

Análisis dinámico lineal de una edificación histórica en San Cristóbal, Estado Táchira

Linear dynamic analysis of historical building in San Cristobal, Tachira state

Nieto, Maylin^{1*}; Rivero, Pedro² y Lobo, William²

¹Postgrado en Ingeniería Estructural. Facultad de Ingeniería. ULA

²Departamento de Estructuras. Facultad de Ingeniería. ULA

Mérida, 5101-Venezuela

*msnv2@yahoo.com

Recibido: 22-08-2008

Revisado: 22-10-2009

Resumen

En este trabajo se evalúa la respuesta sísmica lineal del Palacio de Los Leones, ubicado en la ciudad de San Cristóbal, sede de la Gobernación del estado Táchira, cuyas características particulares en arquitectura y sistema constructivo son de principios del siglo pasado. Dada la ausencia de registros originales del proyecto; se realizó una evaluación in situ para el levantamiento de las dimensiones de los elementos, la evaluación de los materiales usados y sus propiedades, y configurar los datos del sistema estructural para fines de esta evaluación. La estructura está fundamentalmente concebida para soportar cargas de gravedad, ya que para la fecha de su construcción, en el año 1924, no se consideraban los efectos sísmicos. El modelo computacional de la edificación en 3D fue elaborado mediante el programa SAP2000 V11.0, utilizando elementos tipo Shell. El modelo definitivo tiene 11099 elementos y 11404 nodos, con un total de 65064 grados de libertad, para evaluar el comportamiento estático y dinámico de la edificación. Los análisis dinámicos revelan que las demandas establecidas por los esfuerzos resultantes en algunas zonas críticas, especialmente, en las arcadas, aumentan notablemente y constituyen puntos vulnerables en caso de que actúen acciones sísmicas fuertes como las consideradas en este trabajo. Esto se aprecia con la aplicación de dos de los tres sismos que determinaron derivas de piso superiores a la deriva normativa establecida en la norma COVENIN 1756-2001.

Palabras clave: Edificación histórica, vulnerabilidad sísmica, elementos finitos.

Abstract

In this paper we evaluate the lineal seismic response of the "Palacio de Los Leones" building, which is located in San Cristóbal city, Táchira state, and is the government headquarters of the state. The particular characteristics in architectural and constructive systems are from the beginnings of the last century. As the original registrations of this project do not exist, we carried out a structural evaluation of the materials used in this building and their properties in order to have information on its structural elements. The structure is fundamentally conceived to support gravity loads, due to the fact that in the date of its construction (1924), the seismic effects were not considered. A 3D computational model of the building was elaborated applying the SAP2000 V11.0 program, using Shell elements type. The complete model has 11099 elements and 11404 nodes, for a total of 65064 degrees of freedom, to evaluate its static and dynamic behavior. The dynamic analyses determine that the demands of stress in some critical areas, especially on the arcades, notably increase and constitute vulnerable points in case of strong seismic action acts as those considered in this paper. This was determined through the application of two of the three earthquakes which determined higher story drifts than those established by the normative in COVENIN 1756-2001.

Key words: Historical building, seismic vulnerability, finite elements.

1 Introducción

Una edificación, por su significancia, tradición e importancia histórica, puede catalogarse como una construcción de gran valor cultural. El propósito es mantener su permanencia en el tiempo, a través de la conservación de estas edificaciones, o por la restauración y rehabilitación cuando estén en estado de degeneración ya sea por falta de mantenimiento, o porque hayan subsistido a numerosos sismos ocurridos. En los casos de intervención, lo ideal es lograr alternativas que no distorsionen la construcción original con diseños y sistemas constructivos que las alejan de su diseño primitivo. Para el estudio de una edificación histórica, es conveniente tomar en cuenta la experiencia obtenida de estudios realizados en otras edificaciones y de las lecciones aprendidas de los sismos.

A veces, intervenciones oportunas, sencillas y económicas, utilizando un poco de creatividad e imaginación, tomando medidas de precaución de fácil implementación, bastan para lograr importantes reducciones en los niveles de vulnerabilidad existentes, como una contribución en la prevención y mitigación de los desastres sísmicos. Otras veces, son necesarias intervenciones más profundas y costosas. La falta de preparación es una de las condiciones necesarias para que un sismo pase de ser un fenómeno natural a una catástrofe.

Por consiguiente, es importante idear caminos que faciliten la evaluación de las edificaciones históricas por complejas que parezcan y este trabajo pretende transitar un camino hacia la preservación de una de estas edificaciones que puede ser la base para planteamientos y soluciones posteriores.

2 Estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones históricas

Los estudios de vulnerabilidad sísmica de edificaciones se han propagado en el contexto mundial, especialmente, en diferentes países latinoamericanos como México, Guatemala, Ecuador y Colombia. Provenientes del norte de África, los españoles trajeron a América técnicas constructivas como la tapia pisada o el adobe que, a su vez, se fusionaron y dieron origen a otras como el bahareque (Díaz y Ríos, 2002). La tierra, la piedra y la madera han sido los materiales con los que nació la civilización y crecieron las primeras ciudades. Las técnicas tradicionales dadas en nuestros países son ingenuas, lo cual genera una alta vulnerabilidad sísmica, demostrada a lo largo del tiempo, ya que algunas de estas edificaciones han sufrido daños considerables durante los terremotos ocurridos. En Venezuela, se han registrado algunas iniciativas como las de (Montilla et al., 1996; Jazcko y Niño, 2000), evaluando no solo edificaciones históricas, sino otras de uso esencial. Estos estudios parten de la necesidad de evaluar y conservar las edificaciones patrimoniales de larga existencia, edificaciones más modernas que no se realizaron bajo esquemas normativos

sismorresistentes y edificaciones actuales que van al límite de las últimas experiencias adquiridas. Estas representan un uso importante, esencial de atención médica o un icono de la arquitectura moderna que rompe con los esquemas estructurales y crean la necesidad de evaluarlas para preservarlas y brindarles la permanencia para las generaciones futuras.

Recientes estudios de vulnerabilidad sísmica de iglesias históricas en Génova, Italia (Lagomarsino y Podesta, 2004) y de evaluación sísmica de edificaciones históricas en San Juan, Argentina (Alando et al., 2004) han servido para conocer metodologías para obtener su capacidad ante las demandas sísmicas. Diversos aspectos cubren los estudios realizados en edificaciones religiosas, gubernamentales, casonas públicas, privadas y otras edificaciones de valor, considerando el tiempo de la edificación, su tipo de construcción, la configuración estructural, ubicación en zona sísmica, tipo de suelo, materiales, y todos los sismos ocurridos por los cuales ya se pueden encontrar afectadas.

Estos aspectos también resultan importantes para el análisis y evaluación sismorresistente de las edificaciones históricas y ya se han tomado en cuenta en estudios realizados en diversos países. En España, por ejemplo, se hizo preventivamente un estudio para la Basílica de St. Marks en Venice (Oñate et al., 1996). En Colombia, se estableció una caracterización general de las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes materiales empleados para determinar alternativas de rehabilitación de adobe y tapia para lograr un mejor comportamiento ante cargas sísmicas (Díaz y Ríos, 2002), reconociendo lo primordial que resultan estas características para el comportamiento de las edificaciones. Otras evaluaciones han sido realizadas después de los desastres ocasionados por terremotos como el caso de la Catedral del Cuzco en Perú (Olarte et al., 2001). En El Salvador se revisaron los daños sufridos en las edificaciones en base a las características de los sismos, el tipo de suelos, los efectos causados por cambio en la configuración estructural durante los sismos de Enero y Febrero de 2001 y su impacto en las Iglesias del Patrimonio Cultural (Guevara y Sánchez, 2004). Todos estos estudios contribuyen, de una u otra forma, a recuperar y mantener nuestra historia edificada evaluando los diferentes elementos influyentes positiva o negativamente.

En Venezuela se han realizado algunos estudios, como la evaluación y rehabilitación de la Iglesia del Corazón de Jesús (Fig. 1) en Mérida, construcción de mampostería que bajo los efectos de sismos y de tráfico pesado, agrietó longitudinalmente la bóveda y las columnas laterales, logrando mediante un estudio su recuperación (Lobo, 2003).

En la ciudad de San Cristóbal, Venezuela, se realizó una evaluación a nivel cualitativo (Casanova de P, 2002), de varias edificaciones con patrimonio cultural cuyos resultados finales valoran el nivel de vulnerabilidad sísmica de un grupo de edificios, entre los cuales se haya el Palacio de los Leones, en cuyo caso se recomienda un análisis más detallado. Este trabajo, incluyó la evaluación cualitativa del

Palacio de Los Leones, recomendando una evaluación cuantitativa, que es la base fundamental del presente trabajo.



Fig. 1. Iglesia Corazón de Jesús, Mérida (Lobo, 2003)

3 Descripción general de la edificación en estudio

El Palacio de Los Leones es un monumento histórico nacional (declarado el 3.02.1986), ubicado en la Carrera 10 entre calles 4 y 5, frente a la Plaza Sucre, San Cristóbal, Estado Táchira y sirve actualmente como sede de la Gobernación del Estado Táchira Fig. 2. La construcción se inició en el año de 1924, durante el periodo de gobierno del General Juan Vicente Gómez y finalizó en el año de 1931, por lo que tiene una edad de 83 años.



Fig. 2. Fachada principal del Palacio de Los Leones

El Palacio de Los Leones cuenta con una planta cuadrada y se aproxima a una simetría interna para la disposición de sus espacios. Presenta un hermoso patio central que incorpora en su jardín vegetación al edificio capturando la atención de sus usuarios, bordeado de las arcadas como corredores Fig. 3. En cuanto a sus fachadas externas, presenta ventanas ordenadas y tratadas formalmente dentro de esquemas que reflejan influencia de manierismo italiano.

Estas fachadas se encuentran rematadas con cornisas coronadas con elementos decorativos sencillos que realzan

su altura. Presenta un frontón en fachada principal que resalta centralmente conteniendo el escudo nacional y a sus extremos al nivel de techo también en sus esquinas redondeadas, que rompen con la rigidez prismática, dos leones de mampostería artesanal de los cuales proviene el nombre del edificio (Casanova de P, 2002).



Fig. 3. (Izq.) Arcadas internas, (Der.) Pasillos internos

Los techos de madera con teja criolla y para bajar su altura interna, cielo raso de láminas metálicas importadas. Su aspecto colonial lo reflejan sus portones de madera, los muros y la tapia, paredes de piedra de un metro con argamasa, lo que hace de esta construcción un significativo ejemplo del periodo 1915-1930 de Venezuela.

Su aspecto externo en fachadas sugiere solidez la cual cuenta repetidamente con aberturas para sus ventanas y en el frontispicio que en conjunto con una suavizada curvatura de las esquinas rompe con la rigidez de los imponentes muros. Desde su espacio interior se observa su gran patio central que caracteriza y resalta los corredores por los cuales se transita y distribuyen las áreas presentes.

Estructuralmente presenta un sistema mixto, cuyos componentes están formados por muros portantes de tierra (tapia) tanto interna como externamente. Tiene un muro portante de piedra de 1 metro de espesor, muros internos de ladrillo con 0.50 m de espesor, columnas de ladrillo trabado de 0.50 m de espesor. Losas macizas de concreto armado en entrepiso y techo de 0.15 m de espesor, vigas auxiliares de concreto armado (simplemente apoyadas) en entrepiso y techo Fig. 4.

La configuración en planta, aparentemente simétrica, genera una planta compleja por los muros portantes perimetrales, el posterior totalmente rígido y los laterales incluyendo la fachada principal con aberturas por las ventanas y puerta con menor rigidez. En la parte interna se encuentran arcadas donde están presentes las columnas, las cuales sostienen las losas, hay arcos con amarre ortogonal solo en las esquinas internas.

Las irregularidades de la edificación están dadas básicamente por cambios bruscos de rigidez. La estructura

cuenta con muros en todo el perímetro externo, los cuales presentan variantes. Por ejemplo, el muro posterior es de piedra y de 1 m de espesor, sin aberturas, haciendo de esta zona la más rígida; las dos fachadas laterales son de 0.75 m de espesor y cuentan con aberturas regulares para ventanas. La fachada principal es suavizada en las esquinas con una curvatura con aberturas y, a su vez, se abre para dar acceso en la zona frontal a la edificación con puertas y ventanas que disminuyen un poco la rigidez presente en el edificio.



Fig. 4. (Izq.) Muro posterior de piedra, (Der.) Vista losa simplemente apoyada

Internamente, cuenta con muros rígidos los cuales simplemente se abren para algunas puertas y ventanas, siendo pequeñas para la altura de 6 m y espesor de 0.50 m que presentan estas divisiones internas que, a su vez, sirven de apoyo a las losas de entrepiso y techo presentes. Las placas de entrepiso se encuentran simplemente apoyadas en los arcos de mampostería y en los muros en general. Las arcadas no están unidas monolíticamente, solo en los extremos de ellas cuentan con un amarre ortogonal al final de cada pasillo alrededor del patio central. En la placa de techo existe la combinación de cubierta rígida plana de concreto con una cubierta de madera a dos aguas con largueros y tablones cubierto con teja criolla, predominado en el área de techo la losa de concreto como en el entrepiso.

4 Problema sísmico en la ciudad de San Cristóbal.

El estado Táchira se encuentra entre las regiones de mayor amenaza sísmica de Venezuela, se ubica en el mapa de zonificación sísmica en las zonas 4 y 5 (alto riesgo) ya que por el Estado pasa la extensa y activa falla de Boconó, y muy cerca del Nido de Bucaramanga (Colombia) en el cual ocurren sismos pequeños casi todos los días.

Entre los eventos más resaltantes por sus efectos, se encuentra el "Terremoto de Cúcuta" que ocurrió en mayo de 1875. Su fuerza afectó gran parte del territorio tachirense como son las poblaciones de San Antonio, San Cristóbal, Táriba, La Grita, Ureña, Lobatera, Michelena, Capacho, Colón y Borotá, y tal fue su magnitud que se percibió, con algún nivel de intensidad, en Mérida y Caracas.

El 18 de Octubre de 1981, se produce un sismo de

magnitud 5,5 el cual ocasionó deslizamientos en áreas externas a San Cristóbal, provocando pérdidas humanas y numerosos daños en edificaciones de vivienda unifamiliares, multifamiliares y de uso público como iglesias, hospitales, medicaturas y edificaciones de valor histórico, entre otros. En este sismo resulta afectada la edificación en estudio. El reporte de Defensa Civil señala que "el edificio sede de la Gobernación del Estado, sufrió agrietamientos en paredes y frisos, acentuados en las esquinas de la construcción y en la unión de paredes perpendiculares entre sí; además, cayeron algunos adornos de mampostería y cornisas. Se nota debilitamiento en la parte superior alrededor del escudo de la fachada. Para esta fecha se solicitó una revisión de la estructura y sus instalaciones, en el momento posterior al sismo se limitó el tráfico por los alrededores para luego reforzar figuras de adornos situadas en las cornisas externas e internas".

En junio de 1994 se registraron numerosos temblores en muy corto tiempo, se calificó lo sucedido como "Tormenta Sísmica" del Táchira. En el Diario La Nación del 02-06-94 se reporta: "Desde el martes a la 1:42 p.m. hasta las 3:00 p.m. de la tarde de ayer miércoles, se habían registrado ochenta movimientos telúricos en distintas escalas que oscilan desde los llamados micro-sismos, que son imperceptibles hasta 5,5 grados, los de mayor intensidad".

Movimientos sísmicos de baja magnitud, suelen ocurrir frecuentemente en la zona sin tener mayores consecuencias. Sin embargo, esto es un síntoma de la latente amenaza que hay sobre esta región de los andes venezolanos.

5 Modelo computacional

El modelo computacional de la edificación se resuelve en 3D mediante el programa que se realiza para efectuar la evaluación integral de la edificación, ante diversas situaciones de carga estática y dinámica. La geometría se construye con la información obtenida de (Casanova de P, 2002), y con los datos determinados en sitio, junto con planos pertenecientes a la Universidad Nacional Experimental del Táchira, UNET. Para la caracterización de los materiales constructivos, se evaluó la constitución interna y el deterioro presente en sitio, y se recurrió a investigaciones realizadas y a pruebas de esclerometría para estimar la resistencia de los materiales de los diferentes elementos estructurales y a partir de éstas se calculan los módulos de elasticidad (Nieto, 2007).

El montaje del modelo 3D definitivo se realiza en base a las plantas de distribución interna de los muros portantes y ejes de las columnas de las arcadas que se muestran en las figuras 5 y 6. El modelo computacional incorpora un pequeño desplazamiento en algunos ejes de los muros con respecto al de las arcadas y entre ellas mismas, los cuales se alinearon en torno a un mismo eje para simplificar el modelo definitivo, sin que esta modificación altere de manera importante la calidad de los resultados finales.

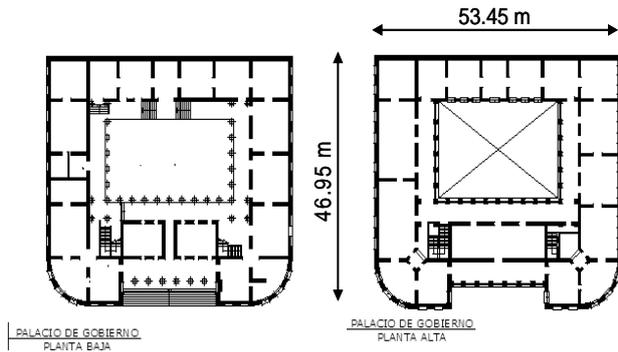


Fig. 5. Plantas originales

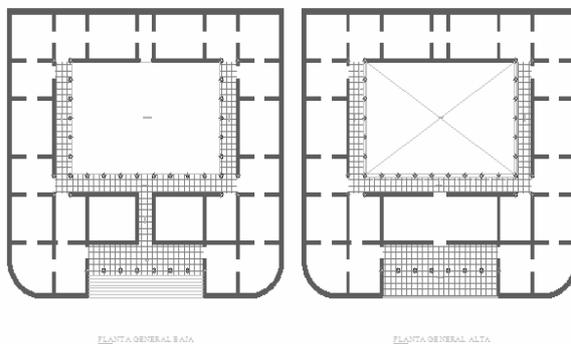


Fig. 6. Plantas modificadas

El modelo completo 3D definitivo tiene un total de 11099 elementos y 11404 nodos y es mostrado en las figuras 7 y 8. El modelo final presenta un mallado con buena relación de aspecto. Este modelo computacional con elementos finitos posee un total de 65064 grados de libertad.

El modelo es útil para una evaluación cuantitativa del nivel de vulnerabilidad, y ofrece un nivel de sofisticación mucho mayor que la evaluación cualitativa realizada con anterioridad a esta estructura. Sin embargo, el modelo no puede considerarse como una representación matemáticamente exacta en cuanto a propiedades y composición interna. Las muestras de la resistencia de los materiales que ha sido posible evaluar proporcionan apenas un panorama limitado respecto a las propiedades físicas y mecánicas. En algunos casos, como en losas, no se tiene una medida precisa de los espesores y los refuerzos. También hay cierta imprecisión en las dimensiones de elementos en zonas de difícil acceso que se asumieron de igual dimensión que los adyacentes. Esto se anota para dar una idea de las limitaciones del trabajo.

Los muros fueron considerados como elementos tipo Shell con un único material y un espesor real. Debe recordarse que los muros, en realidad, están compuestos por mampostería de piedra con aparejo en las caras exteriores, con un relleno intermedio (de espesor variable) de conglomerado de argamasa y piedra.

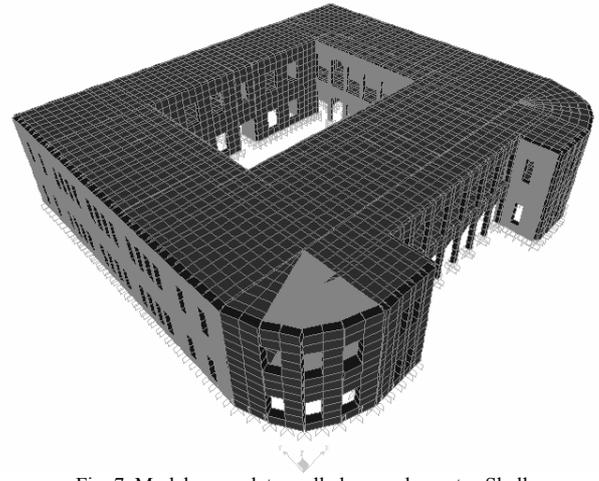


Fig. 7. Modelo completo mallado con elementos Shell

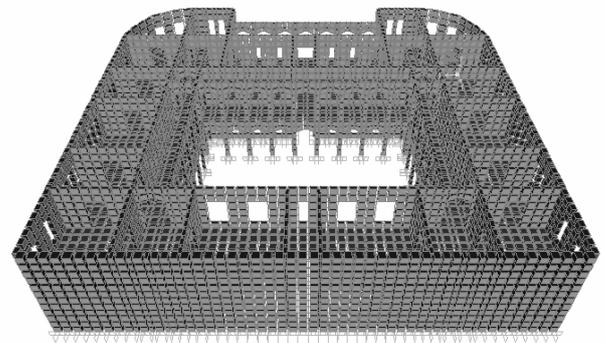


Fig. 8. Modelo completo 3D, vista posterior

6 Propiedades de los materiales

La estimación de las propiedades de los materiales de una edificación histórica reviste características especiales dado que, generalmente, no se tienen propiedades uniformes y éstas pueden variar de un elemento a otro. Se realizó una extensa investigación para reunir las propiedades de edificaciones similares evaluadas en diferentes países para tener un punto de referencia que permitiera asignar valores razonablemente cercanos a los de sitio.

Para estimar el módulo de elasticidad de la mampostería se calculó la media (μ) y la desviación estándar (σ) de los datos esclerométricos y, para mayor seguridad, por ser una resistencia, se aplicó la diferencia ($\sigma - \mu$). Se estableció la relación $\sqrt{f'_m}$ y, por los valores conocidos en trabajos similares, se ajustó como la mitad de la relación correspondiente al concreto armado según la Norma Covenin 1753-85. De diferentes consultas bibliográficas sobre estos materiales se utilizó un módulo de elasticidad de 100.000 kgf/cm² y la capacidad admisible de resistencia a la compresión de la mampostería, muros, arcos y losas se tomó en

195 kgf/cm², para ser consecuentes con los resultados de la esclerometría. La capacidad admisible de resistencia a la tracción se tomó como 19.5 kgf/cm², y la capacidad admisible de resistencia al corte, igual a $0.53\sqrt{f'_m}$, resulta en 7.4 kgf/cm² (Nieto, 2007).

7 Análisis de carga

El estimado de las cargas permanentes (CP) y variables (CV) del modelo, se valoran en el nivel de entrepiso y techo considerando las características presentes en sitio. Así, se tiene una CP de 580 kgf/m² y una CV de 300 kgf/m² en el nivel de entrepiso; una CP de 500 kgf/m² y una CV de 100 kgf/m² en el nivel de techo (para una losa maciza de 15 cm. de espesor) y una CP de 190 kgf/m² y una CV de 50 kgf/m² para el techo inclinado con tejas.

Las acciones sísmicas se valoran de acuerdo a COVENIN 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes", considerando que el sistema resistente a cargas horizontales está constituido por un sistema de columnas, vigas y muros que resulta en un sistema estructural Tipo III.

Para las acciones dinámicas con historia tiempo, se escogen tres registros acelerográficos, con predominio de períodos cortos. Los acelerogramas corresponden a registros obtenidos en roca o suelo firme Tipo S1 de la norma venezolana COVENIN 1756-2001. Los espectros de respuesta de aceleración para un porcentaje de amortiguamiento crítico de 5% se construyen y se comparan con los espectros de diseño normativos para suelos Tipo S1 y S2, con lo que pueden considerarse que representan, en promedio, el espectro de diseño considerado en el análisis sísmico. De manera específica, el registro del sismo de Northridge fue considerado ya que presenta una aceleración espectral pico en un período similar al período predominante de la estructura en el primer modo de vibración. Las características generales de los sismos donde se indica la magnitud, distancia a la falla, tipo de suelo, etc., se muestra en la Tabla 2.

Tabla 1. Características de los registros sísmicos seleccionados

| Evento Sísmico | Estación | Magnitud | Tipo de suelo | Distancia Epicentral | PGA _{II} (g) |
|----------------|------------------|----------|---------------|----------------------|-----------------------|
| Coyote Lake | Gilroy Array # 6 | 7.1 | A | 8.5 km | 0.316 |
| Loma Prieta | Gilroy Array # 1 | 6.9 | A | 11.2 km | 0.411 |
| Northridge | 24399 Mt Wilson | 6.7 | A | 37.8 km | 0.234 |

8 Resultados

8.1. Resultados del análisis estático lineal

Los resultados obtenidos se evalúan bajo las combinaciones de carga normativas, y las acciones internas de es-

fuerzas generados en los diferentes elementos estructurales que forman parte de la estructura, se comparan con las capacidades admisibles estimadas para esfuerzos de compresión, tracción y corte para los materiales de la edificación, según la Sección 6.

Los resultados mas desfavorables en el análisis estático lineal se dan bajo la combinación de cargas mayoradas (1.4CP+1.7CV), que obviamente representa la mayor demanda sobre la estructura.

La Fig. 9 ilustra la distribución de los valores de las fuerzas axiales en unos de los pórticos de la fachada principal de la edificación. Estos valores se dan en términos de fuerza por unidad de longitud.

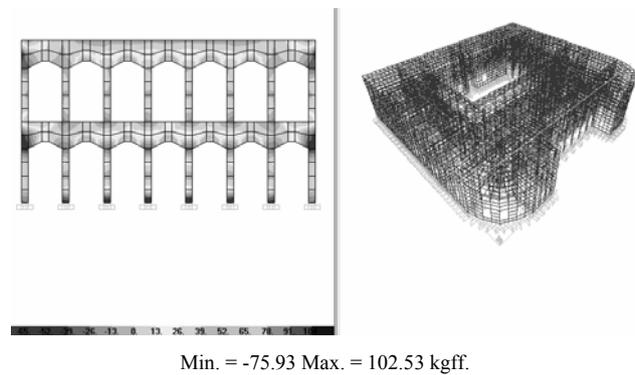


Fig. 9. Distribución de FMAX en la clave del arco

Se observa que las máximas demandas de las fuerzas de tracción aparecen en torno a la clave de los arcos del pórtico, mientras que las fuerzas de compresión se concentran hacia los extremos de los elementos verticales de soporte.

En la Fig. 10 se muestra la distribución de las fuerzas cortantes por unidad de longitud sobre el entrepiso de la edificación. Puede observarse que los valores máximos tienden a producirse en los apoyos de la placa sobre los muros internos y sobre el muro posterior, alcanzando un máximo de 53.21 kgf/cm², en el elemento 5537, ubicado en la losa de piso.

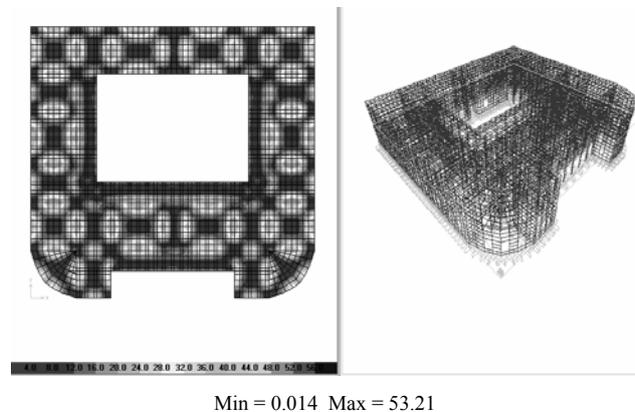


Fig. 10. Distribución de VMAX en la placa de piso

Los mayores esfuerzos tienden a concentrarse en el área perimetral y en las zonas medias entre los muros perpendiculares, como internamente en las uniones muro-losa. Todos los valores de esfuerzos de compresión se encuentran por debajo de los valores admisibles. Por otra parte, se observan varias zonas donde los esfuerzos principales de tracción exceden la capacidad del concreto. Esta condición se da especialmente hacia los muros perimetrales del edificio donde se tiene la mayor diferencia entre la demanda y la capacidad del concreto a la tracción. En la zona intermedia se dan valores que exceden la capacidad resistente pero las diferencias son muy pequeñas. Probablemente, el refuerzo interno de la losa es capaz de soportar esta diferencia, pero constituyen áreas críticas, especialmente, el muro perimetral, donde podría presentarse una condición de falla en caso de fuertes eventos sísmicos.

Las dimensiones de los muros externos de la edificación que alcanzan a 0.75 m le provee una alta rigidez y resistencia por lo que no aparecen demandas que logren superar las capacidades de este elemento a la compresión. La distribución de los esfuerzos principales de tracción y corte evidencia la aparición de zonas críticas en torno al muro posterior y en algunos sectores de la losa de entrepiso. Estos puntos pueden constituir zonas problemáticas por donde podría eventualmente darse una condición de falla ante las demandas de un sismo fuerte. En la condición actual, aparentemente, el refuerzo de las secciones de concreto le provee una resistencia aceptable para la condición de operatividad estructural del edificio. 4.2.

8.2 Resultados del análisis modal

Se realiza un análisis modal para determinar las formas modales y periodos de vibración, lo que provee información importante sobre las características dinámicas de la estructura.

El período predominante del primer modo es igual a 0.10 seg., lo cual hace ver una estructura muy rígida, seguramente condicionada por los espesores de los muros con los cuales fue construida. Los primeros cinco modos de vibración natural reportan un porcentaje de participación modal de 88% y 97% en cada una de las direcciones de análisis, ejes X e Y, respectivamente. Para el análisis espectral 3D, se considera una mayor cantidad de modos para cumplir con el porcentaje de participación modal normativo. En una evaluación posterior que incluya la consideración de comportamiento no lineal, será necesaria la autorización gubernamental para obtener y ensayar núcleos de los materiales reales, que mejoren los parámetros resistentes utilizados en este trabajo.

La estructura muestra un acoplamiento de traslación y torsión en algunos modos de vibración. Este acoplamiento es, probablemente, consecuencia del efecto del espesor del muro posterior que conforma la zona más rígida de la estructura y la obliga, en algunos modos, a rotar en torno a éste. Las figuras 11, 12, 13, 14, muestran la configuración

deformada que adopta la estructura en los primeros cuatro modos de vibración.

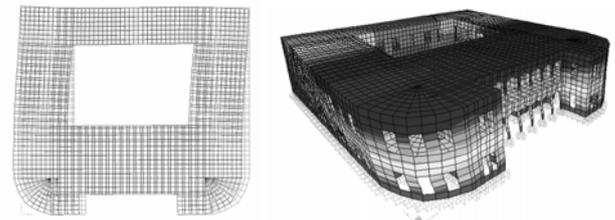


Fig. 11. Deformada para el primer modo ($T=0.099$ seg.), traslacional con algún acoplamiento torsional. (Izq.) vista en planta y (Der.) configuración deformada del modelo

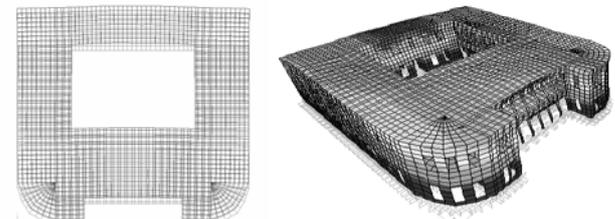


Fig. 12. Deformada para el segundo modo ($T=0.094$ seg.), trasnacional en Y. (Izq.) vista en planta y (Der.) configuración deformada del modelo.

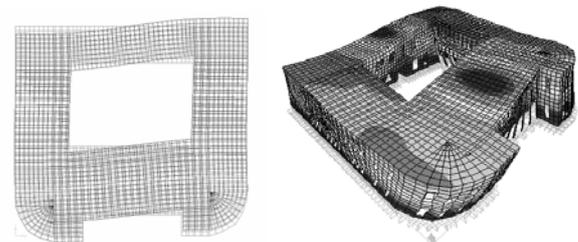


Fig. 13. Deformada para el tercer modo ($T=0.082$ seg.), torsional respecto al muro posterior. (Izq.) vista en planta y (Der.) configuración deformada del modelo.

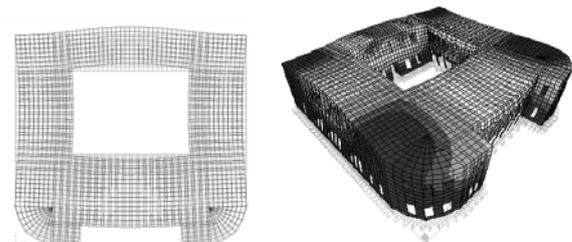


Fig. 14. Cuarto modo de vibración ($T=0.077$ seg.), flexión en el muro posterior y en la pared situada al frente del mismo, que indica la posibilidad de un efecto fuera del plano. (Izq.) vista en planta y (Der.) configuración deformada del modelo

8.3 Resultados del análisis dinámico espectral

Se realiza el análisis espectral en 3D aplicando el espectro de diseño normativo. Las acciones sísmicas, representadas por el espectro de diseño, se aplican en las dos direcciones principales del edificio para un total de cuatro combinaciones de cargas diferentes. En estas combinacio-

nes, se aplica un 100% del sismo en la dirección X y un 30% en la dirección Y. Luego se cambia la relación para aplicar un 30% en la dirección X y 100% en la dirección Y.

La combinación en la que resultan las mayores demandas de esfuerzo es cuando se aplica la componente completa del sismo en dirección del eje X. La combinación muestra unas amplitudes de esfuerzos de tracción igual a 39.61 kgf/cm^2 , de compresión de 35.18 kgf/cm^2 y de corte igual a 8.56 kg/cm^2 . Las demandas de compresión se encuentran por debajo de la capacidad resistente de la estructura. Sin embargo, la máxima demanda de tracción y de corte que aparecen es superior a la capacidad del concreto para resistir por sí solo estos esfuerzos. La Fig. 15 muestra la distribución de los esfuerzos S11 y S22 en la cara visible de los elementos del entrespiso del edificio.

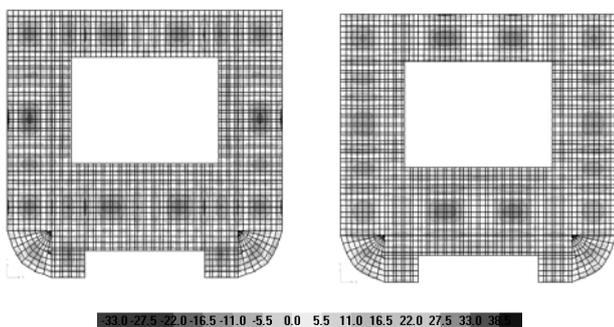


Fig. 15. Distribución de los esfuerzos máximos S11 (Izq.) y S22 (Der.) a nivel de entrespiso

Las tracciones se localizan en los apoyos de la losa sobre las paredes y muros, mientras, los esfuerzos de compresión en los elementos de la losa se observan en los tramos intermedios de los vanos en las dos direcciones. Los mayores valores que aparecen reportados en la losa de piso se dan en los elementos ubicados hacia la fachada principal del edificio.

En resumen, las demandas sísmicas que reporta el análisis espectral revelan zonas críticas por tracción y corte en varios puntos ubicados en la losa de entrespiso y en la parte superior de las puertas y ventanas de los pórticos. Las demandas de esfuerzos de compresión parecen ser inferiores a las capacidades resistentes de los diferentes elementos de la estructura.

La Fig. 16 muestra la distribución de esfuerzos S11 en el techo. La estructura se desplaza lateralmente en dirección del eje X y rota con respecto al muro posterior. Los esfuerzos de tracción se concentran hacia la zona más flexible de la estructura (fachada principal), mientras que hacia la zona más rígida, donde se ubica el muro exterior, se tienen las menores demandas de esfuerzo.

En la Fig. 17 se observa el efecto que genera la presencia del muro posterior condicionando los desplazamientos laterales de la estructura. Esta tiende a desplazarse mayormente cuando se aplica el sismo en la dirección del eje X. En este caso, la estructura toma las mayores amplitudes

de desplazamiento en la zona flexible ubicada hacia la fachada principal. Los nodos que pertenecen al muro posterior, no reportan mayores desplazamientos, tal como se observa en la Fig.17. Sin embargo, los valores de desplazamiento son muy pequeños, dada la rigidez de la estructura.

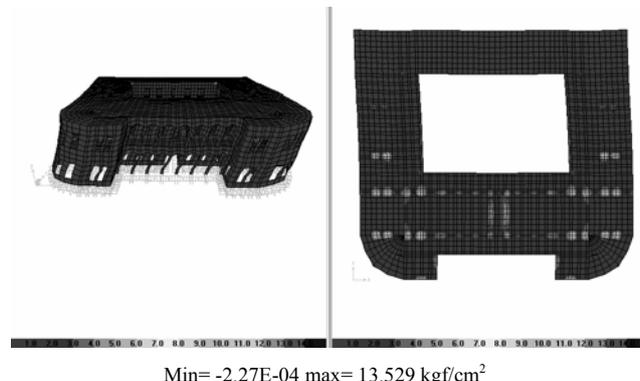


Fig. 16. Distribución de esfuerzos cortantes S11

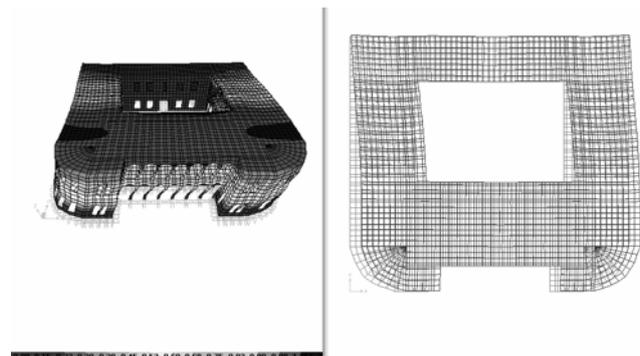


Fig. 17. Desplazamientos laterales en X, en el análisis espectral

Esto representa el probable comportamiento que tuvo esta edificación durante el sismo del año 1981, el cual se dio en sentido norte-sur o sentido X en este análisis. El sismo afectó esta línea resistente sobre la fachada frontal y ocasionó daños a los muros internos de la oficina presente en esta área y se desplomaron elementos arquitectónicos en el borde de la cornisa de la fachada lateral derecha. La experiencia con sismos pasados demuestra que la estructura ha sido frágil en las uniones de un elemento a otro, presentando agrietamientos localizados, y resistiendo las demandas de esfuerzos impuestos por estos eventos, que se verifica de acuerdo al comportamiento registrado por el modelo durante este análisis. Al ejercer el empuje lateral sobre el muro de piedra perimetral, las fachadas y muros internos, resultan traccionados horizontalmente. Estas tracciones tienden a separar los bloques de piedra y tapia, perdiéndose el confinamiento, lo cual es importante en este tipo de estructura. En este caso, la distribución de esfuerzos presenta los puntos críticos donde se pueden iniciar estos mecanismos.

Los esfuerzos cortantes más importantes en las columnas o arcadas y muros se producen en las caras paralelas a la dirección de la acción sísmica, siendo aún mayores en los arranques de los arcos y muros. En las caras perpendiculares a la dirección de la acción sísmica y en los núcleos de las columnas de los arcos, los esfuerzos cortantes son menores.

La estructura del Palacio de los Leones está concebida para soportar cargas de gravedad. La forma de arcos y muros es tal que la resultante de fuerzas en cualquier sección está dentro del núcleo central, salvo pequeñas excepciones. La estructura es frágil a tracciones. A pesar de ser una estructura de gran peso los esfuerzos de compresión debidos a las cargas de gravedad son relativamente bajos. Esto se debe a las grandes dimensiones de los elementos estructurales que la componen.

8.4 Resultados del análisis dinámico con historia-tiempo

Los análisis dinámicos historia-tiempo fueron realizados para tres registros sísmicos, que se consideran representen las probables acciones sísmicas que pudieran presentarse en la zona. Los reportes de salidas se dieron en base a la historia de las derivas de piso y a la cuantificación de los factores de amplificación espectral de aceleraciones.

La Fig. 18 muestra los resultados con la aplicación del registro de Coyote Lake para las derivas de piso calculadas para la estructura. Los valores exceden la deriva normativa de 0.012 durante la fase más intensa del evento, alcanzando un valor de 0.015 a nivel de entrepiso. Las derivas de piso en la edificación con la aplicación del registro de Loma Prieta, teniendo como dirección principal el eje X, reportaron las mayores excedencias respecto al valor normativo (Fig. 19). En este caso, durante buena parte de la duración del sismo se tuvieron derivas superiores a 0.012, hasta alcanzar valores cercanos a 0.040. Las derivas calculadas para el registro del Northridge estuvieron siempre por debajo de 0.012.

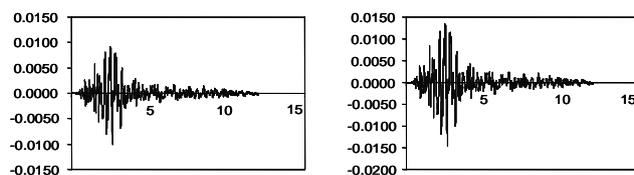


Fig. 18. Historia de derivas de piso para el registro de Coyote Lake. (Izq) nivel de techo, (der) nivel de entrepiso

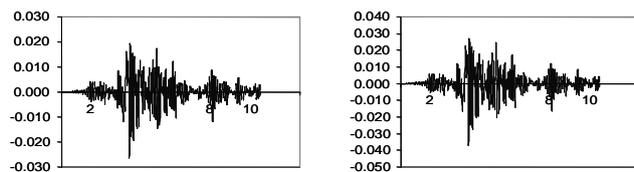


Fig. 19. Historia de derivas de piso para el registro de Loma Prieta. (Izq) nivel de techo, (der) nivel de entrepiso

Para los tres sismos aplicados a la estructura, se obtuvieron espectros de respuesta de aceleraciones, los cuales fueron normalizados al igual que el registro del sismo y se calculó la relación entre las amplitudes obtenidas en el nivel de techo y en el nivel de entrepiso sobre un mismo eje, para evaluar los factores de amplificación espectral y los períodos donde éstos se producían.

Los resultados son mostrados en la Fig. 20 que compara la función de transferencia de amplificación espectral que se presenta en la esquina interna de la edificación para los diferentes sismos analizados. Es posible observar que la mayor amplificación se produce para el período predominante de la estructura en torno a 0.10 segundos. Cuando se aplica en la base el registro del sismo de Coyote Lake es cuando se genera las mayores amplificaciones espectrales que alcanzan hasta un valor de 5.68 para el nivel de entrepiso y de 4.80 para el nivel de techo. Las menores amplificaciones se producen para el registro de Loma Prieta que alcanzan a 2.58 y 2.48 para el nivel de entrepiso y techo, respectivamente.

Estos resultados muestran que la estructura puede estar expuesta a importantes niveles de amplificaciones espectrales de aceleraciones en períodos próximos al período predominante de la edificación. Esto resultaría en demandas elevadas de esfuerzos sobre los distintos miembros estructurales. Además, se ha evidenciado como el valor normativo de diseño, para este tipo de edificaciones, se ve superado en dos de los tres sismos de entrada usados. Esto confirma la apreciación de que la edificación es vulnerable a eventos sísmicos que posean características similares a los utilizados en esta investigación.

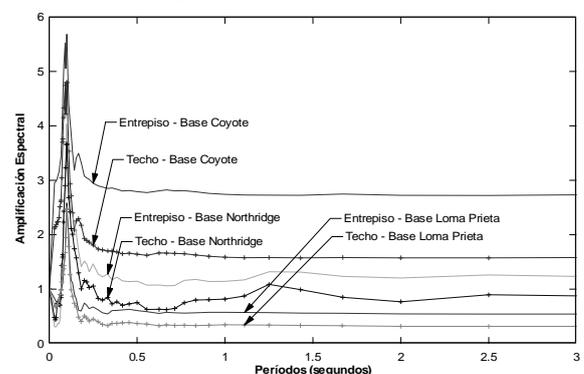


Fig. 20. Comparación de la función de transferencia para diferentes sismos en la esquina interna del patio de la edificación

9 Conclusiones

- El análisis estático bajo cargas de servicio revela que la edificación es capaz de soportar las máximas demandas que impone esta combinación. Esto está en concordancia con el comportamiento observado en la estructura la cual, a pesar de los años, se encuentra sin presentar alteraciones notorias, más que las de deterioro por falta de mantenimiento.
- En el análisis estático bajo cargas mayoradas, la demanda de

esfuerzos de tracción y corte son mayores en algunos elementos pertenecientes a la losa de entrepiso, esto puede constituir zonas vulnerables.

- El análisis modal revela modos de vibración con acoplamiento de traslación-rotación, condicionada por la presencia del muro posterior que establece una zona rígida y favorece la rotación en torno a su eje vertical.
- El eje más vulnerable de la estructura parece ser el eje X. Cuando se aplican las combinaciones de carga para el análisis dinámico espectral, con la componente principal en esa dirección, se producen las mayores demandas de fuerzas y esfuerzos. La estructura no parece presentar mayor daño, solo en los apoyos de losas, y en las áreas de los arcos se observan valores de esfuerzos que superan los resistentes del material por donde podría eventualmente producirse algún mecanismo de falla.
- Los análisis dinámicos historia-tiempo producen, en dos de los tres sismos considerados, derivas de piso superiores a la deriva normativa. Las funciones de transferencia obtenidas muestran que las mayores amplificaciones espectrales de aceleración tienden a producirse en torno al período predominante de la edificación y es más desfavorable para el nivel de entrepiso. La dirección más afectada es el eje X.
- Los resultados dinámicos obtenidos están acorde con los daños ocurridos a la edificación durante el sismo de 1981. En este evento se presentaron daños en la edificación en las áreas donde se dan las zonas críticas en los análisis desarrollados: uniones de muros y esquinas de arcos, bordes de vanos de puertas y ventanas.
- La estructura del palacio no ha sido concebida para soportar sismos importantes. Puede decirse que tiene características opuestas a lo que normalmente se considera adecuado para un buen comportamiento sísmico: mucho peso en proporción a la capacidad resistente y poca ductilidad. No obstante, algunas de sus características resultan favorables: el uso de muros transversales, a modo de contrafuertes de los muros longitudinales, sin los cuales la estructura no hubiera podido soportar sismos de moderada intensidad y sus cargas de gravedad.
- La estimación precisa de la capacidad de resistencia de una estructura de estas características resulta ser difícil. Los resultados obtenidos con este modelo de comportamiento lineal no pueden suponerse como exactos, pero si representativos de las demandas esperadas. Existen suficientes experiencias internacionales con relativo éxito, acerca del uso del análisis lineal para la evaluación de edificaciones históricas complejas en un primer informe.

Recomendaciones

- Es necesario reunir mayor información sobre el material y sus capacidades resistentes en una evaluación detallada, poder construir un modelo más representativo, e incluir dentro de los análisis, aquellos que consideren la no linealidad del material.
- Es aún posible lograr refinar el modelo mediante el uso de

otros tipos de elementos finitos e incluso, mejorando el nivel de discretización en algunas áreas, e incorporar los elementos no estructurales.

- Estudiar diferentes alternativas de sismos con cierta probabilidad de ocurrencia en el área sísmica de asentamiento de la edificación en estudio para tener mayor conocimiento, precisión y alcance sobre las observaciones e inferencias realizadas.

Referencias

- Alandro S, Monguilner C y Castro M, 2004, "Earthquake evaluation of historical building in San Juan City-Argentina". 13th WCEE Vancouver, Canadá.
- Casanova de PB, 2002, "Vulnerabilidad Sísmica del Patrimonio Edificado de San Cristóbal". Edificaciones Públicas Esenciales, 1900-1958, UNET, San Cristóbal.
- Covenin 1753-1985. "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones Análisis y Diseño", Caracas, Venezuela.
- Covenin 1756-2001. "Edificaciones Sismorresistente", Caracas, Venezuela.
- Covenin MINDUR 2002-88. "Criterio y acciones mínimas para el proyecto de Edificaciones", Caracas, Venezuela.
- Díaz K y Ríos J, 2002, "Alternativas de rehabilitación de adobe y tapia pisada". Univ. de Los Andes. Colombia.
- Guevara T y Sánchez R, 2004, "Los sismos de Enero y Febrero de 2001 en El Salvador y su impacto en las iglesias del patrimonio cultural". Boletín IMME Vol. 43 No. 3.
- Jazcko K y Niño L, 2000, "Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Médico asistenciales de San Cristóbal". UNET, San Cristóbal.
- Lagomarsino S y Podesta S, 2004, "Seismic Vulnerability of Ancient Churches: Damage Assessment and Emergency Planning". Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 2.
- La Nación 1994, "Ochenta Movimientos Telúricos se han Producido en el Táchira". San Cristóbal 02.06.
- Lobo QW, 2003, "Evaluación y Rehabilitación sismorresistente de monumentos históricos". Revista Geográfica Venezolana. Vol. 44 pp. 2, Mérida.
- Montilla P, Uzcátegui A y Hernández S, 1996, "Damages occurred to churches due to the Earthquake of February 8, 1995 in Pereira, Colombia". XI WCEE, 1-8 Acapulco-México.
- Nieto M, 2007, "Vulnerabilidad estructural de edificaciones históricas con patrimonio cultural: Estudio de un caso". Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, ULA.
- Oñate E, Hanganu A, Barbat A, Oller S, Vitaliani R, Sietta A y Scotta R, 1996, "Structural analysis and durability assessment of historical constructions using a finite element damage model". CIMNE, España.
- Olarte J, Proaño H, Sacaletti H, Torres M y Zavala C, 2001, "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral del Cusco". Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.