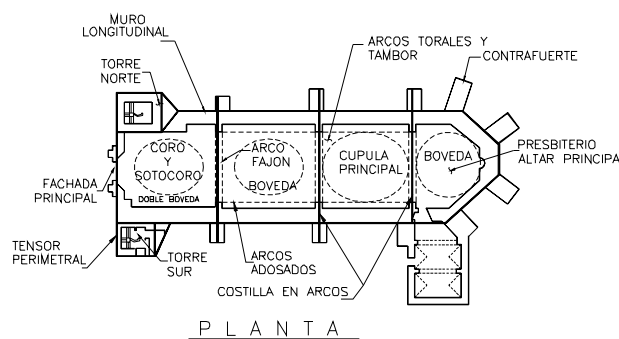


Figura 26. Refuerzo general del templo

Cuando el problema son grietas horizontales en los muros longitudinales, por lo regular se debe a que se tiene una sección insuficiente en el espesor del muro (figura 28), una manera

aceptada de corregir este problema es construyendo contrafuertes que deben integrarse al muro original mediante la inclusión de una cantidad suficiente de dentellones, que pueden ser de piedra o de concreto reforzado. En condiciones normales además de los contrafuertes se deberá proceder con alguna solución integral como la del párrafo anterior.

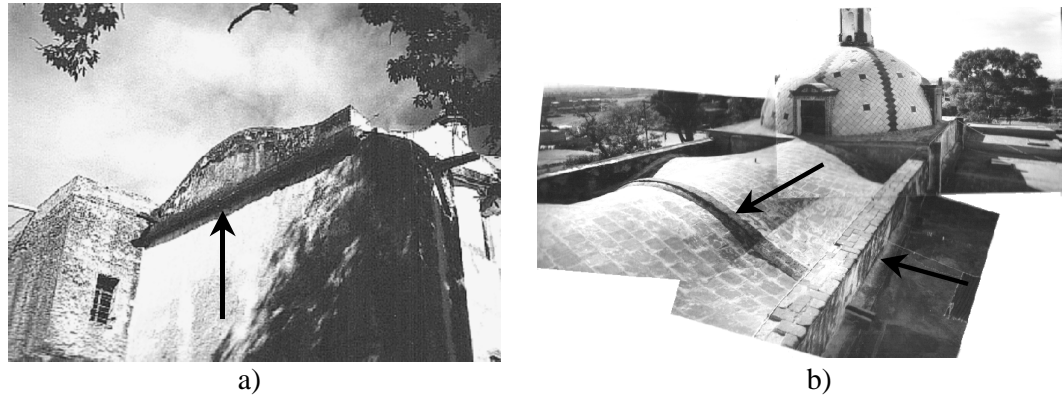


Figura 27. Refuerzo general del templo

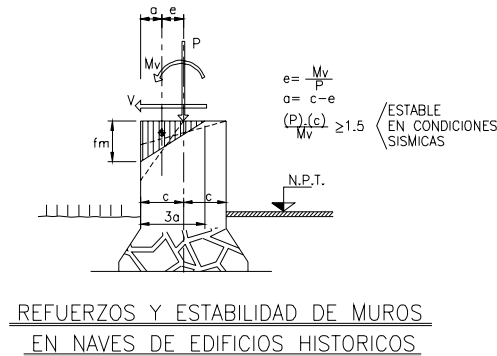


Figura 28 Esfuerzos y estabilidad de muros en naves de edificios históricos

Contrafuertes

Los contrafuertes son elementos verticales perpendiculares a los muros longitudinales cuya función es resistir las fuerzas axiales de compresión y cortantes, producto de las descargas de las cubiertas (bóvedas, arcos y cúpulas) por peso propio además del incremento de estos esfuerzos por sismo, tanto para su componente vertical y el “cocco”, asociados al momento de volteo sísmico. En general estos elementos se agrietaron verticalmente en la unión muro-contrafuerte cuando el “cuatrapeo” era débil. Las grietas inclinadas se formaron en la mampostería del contrafuerte cuando el incremento del esfuerzo horizontal por el cortante dinámico excedió la capacidad del material. En la figura 29 se ilustran dos alternativas para rehabilitar los contrafuertes. Consisten básicamente en la consolidación de la mampostería y en el incremento de su capacidad al reintegrarse con el conjunto muro longitudinal, columna, bóveda y arco con lo

cual se pretende reducir los daños por el efecto de los desplazamientos laterales, inducidos durante sismos significativos.

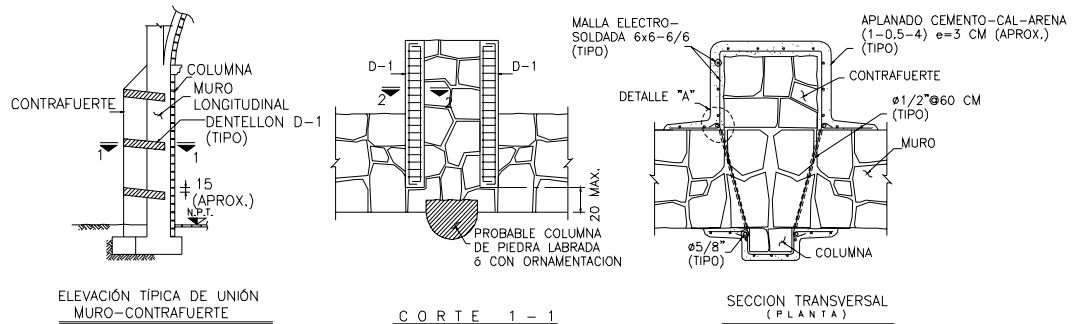


Figura 29. Alternativa para integración de contrafuertes a la estructura principal

Sería deseable, en aquellos casos en que fuese posible, incrementar las dimensiones del contrafuerte para aumentar su resistencia (incrementar el área en planta y elevación). Esto puede realizarse utilizando mampostería “similar” a la existente o adicionando estructura con acero y/o concreto armado. Además deberán integrarse al cuerpo principal los elementos estructurales nuevos.

Resulta importante recordar que para garantizar la estabilidad de la cubierta (bóvedas, arcos y cúpulas), los contrafuertes deben proporcionar suficiente restricción lateral para evitar los movimientos que experimentan los apoyos durante sismos intensos.

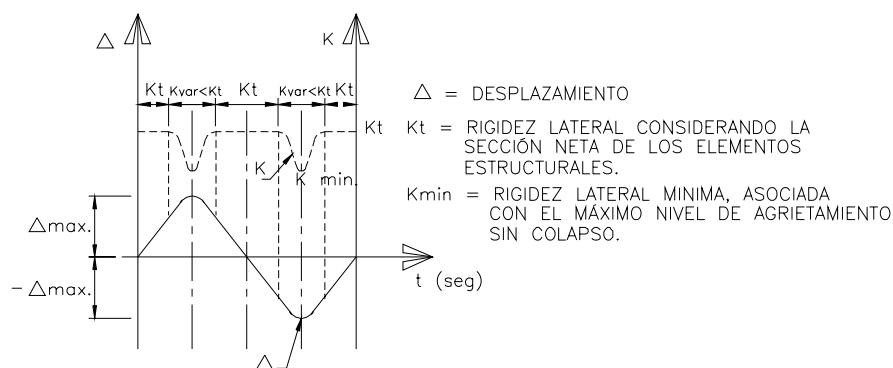
La técnica de la integración y consolidación de la mampostería de los contrafuertes, demostró buenos resultados cuando se complementaron para trabajar en conjunto con el uso de tensores de acero que ligan bóvedas y arcos en su arranque, o bien con refuerzos metálicos o de concreto en arcos, que se integraron con dichos contrafuertes

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS EDIFICIOS HISTÓRICOS

La respuesta dinámica de una estructura ante una excitación externa como lo es el sismo, está definida por la relación de masa y rigidez de dicha estructura. La masa permanece constante durante la ocurrencia de un sismo, sin embargo en el caso de los edificios históricos el cambio en el valor de la rigidez es muy significativo, dado que aún con pequeñas deformaciones ya se presentan agrietamientos que constituyen una reducción en la sección neta del muro.

Los muros de una nave, trabajan por gravedad, con un coceo y la fuerza sísmica tratando de voltearlo, mientras que el peso propio del mismo y el peso de la cubierta tienden a estabilizarlo. Esto provoca una distribución de esfuerzos variables, como la mostrada en la figura 28, las presiones se pueden distribuir de manera que la sección neta que estará trabajando puede ser incluso la mitad de la sección original (figura 30), con lo que el muro sufre variaciones de

rigidez muy significativas, a partir de esto es evidente que el alto grado de agrietamiento que se presenta en las secciones de mampostería durante sismos intensos, se traduce en niveles de amortiguamiento que evidentemente no serían detectados con estudios de vibraciones ambientales, por lo que será necesario instrumentar inmuebles de manera permanente para poder ratificar o rectificar estas hipótesis.



HIPOTESIS DE COMPORTAMIENTO DINAMICO

Figura 30. Hipótesis de comportamiento dinámico

En general, dado que no se cuenta con información suficientemente soportada de otra técnica numérica; el problema que implica la revisión de la seguridad sísmica de este tipo de edificios, se enfrenta en la práctica aplicando el método estático, para ello se utilizan coeficientes sísmicos reducidos o sin reducir por algún valor de Q , con los que se evalúan las fuerzas sísmicas, asociadas con las diferentes secciones o niveles en que se supone concentradas las masas.

La evaluación del cortante resistente se hace a partir de los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, a través de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, en lo relativo a mamposterías no reforzadas. Sin embargo, en este proceso se toma en cuenta la inexistencia de diafragmas rígidos, por lo que el sistema debe ser capaz de resistir las fuerzas de inercia generadas en cada sección, ello implica que la revisión de la resistencia y estabilidad se haga con los criterios usados en el diseño de los muros de gravedad.

Se han desarrollado gran cantidad de modelos matemáticos basados en la técnica del elemento finito tipo placa, con comportamiento elástico, y más recientemente con comportamiento no lineal; sin embargo, hasta el momento no se cuenta con una técnica que pueda ser aplicada extensivamente para este tipo de edificaciones.

Buscando tener alguna idea del comportamiento dinámico para un edificio tipo estudiado, se elaboraron modelos en que los espesores de las mamposterías de los diferentes elementos estructurales se consideran 30% menores a los reales, para efecto del cálculo de las propiedades mecánicas, con objeto de tomar en cuenta la reducción de rigidez asociada a cierto nivel de

agrietamiento. En este caso los resultados conducen a que el periodo fundamental es del orden de 0.6 segundos, y está asociado al movimiento sincronizado de las torres desplazándose ambas en el mismo sentido transversal (figura 31a). En dicho modelo se aprecia también que el modo principal induce torsión a la cúpula (figura 31b).

Al realizar un análisis sísmico del tipo modal espectral, se observa una concentración excesiva de esfuerzos en las fronteras de los elementos finitos, a medida que los muros y sobre todo las bóvedas se aproximan a la cúpula. Lo que explica el nivel de daños que recurrentemente se presenta en estas regiones y por supuesto en las mismas cúpulas.

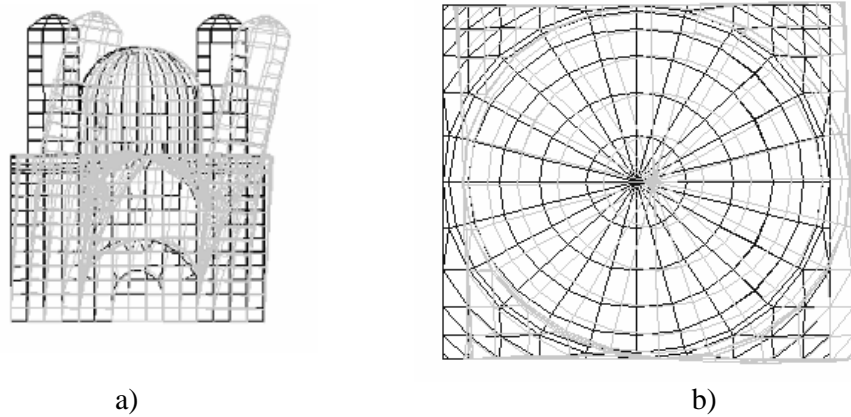


Figura 31. Análisis sísmico modal espectral

CONCLUSIONES

Las estructuras que han sido intervenidas han presentado resultados muy diversos, en algunos casos las soluciones fueron eficientes y en otros se cambió el comportamiento local, contribuyendo a las fallas observadas. Estas experiencias deberían documentarse en ambos sentidos para contar con información práctica y que los trabajos “evolucionen” hacia su optimización.

Los detalles presentados en este documento tienen la finalidad de mostrar las soluciones “comúnmente” adoptadas, en la práctica profesional, para la reparación de Monumentos Coloniales dañados por sismos. Las soluciones a un problema estructural son múltiples, dependen del nivel de experiencia del ingeniero proyectista y su intuición para entender el comportamiento y las causas de los daños que experimentaron este tipo de edificaciones.

La coincidencia o proximidad entre los periodos asociados al modo fundamental de vibración, de este tipo de edificios y el tipo de suelo sobre el que se desplantan (terreno firme), amplifican de manera significativa la respuesta dinámica de la estructura, teniendo como consecuencia un mayor deterioro en las características mecánicas de los diversos elementos que la integran.

Los refuerzos proyectados para los diferentes elementos estructurales, deben ser contemplados como unidades que interactúan de un modo muy complejo con el edificio completo.

Las soluciones tradicionalmente realizadas y que han probado tener un alto nivel de efectividad en este tipo de estructuras, son aquellas en las que se incorporan refuerzos locales pero uniformemente distribuidos a lo largo de las naves, es el caso de los tensores ubicados en los arcos fajones o en posiciones intermedias, así como el incremento en las secciones de los contrafuertes, soluciones que históricamente han probado tener un alto grado de efectividad.

Es necesario instrumentar algunos edificios históricos, con objeto de poder corroborar o descartar las hipótesis sobre los parámetros de diseño sísmico para este tipo de edificios.

RECONOCIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo desinteresado del ingeniero Rogelio Simón Velázquez quién realizó la adaptación del documento final.

REFERENCIAS

- Alcocer, S M, G Aguilar, L Flores, R Durán, O A López, M A Pacheco, C M Uribe y M J Mendoza (1999), “El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999”, *Informe realizado por Investigadores del Centro Nacional de Prevención de Desastres* (CENAPRED). México, D.F., 159 p.
- De la Torre, O, R López y A Salazar (2000), “Rehabilitación estructural de monumentos históricos dañados en el estado de Puebla por el sismo del 15 de junio de 1999”, *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato.
- Flores, J L (1990), “Diseño de cascarones”, *Apuntes del curso sobre análisis y diseño de cascarones* ESIA, IPN, México.
- Huang, T C (1982), *Mecánica Para Ingenieros*, Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., México.
- Juárez, H, A Gómez, A Terán, E Sordo, E Arellano, M Corona, T Perea, D Hernández, G Rangel, G Arzate, H Ramírez y M Jara (1999), “Intensidades y daños asociados al sismo del 15 de junio de 1999”, *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, Vol. 2, pp. 754-765.
- López, R, O De la Torre, A Salazar y J Roldán (2001), “Comportamiento de la reparación estructural de edificaciones históricas en el estado de Puebla”, *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco.
- Magdaleno, C (1990), “Introducción al Análisis de cascarones”, *Apuntes del curso sobre análisis y diseño de cascarones*. ESIA, IPN, México.

Meli, R, D Rivera, R Sánchez y E Miranda (2001), “Instrumentación sísmica de la Catedral Metropolitana resultados 1997-2000”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 65, pp. 17-47, julio-diciembre.

Meli, R (1998), *Ingeniería estructural de los edificios históricos*, primera edición, Fundación ICA, 217 p.

Moreno, F (1998), *Arcos y bóvedas*, CEAC, España.

Rojas, J A (2002), *Configuración estructural de la arquitectura del siglo XIX*, primera edición, Colección Científica, Serie Arqueología, Instituto Nacional de Antropología e Historia, 222 p.

Rodríguez, G G (1997), “Estudio sobre el comportamiento estructural del Sagrario Metropolitano”, *Tesis de Maestría*, DEPI, UNAM, México.

Roeder, G (1998), “Métodos de análisis de estructuras de mampostería en edificios históricos”, *Tesis de Maestría*, DEPI, UNAM, México.

Ruiz, J, T Sánchez y S M Alcocer (1998), “Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, Nuevo León, Vol. 2, pp. 880-899.

Sánchez, A R, R Meli, F Peña y G Rodríguez (1998), “El uso de modelos de elemento finito en el proyecto de rehabilitación de la catedral y el sagrario de la Ciudad de México”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Monterrey, Nuevo León. Vol. 2, pp. 890-899.

Sánchez, A R, D Rivera y R Meli (1998), “Aspectos básicos del comportamiento estructural de monumentos coloniales”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, Nuevo León. Vol. 1, pp. 94-103.