



# **EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO**

J. Olarte, R. Proaño, H. Scaletti, M. Torres, C. Zavala

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres  
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería

## **1. INTRODUCCIÓN**

El conjunto arquitectónico de la Catedral del Cuzco, ubicado en la Plaza de Armas de esa ciudad, está integrado por tres templos intercomunicados, denominados “La Basílica”, “El Triunfo” y “Sagrada Familia”.



Figura 1. Vista Panorámica de la Catedral del Cuzco

En octubre del 2001 se firmó un convenio entre el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres de la Universidad Nacional de Ingeniería y el Arzobispado del Cuzco para la realización del estudio denominado “Evaluación de la Vulnerabilidad de la Catedral del Cuzco” con el apoyo de la Fundación Telefónica del Perú.

El estudio comprendió una evaluación de materiales utilizados, levantamiento de dimensiones de elementos estructurales con fines de evaluación estructural, la realización de un estudio de mecánica de suelos, el análisis dinámico e ingeniería del modelamiento y las conclusiones y recomendaciones a considerarse en el proceso de intervención de los pilares de la Catedral.

## **2. RESEÑA HISTÓRICA**

Como antecedentes históricos puede mencionarse que la Catedral se ubicó en un buhío o galpón incaico perteneciente al antiguo Quishuarcancha o Palacio del Inca Wiracocha.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**

**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

El 11 de marzo de 1560, el chantre Hernando Arias colocó la piedra angular de la actual Basílica Catedral, siendo Virrey del Perú D. Diego Hurtado de Mendoza, Marqués de Cañete. Es así como se dio inicio a la construcción de los cimientos de la Catedral. Durante varios años, la Catedral tuvo bajo su dirección a diversos maestros como el vizcaíno Juan Miguel de Veramendi (autor de las primitivas trazas), Juan Correa, Francisco Becerra, Bartolomé Carrión, Juan de Pontones, Bartolomé Montero de Espinoza y Francisco de Cueva, entre otros.

Desde el inicio de la construcción con la colocación de la primera piedra en la Basílica Catedral (1560) hasta nuestros días, la Catedral ha sufrido sismos importantes que han provocado inclusive colapso parcial de sus estructuras.

El sismo del 31 de marzo de 1650 prácticamente destruyó la ciudad del Cusco. La Catedral, en pleno proceso constructivo, resistió en pie, pero sufrió daños en su estructura, deplomándose 17 arcos aún sin bóvedas y una bóveda de crucería detrás del altar mayor. A pesar de estos daños, la Catedral fue uno de los pocos edificios que en alguna medida resistió.



Figura 2. Lienzo denominado *“Panorama de Monroy”* (Catedral del Cusco) que muestra los daños del sismo del 31 de marzo de 1650

Es sabido que el terremoto de 1650 separó dos etapas en la arquitectura virreinal de la ciudad del Cusco. En la etapa predominantemente renacentista, anterior al terremoto, prevalecieron en las iglesias cuzqueñas los campanarios de espadaña; otros en cambio, serían sustituidos por las torres cuadradas de nueva construcción iniciadas en la Catedral y en nuevas iglesias como las de La Compañía, San Sebastián, San Pedro y Belén.

Finalmente, la intensa labor desarrollada por Fr. Juan Alonso de Ocón permitió dar el impulso final a los trabajos, lográndose en julio de 1654 la culminación de la Catedral. Es así como, el 19 de agosto de 1668, después de 108 años, fue consagrada la Basílica en solemne ceremonia presidida por el obispo D. Bernardo de Izaguirre.

El conjunto de la Basílica Catedral fue completado posteriormente con la construcción de las Iglesias del Triunfo (1732) y de la Sagrada Familia (1735).

Un fuerte sismo ocurrido el 21 de mayo de 1950 produjo daños considerables en las torres, fachada principal y bóvedas de la Catedral. En 1951 se iniciaron los trabajos de



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

restauración de la Catedral, auspiciados por el gobierno español. Se atendieron principalmente los dos campanarios, muros exteriores e interiores y las bóvedas. Los trabajos se concluyeron en 1953.

Un nuevo sismo, ocurrido el 5 de abril de 1986, volvió a comprometer las bóvedas y campanarios. El campanario de la torre de la Epístola fue intervenido entre 1987 y 1989. Sin embargo, la falta de presupuesto impidió continuar los trabajos en la otra torre.

Finalmente, el sismo del 9 de julio de 1991 agravó los daños existentes en el campanario del Evangelio. Debido a la situación crítica del campanario quedaron definitivamente en silencio sus campanas en prevención de aumentar con su vibración los daños existentes.

En marzo de 1993, el Arzobispado del Cusco, el Instituto Nacional de Cultura-Cusco, la Municipalidad del Qosqo y el Gobierno de la Región Inka solicitaron apoyo internacional para realizar obras de restauración en la Catedral del Cusco. En marzo de 1994 se firma el convenio de cooperación con la Embajada de la República Federal de Alemania en el Perú y con la Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI) para la restauración del campanario de la torre del Evangelio. En mayo de 1994, se iniciaron los trabajos de restauración en la torre. Los trabajos se culminaron en junio de 1995.

### 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El actual conjunto de la Catedral del Cusco esta constituido por tres iglesias: la Basílica Catedral propiamente dicha y las iglesias del Triunfo (Templo) y de la Sagrada Familia, ubicadas a ambos lados de la Catedral (Figura 4.1).

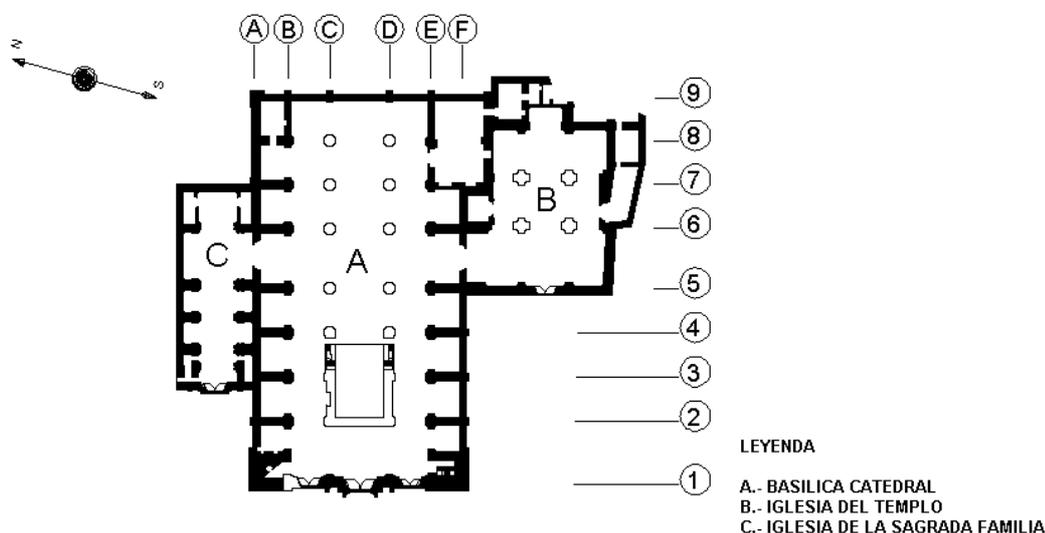


Figura 3. Planta Principal de la Catedral

La Basílica Catedral es una construcción de clara inspiración española. Su planta se inscribe en un rectángulo (86 x 46 m). En el crucero se abren dos grandes puertas que comunican con las iglesias laterales.

Las tres naves están delimitadas por catorce grandes pilares monumentales de orden toscano con pilastras adosadas a cada uno de los lados.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

Desde un punto de vista arquitectónico, la Catedral ha aportado elementos que se han retomado en muchos edificios religiosos del Sur del Perú y de la Región del Collao como el modelo de campanario, con sus vanos característicos, y el frontón curvo partido de la portada.

La estructura de la Catedral muestra una gran solidez con una gran sección en sus muros que varían desde 1.60 m de espesor en el interior hasta 2.00 m en las fachadas. Se aprecian contrafuertes bien equilibrados en los muros de las capillas laterales. Existe un sistema de canales para drenar el subsuelo arcilloso del agua procedente del “puquio” (manantial de agua), cuyas filtraciones dificultaban gravemente los trabajos de cimentación.

De la Serna y Carrillo (1996) indican que existen dos factores que influyen en mayor o menor gravedad los daños sísmicos en los edificios de la ciudad del Cusco, entre ellos la Catedral: la condición local de sitio (suelo) y el tipo de estructura arquitectónica.

Según el arquitecto Paulo O. D. De Azevedo, la zona de mayor riesgo sísmico se encuentra entre los ríos Tullumayo y Chunchullmayo por la poca resistencia del suelo de aluvión. El tipo de estructura arquitectónica es un segundo factor de orden técnico.

Finalmente, una de las causas del mayor deterioro de la Catedral del Cusco es la falta de una adecuada conservación, la antigüedad de los materiales utilizados y las acciones climáticas del medio.

#### **4. CONDICIONES DE SITIO**

El estudio de mecánica de suelos realizado como parte del estudio incluyó la ejecución de 4 calicatas al interior de la Catedral, ensayos de penetración dinámica DPL y la auscultación de las cimentaciones de pilares adyacentes a las calicatas C-2, C-3 y C-4. De las calicatas se extrajeron muestras alteradas e inalteradas para realizar ensayos de clasificación y de resistencia del suelo.

Se ha determinado que el suelo presenta una primera capa de relleno contaminado de matriz limo arcillosa arenosa y con gran cantidad de restos óseos. El espesor de este relleno es de 2 metros. Subyacen al relleno suelos finos conformados por limos de baja plasticidad con arcilla (ML) y arcillas limosas de baja plasticidad con arena y gravillas (CL-ML), variando su consistencia de media a rígida. En las calicatas este estrato se encontró hasta 3.80 m, sin embargo de acuerdo a la investigación del penetrómetro este estrato estaría llegando hasta 4.60 metros.

Por debajo del suelo fino se presenta un suelo de mejor calidad, posiblemente conformado por una arena gravosa semicompacta, ya que el penetrómetro dinámico ingresó al terreno con mucha dificultad ( $N \gg 50$  golpes/10 cm).

No se encontró el nivel freático en las calicatas excavadas; sin embargo se han presentado filtraciones en las calicatas C-1, C-2 y C-4. Por ello, es necesario hacer una evaluación del drenaje y del estado de los colectores en la Catedral.

De la auscultación dinámica realizada, se ha constatado que la profundidad de cimentación de los pilares de la edificación está por debajo de 5.15 metros de profundidad, en suelo competente. La capacidad admisible del terreno fue estimada como mayor que  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

Se concluye que los pilares de la Catedral se encuentran cimentados en un terreno apropiado conformado por una arena gravosa en estado semicompacto y que los asentamientos elásticos fueron producidos durante la etapa de la construcción, no teniendo relación directa con los daños observados.

## 5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

El material estructural predominante en la catedral es la piedra. Las caras visibles tienen una mampostería con aparejo, es decir, organizada. En zonas no visibles y sometidas a esfuerzos menos importantes se empleó un conglomerado de piedra sin labrar, de forma irregular, en una matriz de mortero. Este conglomerado tiene mucho menor resistencia que la mampostería con aparejo. Cabe anotar que los arcos y bóvedas tienen una diversidad de materiales y hay evidencias de que han sido reconstruidos modificando en parte las características originales.

En la selección del tipo de piedra debieron intervenir, por un lado, consideraciones de resistencia frente a acciones mecánicas y de durabilidad, y de otro lado, se tuvo que tener en cuenta la facilidad de trabajar la piedra para darle la forma y las dimensiones deseadas. Es evidente que se tuvo que hacer un compromiso, seleccionando un material de resistencia intermedia. Aunque no fue factible realizar ensayos con muestras de distintas partes de la estructura, sí se observa un material más poroso, de menor densidad y resistencia, en los elementos ubicados en la parte superior y particularmente en los elementos más labrados.

Para cuantificar la resistencia y la rigidez de la piedra empleada se realizaron ensayos de compresión con probetas cilíndricas con diámetros de 5 cm y de 9 cm.

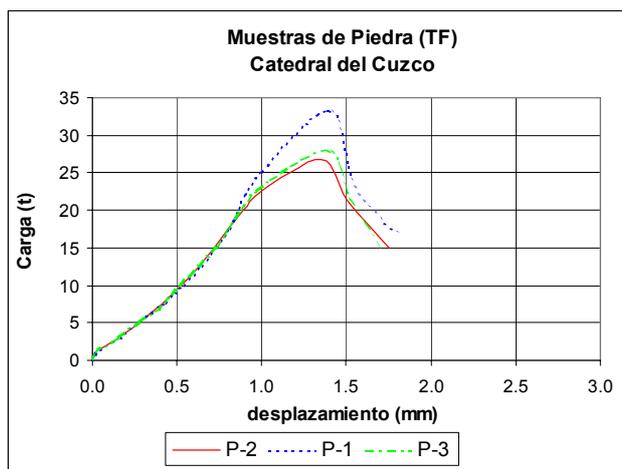


Figura 4. Resultados de Muestras de Piedra

La Figura 4 muestra curvas fuerza deformación obtenidas de ensayos de especímenes de piedra enviados por el Arzobispado. La forma de falla de las probetas sometidas a compresión es típicamente por tracción en dirección transversal. Al aplicar esfuerzos relativamente bajos, del orden de 30% a 50% de la resistencia, se observan las primeras fisuras longitudinales. Éstas se propagan a medida que se incrementan los esfuerzos, dando lugar a un incremento de grietas en la dirección axial y la posterior apertura de las grietas por las tracciones transversales.

Mediante regresión con los resultados de ensayos de las muestras de piedra se obtuvo una resistencia a la compresión de  $450 \text{ kg/cm}^2$  (45 MPa) y un módulo de elasticidad de  $194000 \text{ kg/cm}^2$  (19400 MPa). La densidad de este material es del orden de  $2.2 \text{ g/cm}^3$ .

Los pilares de la catedral están formados por una sección cajón de mampostería de piedra y un relleno con material diverso a manera de confite. Para este material de relleno se obtuvo una densidad del orden de  $1.76 \text{ g/cm}^3$ . La resistencia a la



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

compresión resultó  $10.9 \text{ kg/cm}^2$  (1.09 MPa). A partir de los resultados en el rango elástico, se obtuvo un módulo de elasticidad de  $6270 \text{ kg/cm}^2$  (627 MPa).

Asimismo, se realizaron ensayos de muestras del relleno de las bóvedas. En este caso se obtuvo una densidad del orden de  $1.76 \text{ g/cm}^3$ . Mediante una serie de ensayos se determinó un valor promedio de la resistencia a la compresión de las muestras, que resultó del orden de  $5.8 \text{ kg/cm}^2$  (0.58 MPa). Mediante una regresión de los resultados en su rango elástico se determinó un módulo de elasticidad de  $3480 \text{ kg/cm}^2$  (348 MPa).

Sobre la base de la información encontrada para otros casos análogos, la resistencia a la tracción en estos materiales puede suponerse del orden de un décimo de aquella en compresión.

Todos los valores antes presentados son apenas una referencia inicial, ya que no se ha controlado la extracción de las muestras y no se tiene un número suficiente de repeticiones como para poder establecer intervalos de confianza.

Los valores antes mencionados corresponden a probetas pequeñas. Los esfuerzos máximos en los elementos estructurales son por lo general significativamente menores. Esto se debe a diversos factores, como el "efecto de tamaño". En elementos de mayor tamaño es mayor la probabilidad de ocurrencia de imperfecciones, que son puntos débiles donde se inicia la falla. Estas imperfecciones pueden ser muy importantes si se presentan en las zonas de contacto entre distintos bloques.

Para unir las piedras, en la construcción original, se empleó un mortero, posiblemente de cal y arena. La resistencia del mortero es típicamente muy inferior a la de la piedra, por lo que en conjunto la mampostería de piedra unida con mortero es menos resistente que la piedra misma, aunque más resistente que el mortero. Algunas características del mortero de cal y arena resultan más bien favorables. Los procesos químicos por los que un mortero de este tipo adquiere resistencia ocurren lentamente. Esto permite a la estructura adaptarse a los posibles asentamientos del suelo en la etapa inicial, sin que se induzcan grandes esfuerzos. A esto debe agregarse el mayor flujo plástico del mortero, lo que contribuye a reducir los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas.

En los trabajos de reparación se emplearon dos tipos de mezclas: una de cemento, mortero, arcilla con dosificación 1:3:1 y otro de cemento, mortero con dosificación 1:3, usándose en ambos casos un mortero de proporción 1 de cal y 3 de arena. Sobre la base de las muestras proporcionadas por el Arzobispado, se hicieron ensayos que dieron una resistencia a la compresión de  $80.7 \text{ kg/cm}^2$  (8 MPa) (para la dosificación 1:3:1) y de  $65 \text{ kg/cm}^2$  (6.5 MPa) (para la dosificación 1:3).

Comparativamente a los morteros de cal, aquellos de cemento Portland tienen resistencias muy superiores ( $340 \text{ kg/cm}^2$  en dosificación cemento arena 1:3), mucho mayor módulo de elasticidad y endurecimiento más rápido. Sin embargo, no deben usarse en trabajos de reparación, puesto que pueden dar lugar a zonas más rígidas, en las que se producirían concentraciones de esfuerzos.

De los resultados obtenidos del mortero usado en la reparación, se observa que los valores de resistencia son del orden de 1/3 de la resistencia del mortero convencional, lo que no ocasionaría cambios significativos en la rigidez inicial.

## **6. DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS**

Durante la inspección realizada en los primeros días de diciembre del 2001 no se observaron daños significativos en los muros perimetrales e interiores, así como en los



pilares interiores de la iglesia del Triunfo. Por otro lado, las torres y los domos de la Basílica Catedral han sido restaurados recientemente y se observan en buen estado.

Los daños más relevantes se encuentran en los pilares centrales de la Catedral. Es importante resaltar que la apreciación se basa en observaciones de la parte externa, visible, de los elementos. Estos daños incluyen:

- Fisuramiento vertical en algunos bloques de piedra, posiblemente debido a esfuerzos excesivos ocurridos por sismos en el pasado.
- Despostillamiento en los bordes algunos bloques. Esto tiene su origen en concentraciones de esfuerzo relacionadas con la irregularidad de las superficies de bloques en contacto y con el flujo plástico del mortero.
- Desplazamiento horizontal de algunos bloques, como resultado del empuje del material de relleno. En algunos casos se observa también un desprendimiento parcial del mortero vertical de unión de las piedras.
- Evidencias de trabajos de reparación (posible sustitución de algunos bloques, con distinta coloración, resanes en el mortero).

## 7. MODELOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En las últimas décadas se han hecho importantes avances en las técnicas de análisis. Aún así, la preparación de un modelo analítico para estructuras tales como la Catedral del Cuzco presenta algunas dificultades. La geometría es más elaborada que en las estructuras aporricadas modernas y en muchos casos se hace difícil distinguir entre elementos de carácter estructural y aquellos que tienen una función más decorativa. No siempre es factible obtener testigos de todos los materiales empleados. En consecuencia, la información relativa a las propiedades de los materiales es imperfecta. En general, los procedimientos tradicionales de análisis lineal permiten apenas tener una idea aproximada del estado de esfuerzos debido a las cargas gravitacionales. Para acciones sísmicas el objetivo es apenas lograr una comprensión cualitativa del comportamiento de la estructura.

Para este estudio se plantearon tres distintos modelos de elementos finitos, que fueron procesados con el programa SAP2000:

### *Modelo de un pilar aislado*

Este modelo, con 5755 elementos sólidos y más de 22 000 grados de libertad, se empleó para estudiar la distribución de esfuerzos en los pilares, para distintas razones de módulos de elasticidad entre el revestimiento exterior y el núcleo. Adicionalmente, este modelo permitió establecer equivalencias para reemplazar cada pilar por un simple elemento de barra en el modelo global.

### *Modelo de un módulo de pilar, arcos y bóvedas*

Se consideró un sector de la estructura delimitado por los planos de simetría de las cuatro bóvedas adyacentes a uno de los pilares más cargados. El modelo incluyó 23 364 elementos sólidos con aproximadamente 80 000 grados de libertad. Se empleó este modelo para estudiar la interacción entre pilares y arcos, e igualmente para establecer un equivalente, más simple, a ser usado en el modelo global.

### *Modelo Global de la Catedral en 3D*

No siendo posible hacer un modelo de la estructura completa con el mismo nivel de detalle considerado en los dos casos antes mencionados, se sustituyeron las diversas componentes por un total de 273 elementos de barra y 25,106 elementos de cáscara. El modelo involucró más de 145,600 grados de libertad. Este modelo permitió observar



la distribución de esfuerzos debidos a acciones de sismo, las deformaciones de los arcos y elementos de bóveda, su poca capacidad para transferir las fuerzas de inercia a los muros, y otros aspectos del comportamiento de la estructura en conjunto.

## 8. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

En lo que se refiere a las acciones sísmicas se consideró de manera referencial lo estipulado en la norma de Diseño Sismorresistente NTE.030 vigente (1997), la cual no considera como categoría de las edificaciones a los monumentos históricos. A fin de estimar el nivel de aceleración sísmica esperada en la estructura, se usaron los siguientes parámetros descritos en dicha norma:

*Zonificación Sísmica:* El departamento del Cusco se encuentra en la Zona Sísmica 2, correspondiendo esto a una sismicidad media con un factor de zona  $Z = 0.3g$ .

*Categoría de las Edificaciones:* Se ha supuesto que la estructura es de categoría B debido al patrimonio valioso en su interior y la gran cantidad de personas que concentra. Según esta clasificación, a esta categoría le corresponde  $U = 1.3$ .

*Tipo de suelo y período predominante:* De acuerdo al estudio de suelos realizado, el suelo corresponde a un perfil tipo  $S_2$ , con un período característico  $T_p = 0.6$  s y un factor de suelo de  $S = 1.2$ .

*Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica R:* La configuración estructural básica es de muros de corte, arcos y pilares de mampostería de piedra. Este caso no está específicamente tratado en la norma vigente. Los elementos sismorresistentes no son capaces de tomar esfuerzos de tracción debido a que la unión de las unidades de piedra esta compuesta con un mortero de tierra. En general tienen escasa ductilidad, por lo que se considera apropiado un valor de  $R = 1$ .

*Espectro de Seudo Aceleraciones:* Para el análisis dinámico se empleó el espectro de pseudo aceleraciones definido según la norma E030 (1997).

## 9. MODELO DE UN PILAR AISLADO

La Figura 5a muestra el modelo empleado para el estudio de un pilar aislado.

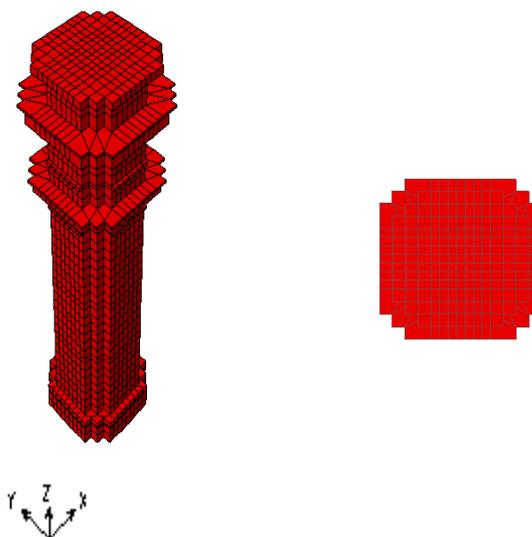


Figura 5a. Modelo de un Pilar Aislado .

La sección transversal típica se muestra en la Figura 5b. La zona perimetral está conformada por bloques de piedra cuidadosamente tallada, mientras que el núcleo es un conglomerado de muy inferior calidad estructural y evidentemente de mucho menor costo. La decisión de colocar el mejor material en la superficie fue correcta, no solo desde el punto de vista estético sino también por consideraciones estructurales.

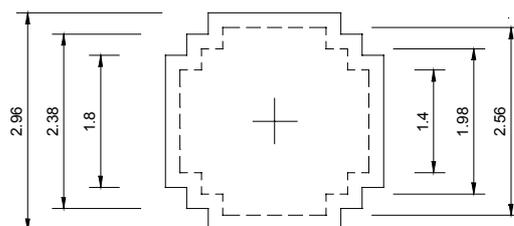


Figura 5b. Sección Transversal Típica de un Pilar.

En la Figura 6 se muestra la distribución de esfuerzos verticales al imponer a la columna una deformación axial uniforme. Estos resultados corresponden a la hipótesis de un módulo de elasticidad del conglomerado de relleno del orden de 1/30 de aquel de la piedra perimetral.

La razón 1/30 es la obtenida con los resultados experimentales y en consecuencia se considera el valor más probable. Aún en el caso en que la razón de módulos es 1/3 se obtienen resultados similares: La mayor parte de la fuerza vertical es tomada por el revestimiento de piedra (es decir, por la mampostería con aparejo), prácticamente en proporción a su módulo de elasticidad. Sólo se observan tracciones localizadas, poco importantes, en las cornisas y en el pedestal.

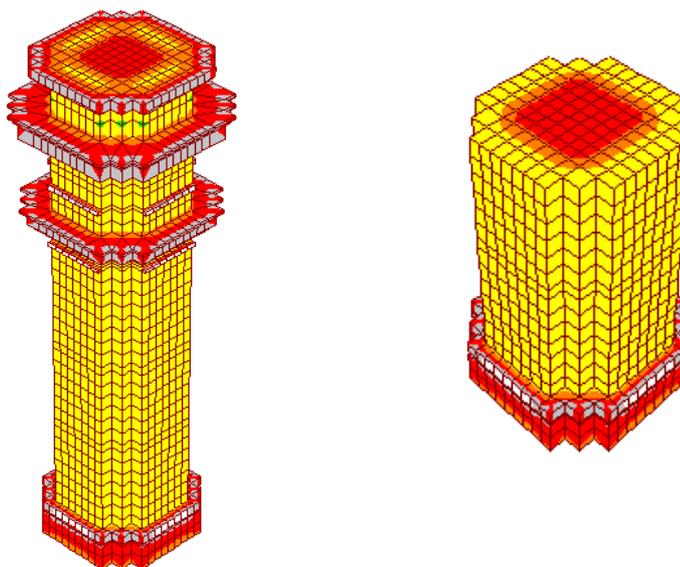


Figura 6. Esfuerzos Verticales Debidos a Deformación Axial Uniforme

Los esfuerzos horizontales son (para el caso de deformación axial uniforme) de menor magnitud. En la Figura 7 se muestran los esfuerzos normales en dirección horizontal, en la cara exterior y en una sección central. En la zona central de la columna se

observan tracciones. En cambio, las zonas adyacentes al pedestal y a las cornisas en la parte superior están comprimidas. Esto se explica por la restricción al desplazamiento transversal. Además de su función estética, las cornisas tienen también algún efecto en el comportamiento estructural.

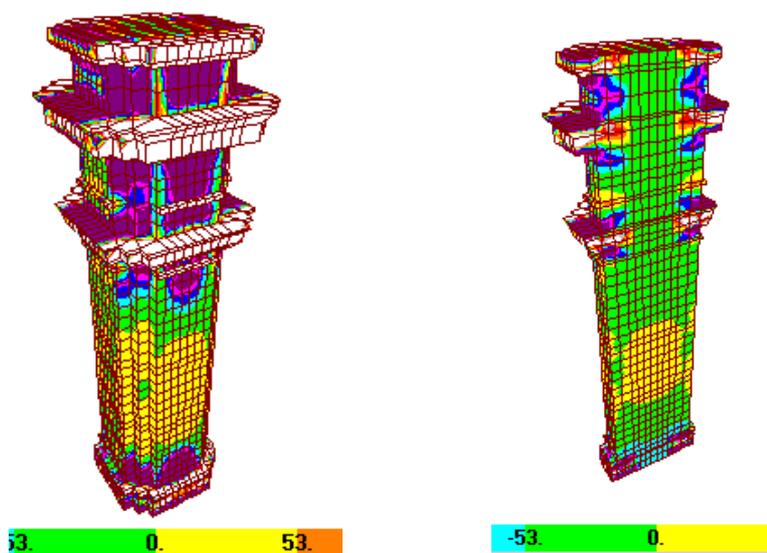


Figura 7. Esfuerzos Horizontales en el Pilar

En la Figura 8 se muestran los esfuerzos normales verticales y horizontales (todos en MPa) que resultan al imponer en la parte superior del pilar un desplazamiento horizontal, sin restringir las otras componentes de desplazamiento.

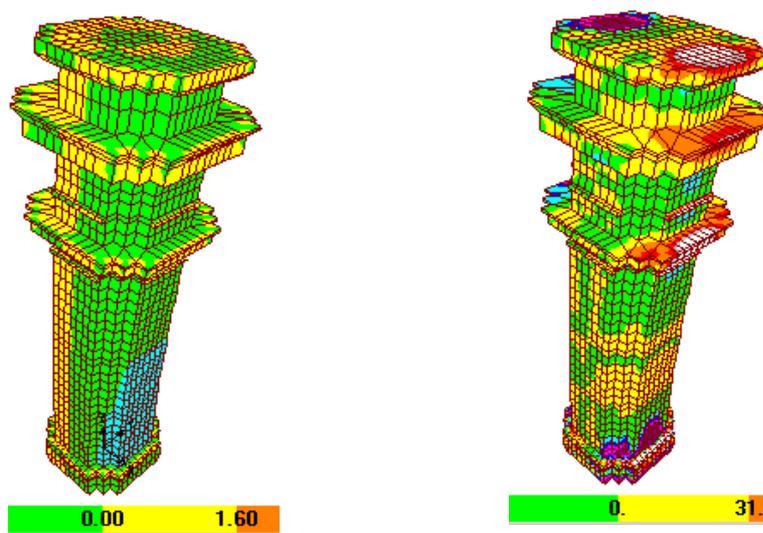


Figura 8 Esfuerzos verticales (a la izquierda) y horizontales (a la derecha) al imponer un desplazamiento horizontal en la parte superior del pilar.

Estando la columna en voladizo, los momentos flectores y los correspondientes esfuerzos verticales son mayores en la base. Como era de esperarse, los esfuerzos en el núcleo son menores que aquellos en la superficie de mampostería organizada. Los esfuerzos horizontales son en este caso poco importantes, aún teniendo en cuenta la pequeña capacidad del material a la tracción.

En la Figura 9 se muestran los correspondientes esfuerzos cortantes. En las caras normales a la dirección del desplazamiento se producen esfuerzos pequeños y casi constantes; en cambio, en las caras paralelas a la dirección de desplazamiento el esfuerzo cortante tiene una distribución similar a la que podría observarse en una sección rectangular. Los esfuerzos en el núcleo son menores que aquellos en las caras, aunque no en la proporción que podría esperarse por la razón de módulos.

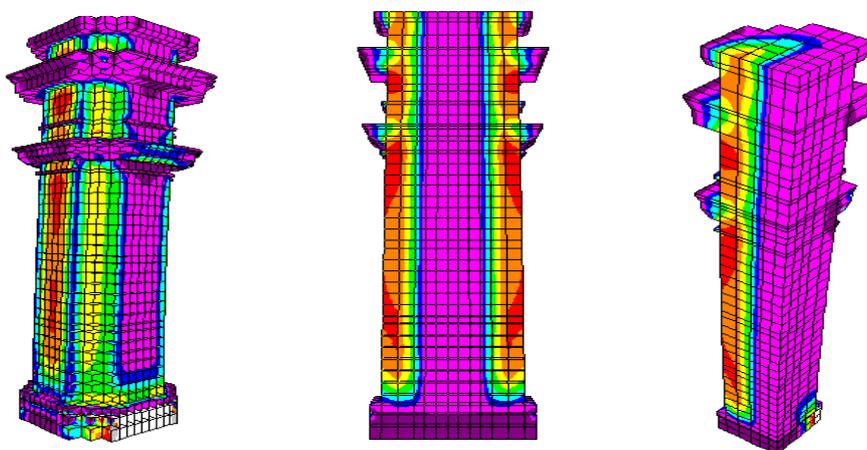


Figura 9. Esfuerzos de Corte en la dirección perpendicular al desplazamiento.

#### 10. MODELO DE UN MÓDULO DE PILAR, ARCOS Y BÓVEDAS

Para estudiar la distribución de esfuerzos en un módulo típico de columnas, arcos y bóvedas, se empleó un modelo de elementos finitos isoparamétricos hexahédricos, que se muestra en la Figura 10.

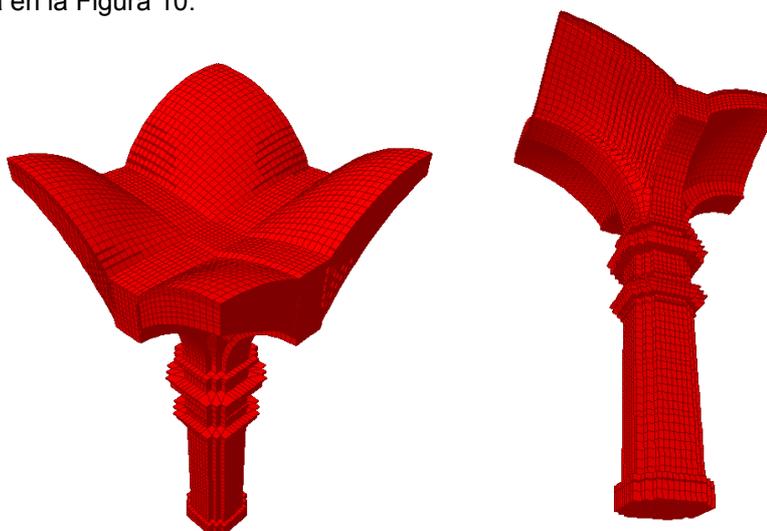


Figura 10. Vista tridimensional del modelo de pilar, arcos y bóvedas.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

El modelo corresponde a un módulo típico de las columnas más cargadas, delimitado por planos verticales al centro de cada una de las cuatro bóvedas adyacentes. Según el estado de cargas considerado, se supusieron condiciones de simetría o de antisimetría respecto a estos planos.

*Resultados para Cargas de Gravedad*

Para cargas gravitatorias se supuso que los nudos en los planos de simetría no tienen desplazamientos en dirección perpendicular a dichos planos. Dada la gran área de las columnas, el esfuerzo vertical promedio debido a las cargas de aplicación permanente es muy bajo. Suponiendo una razón de módulos de  $1/30$ , los esfuerzos de compresión en la mampostería con aparejo son menores que  $1,7$  MPa, es decir,  $1/10$  de la resistencia obtenida en una probeta pequeña. Se observan pequeñas tracciones en las cornisas. El núcleo interior tiene esfuerzos verticales inferiores a  $0,25$  MPa. Esto es suponiendo que no se dan concentraciones de esfuerzo como resultados de imperfecciones en las caras de contacto entre bloques.

Los esfuerzos normales en dirección horizontal son de tracción en la porción central del pilar, mientras que en las regiones cercanas al pedestal y a las cornisas de la parte superior de la columna predominan las compresiones. En todos los casos los esfuerzos normales en dirección horizontal son poco importantes; no exceden de  $0,1$  MPa. Más importantes son los esfuerzos normales en dirección horizontal en arcos y bóvedas. Se tienen tracciones del orden de  $0,1$  MPa en la parte superior de los arcos, sobre el eje de apoyo y compresiones de hasta  $0,75$  MPa. En la parte superior de las bóvedas se tienen compresiones mayores que  $0,1$  MPa.

Los esfuerzos cortantes debidos a cargas de gravedad se muestran en la Figura 11. Los mayores valores se presentan en los arranques de los arcos, no excediendo de  $0,6$  MPa.

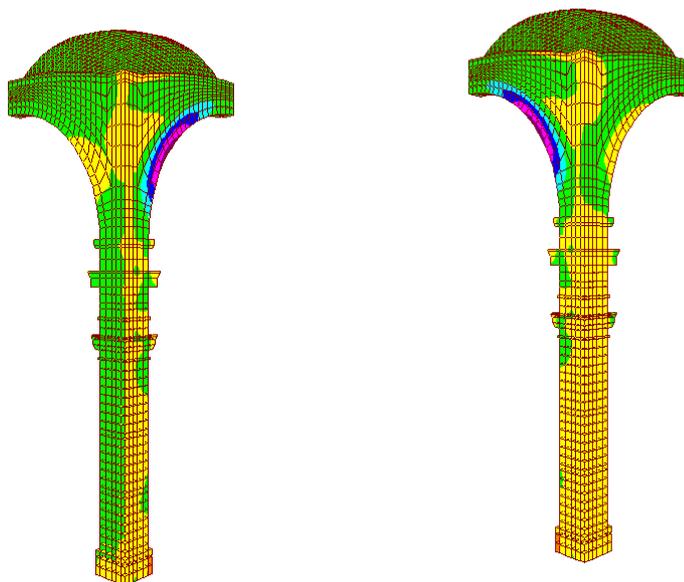


Figura 11. Esfuerzos de corte XZ e YZ

Los arcos y bóvedas tienen las formas y dimensiones apropiadas para resistir las cargas de gravedad con un material capaz de resistir compresiones importantes y tracciones comparativamente pequeñas.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

A pesar de tratarse de una estructura pesada, los esfuerzos debidos a las cargas verticales son poco importantes en comparación con la resistencia. La resistencia obtenida para la piedra es del orden de 45 MPa. Probablemente el mortero tiene una resistencia en el rango entre 6.5 y 8 MPa. Para la mampostería ordenada en la cara de los pilares debe tenerse una resistencia superior a la del mortero, y en consecuencia el esfuerzo admisible es mayor que el máximo esfuerzo vertical aplicado.

*Resultados para Acciones de Sismo*

Para cargas sísmicas en una dirección principal se mantuvieron las condiciones de simetría en los planos paralelos a la acción sísmica, mientras que se impidió el desplazamiento vertical de los nudos en los dos planos perpendicularmente a la acción sísmica.

Los efectos de sismo evaluados con el modelo de un módulo de columna, arcos y bóvedas son algo mayores que los que se dan en la estructura real. A pesar de la relativa flexibilidad y la poca capacidad de las bóvedas para actuar como diafragmas, una fracción de las fuerzas de inercia debe transferirse a los muros mediante las bóvedas. Por lo tanto, los estimados a los que se hace referencia en los párrafos siguientes son conservadores.

Los mayores esfuerzos normales en dirección vertical se observan en la base de la columna, inmediatamente por encima del pedestal. En esta zona, los esfuerzos verticales debidos al sismo de diseño superan los 28 MPa, lo que es ciertamente mayor que el esfuerzo máximo que podría resistir la mampostería de piedra y mortero, la estructura no podría soportar un sismo como el especificado por la norma vigente. La experiencia con sismos pasados demuestra que aún con eventos de menor intensidad que el sismo de diseño pueden producirse esfuerzos verticales excesivos.

También son importantes los esfuerzos verticales inmediatamente por encima de las cornisas de la columna, aunque no superan los 12,5 MPa.

Como en otros casos, se observa que el material del núcleo de las columnas está sometido a esfuerzos bajos. En las zonas con mayor esfuerzo vertical el material del núcleo ejerce un empuje lateral sobre la piedra perimetral, que resulta traccionada horizontalmente. Estas tracciones tienden a separar los bloques de piedra, perdiéndose el confinamiento.

Los esfuerzos normales máximos en dirección horizontal se producen en los arcos. El sismo de diseño originaría esfuerzos de tracción o de compresión de hasta aproximadamente 8 MPa.

Las tracciones superan largamente las compresiones preexistentes debidas a cargas de gravedad. En las bóvedas los esfuerzos normales máximos en dirección horizontal son del orden de 2 MPa, en tracción o en compresión. Las tracciones máximas superan también en este caso la capacidad del material.

La distribución de esfuerzos cortantes es similar a la que se tendría en una sección cajón sin relleno. En las Figuras 9.12 a 9.15 se muestran los esfuerzos cortantes en las caras exteriores y en los planos centrales. Los esfuerzos cortantes más importantes en la columna se producen en las caras paralelas a la dirección de la acción sísmica. El esfuerzo máximo es del orden de 3 MPa. En las caras perpendiculares a la dirección de la acción sísmica y en el núcleo de la columna los esfuerzos cortantes son menores que 0,5 MPa. Los mayores esfuerzos cortantes se producen en los arranques de los arcos ubicados en la dirección de la acción sísmica. En este caso se tienen esfuerzos de hasta 6,5 MPa (aproximadamente 65 kg/cm<sup>2</sup>). Estos esfuerzos superan también la resistencia del mortero frente a fuerzas cortantes.

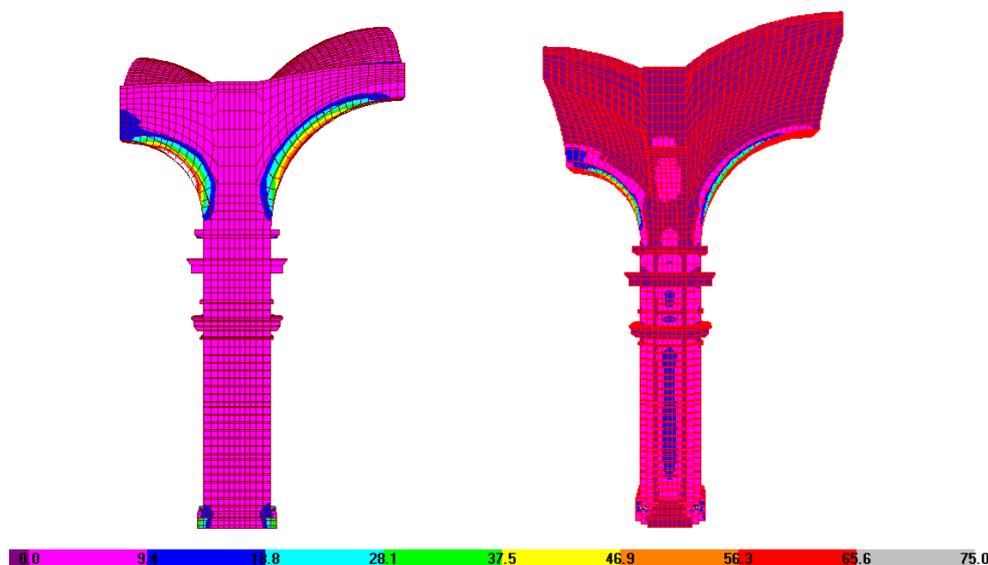


Figura 12. Esfuerzos de corte XZ debidos a la acción del sismo [0-75] kgf/cm<sup>2</sup>.

## 11. MODELO TRIDIMENSIONAL DEL CONJUNTO

El modelo de elementos finitos que se muestra en las Figuras 13 y 14 fue planteado para estudiar el comportamiento sísmico del conjunto de la Catedral y las edificaciones adyacentes. Las dimensiones fueron obtenidas de planos proporcionados por el arzobispado del Cusco, complementándose la información con mediciones in situ.

El modelo es muy útil para un estudio cualitativo, pero no debe considerarse como una representación matemáticamente exacta de la estructura, ya que la información disponible no es completa. Las pocas muestras de materiales que ha sido posible ensayar proporcionan apenas un panorama preliminar respecto a las propiedades físicas y mecánicas. En algunos casos, como en los muros, no se tiene una medida precisa de los espesores de los distintos materiales. También hay cierta imprecisión en las dimensiones de elementos en zonas de difícil acceso.

La mayor parte de los elementos finitos empleados son tipo cáscara, con acciones de membrana y de flexión. El modelo tiene 25106 de tales elementos y 273 elementos tipo barra. En total tiene 24 949 nudos y 149 694 grados de libertad.

Los pilares de la catedral fueron representados con elementos tipo barra. Las características geométricas y elásticas de la sección transversal de los pilares se obtuvieron compatibilizando los esfuerzos y deformaciones con los obtenidos del modelo con elementos finitos tridimensionales de la columna aislada.

Los muros fueron considerados como elementos tipo cáscara con un único material y un espesor equivalente. 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.

Las cúpulas se modelaron con elementos finitos tipo cáscara, cuyo espesor fue calculado inicialmente sobre la base de compatibilizar los desplazamientos verticales del modelo de cáscara con aquellos del modelo con elementos finitos tridimensionales. En cada caso, se usaron dos distintos espesores, para acciones de membrana y para acciones de flexión. Para estudiar las consecuencias de la flexibilidad de las bóvedas, se planteó un modelo alternativo, considerando iguales espesores para las acciones de flexión y de membrana.

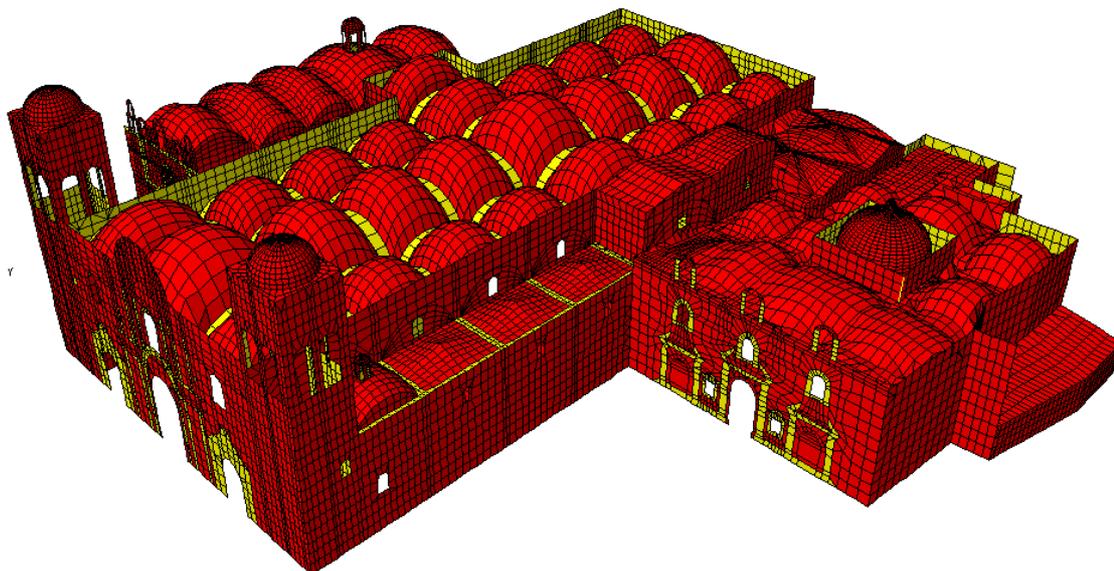


Figura 13. Modelo 3D. En primer plano la Basílica Catedral y la Iglesia del Triunfo.

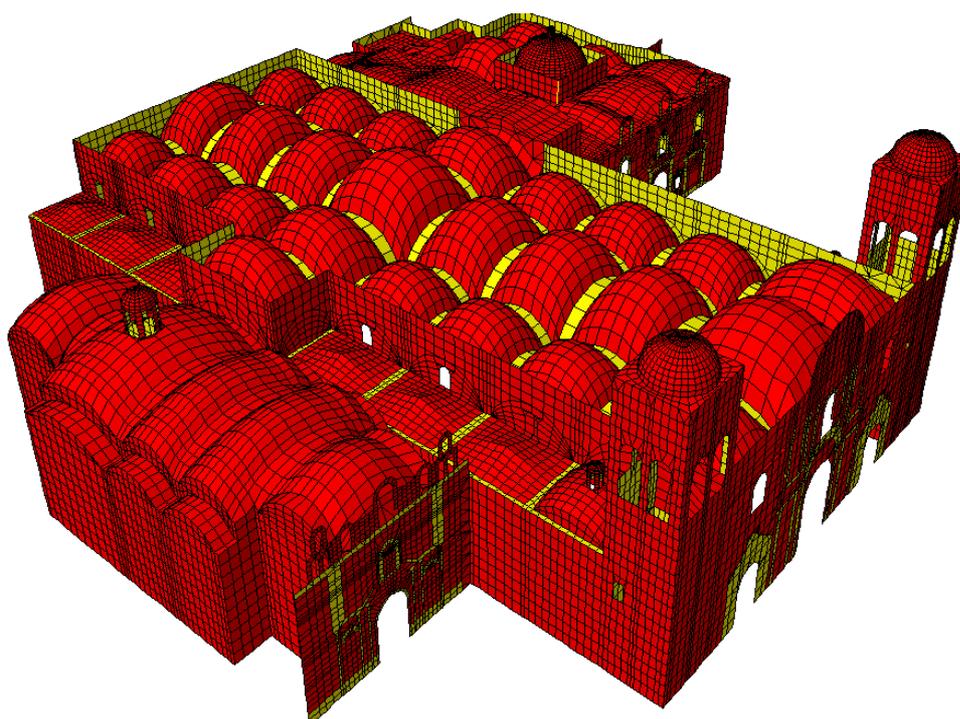


Figura 14. La Basílica Catedral y la Iglesia de la Sagrada Familia.

#### *Períodos Naturales y Modos de Vibración del Modelo 3D*

En la tabla siguiente se indican los períodos naturales para los primeros 12 modos de vibración, así como la importancia de cada modo en el cortante en la base (masa efectiva) para acciones sísmicas en cada dirección.

Períodos Naturales y Masas Efectivas para Cada Modo de Vibración del Modelo

| Modo | Período (s) | % de Masa Efectiva |         |        | % Acumulado |         |        |
|------|-------------|--------------------|---------|--------|-------------|---------|--------|
|      |             | X                  | Y       | Z      | X           | Y       | Z      |
| 1    | 0.216789    | 0.0005             | 11.6831 | 0.0089 | 0.0005      | 11.6831 | 0.0089 |
| 2    | 0.211416    | 2.4773             | 0.0055  | 0.0000 | 2.4778      | 11.6886 | 0.0089 |
| 3    | 0.189473    | 6.7996             | 0.0204  | 0.0001 | 9.2773      | 11.7090 | 0.0090 |
| 4    | 0.183623    | 0.1139             | 0.8377  | 0.0020 | 9.3912      | 12.5467 | 0.0110 |
| 5    | 0.160283    | 0.0167             | 5.0400  | 0.3896 | 9.4079      | 17.5867 | 0.4006 |
| 6    | 0.158138    | 0.2835             | 10.1332 | 0.0552 | 9.6915      | 27.7199 | 0.4558 |
| 7    | 0.157879    | 0.5815             | 0.1032  | 0.1535 | 10.2729     | 27.8231 | 0.6094 |
| 8    | 0.151050    | 0.0430             | 0.0498  | 0.0289 | 10.3159     | 27.8729 | 0.6382 |
| 9    | 0.138378    | 2.3694             | 0.7571  | 0.0311 | 12.6853     | 28.6300 | 0.6694 |
| 10   | 0.137641    | 41.8471            | 0.8942  | 0.0000 | 54.5324     | 29.5242 | 0.6694 |
| 11   | 0.135926    | 1.3759             | 0.3095  | 0.4782 | 55.9083     | 29.8337 | 1.1476 |
| 12   | 0.131317    | 0.4131             | 17.3930 | 0.0433 | 56.3214     | 47.2267 | 1.1909 |

El primer modo de vibración, que se muestra en la Figura 15, es esencialmente en dirección longitudinal (Y). Vibran principalmente las torres y las bóvedas adyacentes a la fachada. Este modo tiene una masa efectiva de 11.6% de la masa total, lo que indica su importancia en la respuesta.

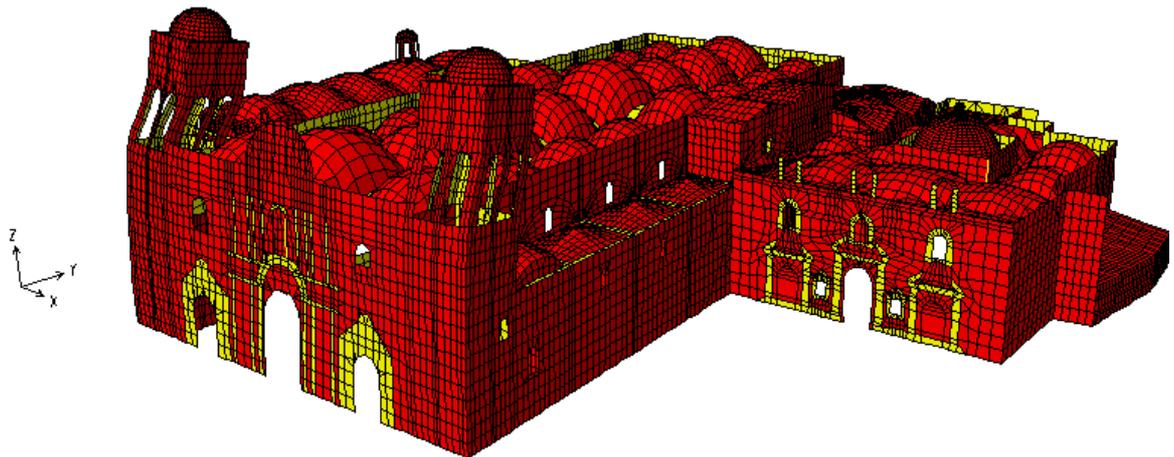


Figura 15. Primer Modo de Vibración ( $T = 0.217$  s).

El segundo modo se relaciona con la vibración del techo de la catedral en dirección transversal (X). En este modo las torres vibran principalmente en dirección longitudinal aunque con componentes de sentido opuesto. La masa efectiva es del orden de 2.47%. Más importante resulta el tercer modo, cuya masa efectiva para la componente de sismo en dirección transversal es aproximadamente 7%.

El cuarto modo se relaciona también con la vibración de las torres en dirección transversal; este modo es poco significativo en la respuesta global. El quinto modo tiene también un carácter local; sus componentes más importantes corresponden a vibraciones verticales de las bóvedas de la iglesia de la Sagrada Familia.

El sexto modo de vibración, que tiene un periodo de 0.15 s, se muestra en la Figura 16. Las componentes más importantes corresponden a la vibración de la estructura principal en dirección longitudinal. La masa efectiva en la dirección Y es 10.1%, similar a la del primer modo.

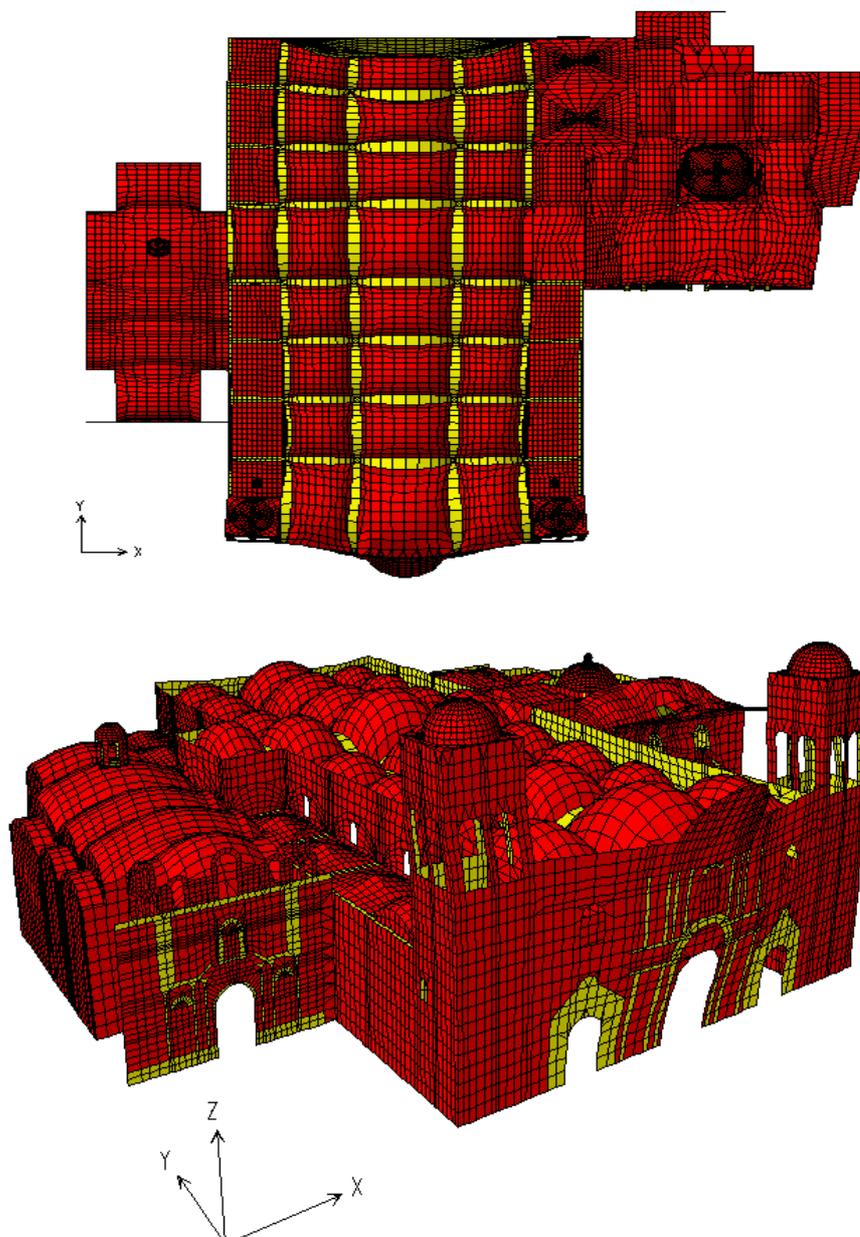


Figura 16. Sexto Modo de Vibración ( $T = 0.15$  s).

Los modos 7, 8 y 9 se relacionan con la deformación local de las bóvedas. Su contribución a la fuerza cortante en la base es pequeña.

El décimo modo es el más importante para la respuesta frente a las componentes de sismo en dirección transversal. Su período es 0.13 s. En este modo vibra casi toda la estructura en la dirección X, como se observa en la Figura 17. Tiene una masa efectiva en la dirección X igual a 41.8% de la masa total.

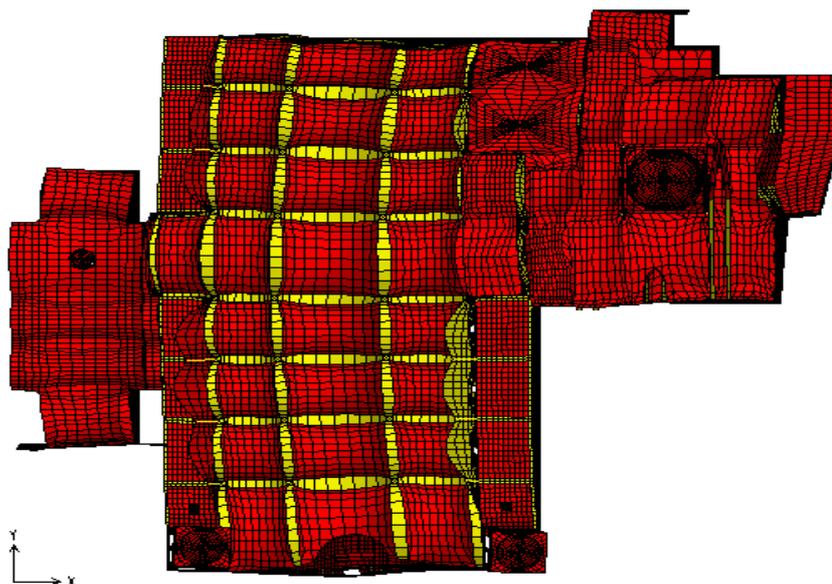


Figura 17. Décimo Modo de Vibración ( $T=0.13$  s).

En el undécimo modo se observa la vibración vertical de las cúpulas en la iglesia de la Sagrada Familia. Este modo es poco significativo en el comportamiento global. Su masa efectiva en dirección X es del orden de 1.7%. En dirección Y la masa efectiva es despreciable.

El duodécimo modo de vibración tiene un periodo de 0.13 s. Vibran las cúpulas de la catedral en dirección longitudinal (Y). Este es el segundo modo en importancia para la componente de sismo en dirección longitudinal, con masa efectiva de 17.4%.

Los modos 13 y 14 corresponden a acortamientos o alargamientos de toda la estructura en dirección transversal. Aún cuando la masa efectiva es pequeña, estos modos resultan importantes para los esfuerzos en las bóvedas.

El modo 15 tiene un periodo de 0.11 s, con un porcentaje de masa efectiva en la dirección longitudinal (Y) de 5.4%. En este modo el edificio principal de la catedral vibra en dirección longitudinal, mientras que ambas estructuras laterales lo hacen en dirección transversal.

Los restantes modos de vibración obtenidos son menos importantes en la respuesta, con excepción de los modos 24, 27 y 30, cuyas masas efectivas en dirección Z son del orden de 19.8%, 25.3% y 26.9% de la masa total, respectivamente. Son modos básicamente de vibración vertical de los arcos y bóvedas de las tres iglesias.

### *Desplazamientos Laterales Debidos a Acciones de Sismo*

La figura siguiente muestra, a escala muy ampliada, los desplazamientos originados por el sismo de diseño actuando en dirección transversal (X). El desplazamiento máximo (en la parte superior de las torres) resulta del orden de 2 cm. En la parte superior de la bóveda ubicada hacia el centro de la catedral, el desplazamiento horizontal máximo es del orden de 8 mm. Es importante observar que en la iglesia de la Sagrada Familia el desplazamiento horizontal máximo es del orden de 6 mm. La diferencia se explica por la deformación de las bóvedas. Aunque se trata de desplazamientos relativos pequeños, los correspondientes esfuerzos son importantes, más aún teniendo en cuenta la escasa capacidad de los materiales, y particularmente del mortero, para resistir tracciones.

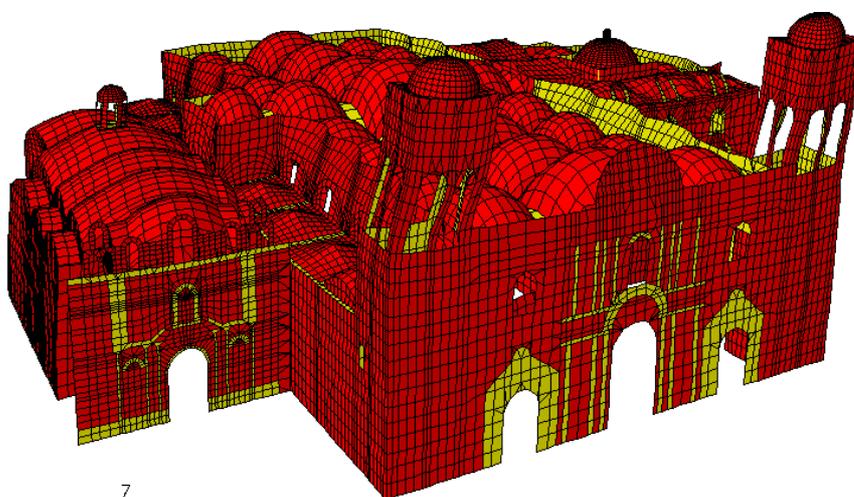


Figura 18. Desplazamientos Originados por el Sismo en Dirección Transversal (X).

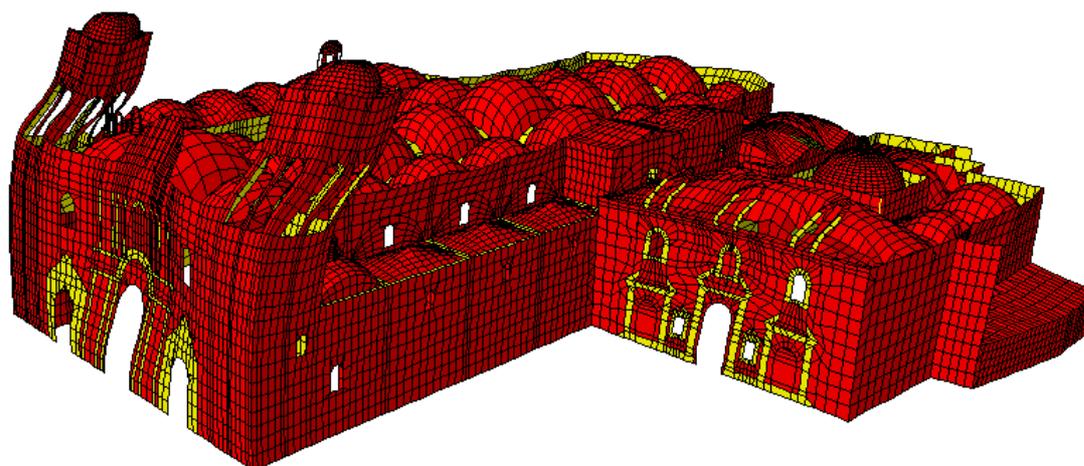


Figura 19. Desplazamientos Originados por el Sismo en Dirección Longitudinal (Y).

La Figura 19 muestra la deformada que resultan al aplicar el sismo de diseño en dirección longitudinal (Y). En este caso también ocurren los desplazamientos máximos en la parte superior de las torres: 2,85 cm. En la parte superior de las bóvedas

ubicadas hacia el centro de la catedral, el desplazamiento horizontal máximo, en dirección longitudinal, resulta del orden de 7 mm, bastante mayor que el desplazamiento horizontal en los dos muros longitudinales, a ambos lados de la catedral, que no supera los 3 mm. En las iglesias laterales se observan desplazamientos horizontales máximos del orden de 4,5 mm.

En resumen, los desplazamientos laterales calculados son pequeños, y no son un problema por sí mismos. Sin embargo, los correspondientes esfuerzos si resultan excesivos, por las razones que se exponen a continuación.

#### *Esfuerzos Debidos al Peso Propio y Debidos a Sismo*

El peso propio produce esfuerzos de compresión moderados en la mayor parte de las bóvedas, con algunas tracciones muy pequeñas en unas pocas zonas. En lo que sigue se supone que las tracciones son positivas y las compresiones negativas. Los valores indicados están en MPa.

La Figura 20 muestra los esfuerzos principales mínimos, es decir, las máximas compresiones debidos al peso propio en el techo de la estructura.

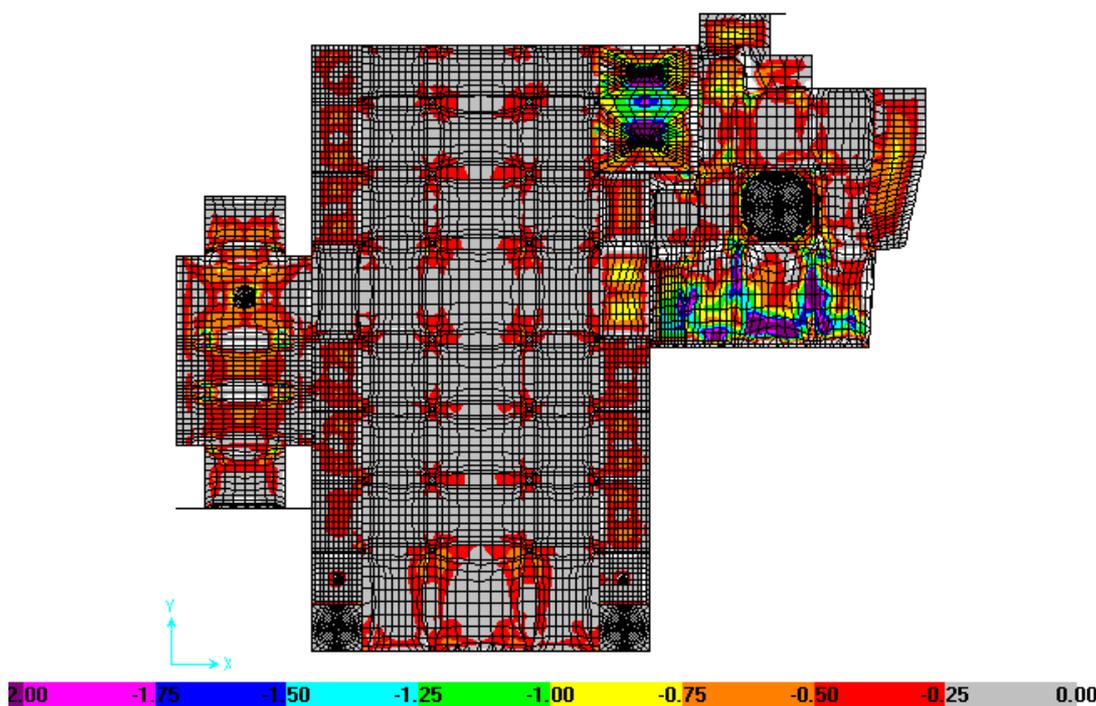


Figura 20. Esfuerzos Principales Mínimos (Compresiones) Debidos a Peso Propio.

Nótese que las compresiones máximas son en la mayor parte de los casos menores que 0,25 MPa. En algunas zonas, en color rojo, las compresiones son del orden de 0,5 MPa (aproximadamente 5 kg/cm<sup>2</sup>).

Los esfuerzos principales máximos debidos a peso propio se muestran en la Figura 21. En la mayor parte de los casos están en el rango entre 0,25 MPa en compresión a 0,25 MPa en tracción.

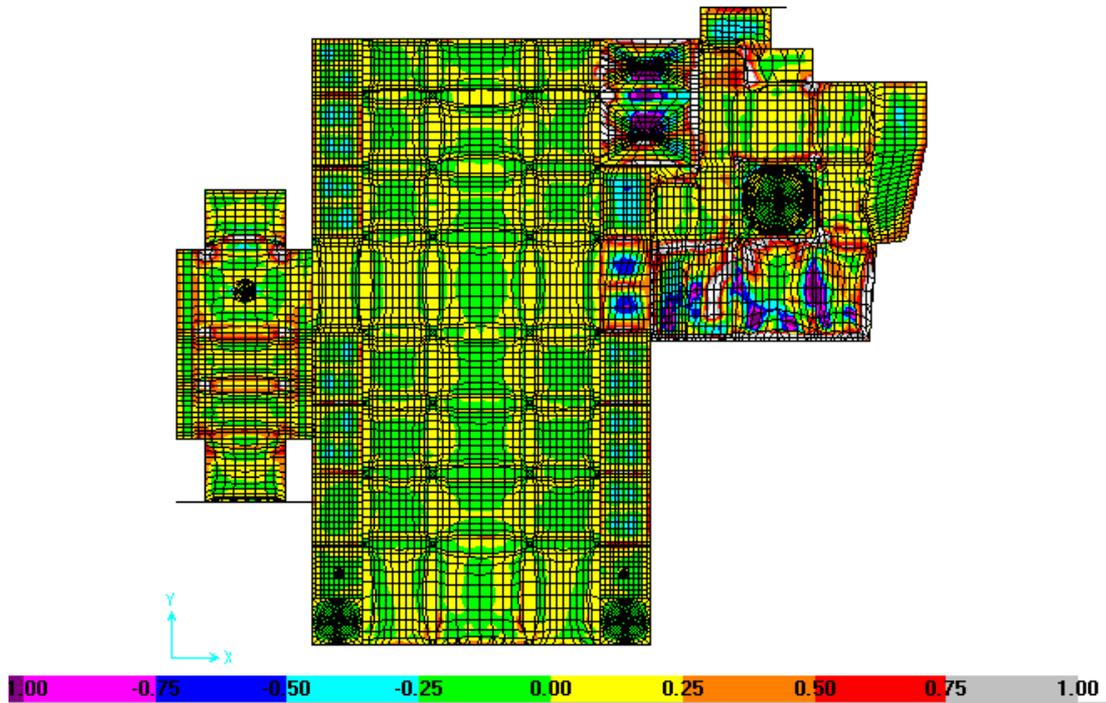


Figura 21. Esfuerzos Principales Máximos Debidos a Peso Propio.

La Figura 22 muestra los esfuerzos normales mínimos, en dirección vertical en el caso de muros y en dirección longitudinal en el caso de las bóvedas, también en este caso debidos a peso propio.

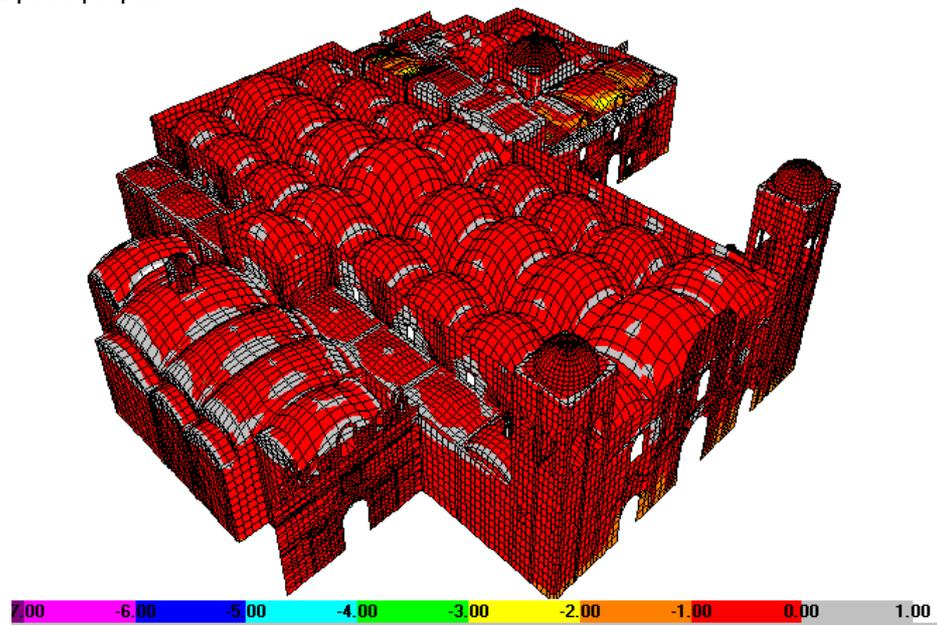


Figura 22. Esfuerzos Normales Mínimos en Dirección Vertical o Longitudinal.

La Figura 23 muestra los esfuerzos principales máximos y mínimos (ambos signos son posibles) producidos por el sismo actuando en dirección X, es decir, transversal.

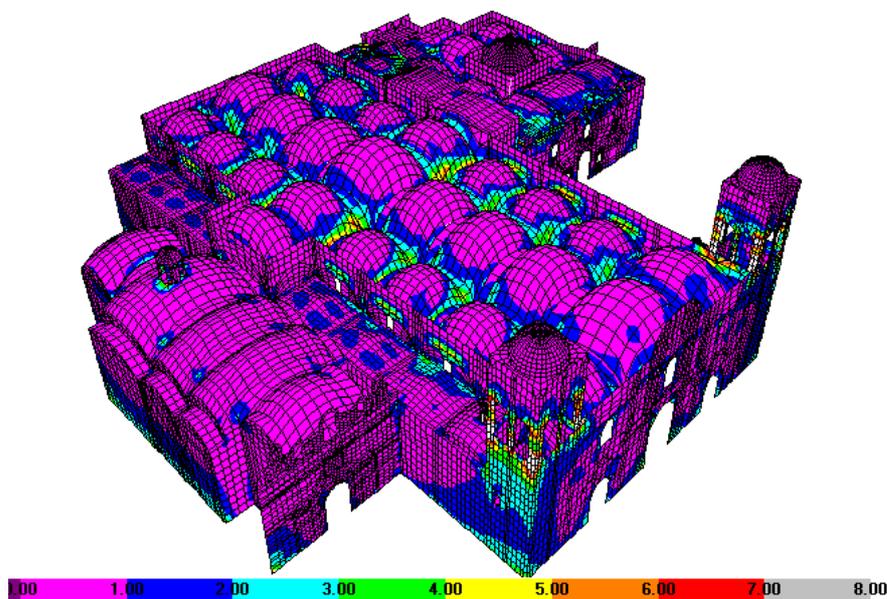


Figura 23. Esfuerzos Principales Máximos Debidos a Sismo en Dirección X.

Puede observarse que en las torres y en los arranques de las bóvedas, las tracciones debidas a sismo superan largamente las compresiones preexistentes debidas al peso propio. Lo mismo puede verse en los resultados para el sismo de diseño actuando en dirección Y, es decir, longitudinal, que se muestran en la Figura 24.

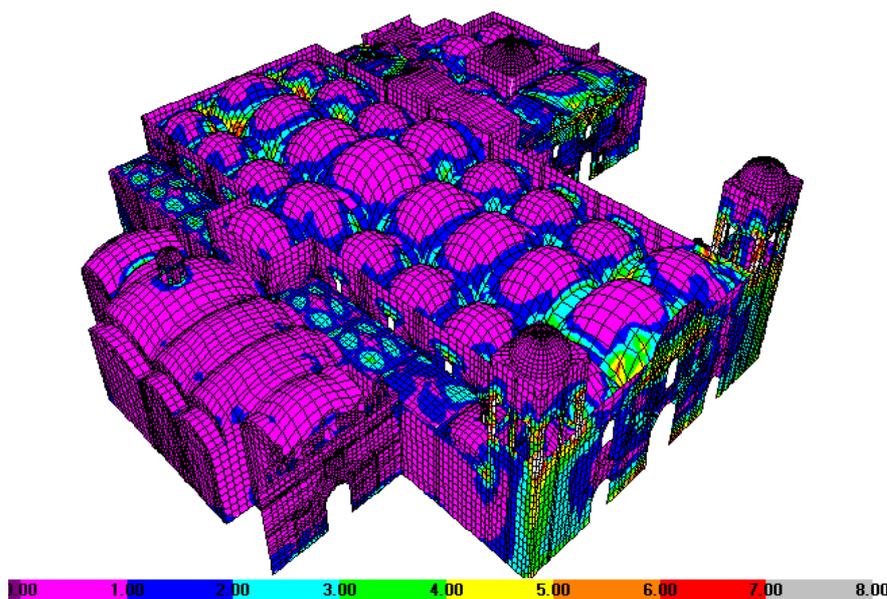


Figura 24. Esfuerzos Principales Máximos Debidos a Sismo en Dirección Y.



## 12. COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE LA CATEDRAL

Para hacer referencia al comportamiento sísmico de la catedral, deben tenerse en cuenta las características de los materiales empleados. Aún cuando la resistencia de los bloques de piedra es similar a la que tendrían algunos concretos empleados en edificaciones modernas, la mampostería tiene una capacidad bastante menor. Esta afirmación es válida incluso para la mampostería organizada de las caras exteriores de los pilares. El material de relleno de los pilares tiene una resistencia muy inferior, de otro orden de magnitud. En comparación con el material de los pilares, la calidad del material en muros es inferior. En general, los materiales empleados en todos los casos tienen cierta capacidad frente a acciones de compresión, pero una resistencia muy pequeña frente a esfuerzos de tracción.

La estructura de la catedral está concebida para soportar cargas de gravedad. La forma de arcos y bóvedas es tal que la resultante de fuerzas en cualquier sección está dentro del núcleo central, salvo pequeñas excepciones. Esto significa que no se producen tracciones, que no podrían ser resistidas con el material empleado. Por otro lado, a pesar de tenerse una estructura de gran peso los esfuerzos de compresión debidos a las cargas de gravedad son relativamente bajos (son inferiores a 1,7 MPa). Esto se debe a las grandes dimensiones de los principales elementos estructurales.

La estructura de la catedral 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, poca ductilidad. No obstante esto, hay algunas características de la estructura que resultan favorables. Debe por ejemplo mencionarse 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.

Las acciones sísmicas son intrínsecamente variables. Para eventos de pequeña intensidad puede esperarse que la resultante de fuerzas en una sección cualquiera se desplace ligeramente, manteniéndose toda la sección comprimida, o quizás con tracciones tolerables. Sin embargo, en eventos de mayor intensidad pueden tenerse tracciones importantes. Éstas podrían superar largamente a las compresiones preexistentes debidas a las cargas de gravedad. En la condición actual, tales tracciones podrían originar el colapso parcial de las bóvedas, desencadenando sucesivas fallas, que llegarían a afectar también a los pilares.

Debe reconocerse que una estimación precisa de los esfuerzos en una estructura de este tipo es difícil. Los resultados obtenidos con modelos con comportamiento lineal no pueden suponerse como exactos, pero pueden considerarse como cualitativamente correctos.

El análisis sísmico con el modelo de la estructura completa, indica que el sismo de diseño produciría en las bóvedas esfuerzos de tracción en el rango de 0 a 8 MPa. Esto ha sido obtenido suponiendo  $R=1$ , lo que resulta consistente con la forma de falla frágil esperada. Los esfuerzos antes mencionados superan largamente la capacidad del mortero en tracción. Aún cuando los esfuerzos reales sean menores, es evidente que las bóvedas podrían fallar al ocurrir un sismo severo. Por otro lado, la mayor vulnerabilidad de las bóvedas ha sido puesta en evidencia por los sismos pasados.

Al fallar parcialmente las bóvedas, los pilares quedarían como estructuras aisladas. El estado de esfuerzos se aproximaría entonces al del modelo de un pilar con una porción de los arcos y bóvedas adyacentes. Con ese modelo se obtuvieron esfuerzos cortantes en los arcos de hasta 6,5 MPa y esfuerzos normales en dirección vertical en



los pilares del orden de 28 MPa. Estos esfuerzos son excesivos para el material empleado.

En conclusión, la falla de las bóvedas sería seguida por fallas en los arcos y luego en los pilares. En comparación a esos elementos, se espera que los muros perimetrales y aquellos que actúan como sus contrafuertes sean poco afectados, a pesar de estar contruidos con mampostería de inferior calidad.

### **13. CONSIDERACIONES PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA**

La estructura de la catedral, vista como un todo, tiene suficiente densidad de muros como para soportar las acciones sísmicas previstas. Sin embargo, las bóvedas y arcos no son adecuados para transferir las fuerzas sísmicas a los muros, ya que están constituidas por materiales con insuficiente resistencia a los esfuerzos de tracción y a los esfuerzos cortantes.

Las bóvedas son la componente más vulnerable y presentan además el mayor riesgo para los ocupantes. Una solución estructuralmente apropiada sería la de agregar refuerzo, tanto inmediatamente por encima de la capa inferior de bloques de piedra como en la parte superior de los arcos y bóvedas, para dar a las secciones capacidad para resistir momentos flectores. La cantidad de refuerzo debería proporcionarse a las dimensiones de los elementos involucrados, de modo que su contribución sea significativa.

Si solo se reforzaran los arcos se tendría una solución apropiada para las componentes de sismo en dirección transversal, ya que se conectarían los pilares con los muros que actúan como contrafuertes. Sin embargo, en dirección longitudinal no se tienen muros alineados con los pilares, por lo que la solución no sería efectiva. Más aún, se produciría un problema de "columna corta" en la zona hacia la entrada principal de la catedral, donde se tienen algunos muros que reducen la altura libre de los pilares.

No es una solución conveniente modificar solamente los pilares. Un incremento sustancial en las rigideces, difícil de lograr manteniendo las características visibles de los pilares, podría efectivamente reducir el nivel de daños. Sin embargo, una solución tal como la sustitución del material del núcleo por otro de mejor calidad, aparte de las dificultades constructivas, no resolvería el problema básico de las bóvedas.

### **14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Las principales conclusiones que se obtienen de este estudio son las siguientes:

- La estructura de la Catedral está concebida para soportar cargas de gravedad. La forma de los arcos y bóvedas es tal que la resultante de fuerzas en cualquier sección está dentro del núcleo central. Por ello no se producen tracciones, que no podrían ser resistidas con los materiales empleados.
- Los esfuerzos máximos de compresión producidos por las cargas de gravedad están, en términos promedio, dentro de los límites admisibles. La razón de esbeltez de los pilares, y localmente, la esbeltez de las paredes de los pilares constituidas por mampostería con aparejo, no son excesivas.
- Las fisuras y despostillamientos en la mampostería de los pilares se deben posiblemente a concentraciones de esfuerzos, originadas a su vez por imperfecciones en los bloques de piedra. Originalmente estas imperfecciones eran compensadas por el mortero. Sin embargo, como resultado del muy lento flujo plástico de ese material, ha ocurrido una redistribución de los esfuerzos, observándose concentraciones donde los bloques tienen pequeñas protuberancias y las juntas mayor rigidez.



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**

**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

- En algunos casos las fisuras podrían ser resultado de acciones sísmicas combinadas con los esfuerzos debidos a cargas verticales. Estos problemas parecen estar muy localizados, no siendo indicios de una deficiencia de carácter general.
- La estructura de la Catedral no es tan eficiente para soportar acciones de sismo. Éstas son intrínsecamente variables, pudiéndose fácilmente producir tracciones que excederían la poca capacidad de la mampostería de piedra ante tales esfuerzos.
- Entre las características desfavorables está la alta razón peso/resistencia (en comparación a otros materiales) y la falta de ductilidad. Entre las características favorables están la alta densidad de muros, acorde con los materiales empleados, y el uso de contrafuertes, que aportan rigidez y estabilidad en dirección transversal, lo que explica que la estructura haya podido resistir sismos de intensidad moderada.
- Los elementos más vulnerables frente a sismos son las bóvedas y los arcos. Los modelos numéricos indican que un evento con las características del sismo de diseño, produciría daños importantes en las bóvedas. Al tenerse (por sismo) tracciones bastante mayores que las compresiones preexistentes (por cargas de gravedad) se producirían sucesivas fallas en bóvedas y arcos, luego de lo cual se tendrían también fallas en los pilares.
- Los trabajos de restauración realizados en las bóvedas han tenido efectos positivos, al reducirse algo la masa y restituirse la rigidez a niveles similares a los originales. Sin embargo, no han corregido los defectos básicos de la estructura original.
- Del análisis sísmico lineal y elástico de la estructura completa, suponiendo que las bóvedas permanecieran íntegras, resultan desplazamientos horizontales en la parte superior de los pilares del orden de 8 mm. Suponiendo  $R=1$ , lo que es necesariamente conservador, se tendrían esfuerzos verticales máximos (tracciones o compresiones) del orden de 5.8 MPa ( $57 \text{ kg/cm}^2$ ). Las correspondientes compresiones máximas debidas a cargas de gravedad son apenas del orden de 2 MPa ( $20 \text{ kg/cm}^2$ ).
- Si las bóvedas fallaran, los máximos esfuerzos verticales que el sismo de diseño produciría en los pilares (siempre suponiendo comportamiento lineal y elástico, con  $R=1$ ) podrían llegar a 28 MPa (en tracción o en compresión). Esto es evidentemente excesivo. Puede discutirse sobre el valor de  $R$  que podría ser apropiado en este caso, pero no cabe duda que un valor tan alto como 14 sería totalmente irrealista.
- Para reducir la vulnerabilidad sísmica de la estructura se propone dar a las bóvedas cierta capacidad para resistir momentos flectores. Para ello sería necesario agregar refuerzo, en dos capas, una inmediatamente por encima de la capa inferior de bloques de piedra y la otra en la parte superior de las bóvedas y arcos.
- Comparativamente, no sería tan efectivo rigidizar los pilares, por ejemplo, sustituyendo el material del núcleo, lo que por otro lado sería muy difícil de realizar. Por razones obvias, tampoco es factible modificar la mampostería exterior ni sus dimensiones.
- El mantenimiento constante del sistema de drenaje es importante, ya que la humedad excesiva podría afectar las propiedades mecánicas de los materiales.

El trabajo propuesto sólo debería realizarse después de una investigación más extensa, como parte de la cual se recomienda:



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**

**CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES**

- La determinación más precisa de dimensiones no visibles y propiedades de los diversos materiales en la obra original y en sucesivas restauraciones, con técnicas no destructivas (por ejemplo, sobre la base de velocidades de onda) y destructivas, con una muestra mayor, que permita obtener resultados más confiables y apreciar la variabilidad en las propiedades físicas y mecánicas de cada material.
- Un programa más detallado de medición de microtrepidaciones. Son ensayos de bajo costo, que permitirían no obstante una calibración más precisa (para pequeñas deformaciones) de los modelos planteados.
- El planteamiento de modelos para describir el comportamiento no lineal de los materiales y de la estructura en conjunto, para poder apreciar mejor los beneficios del reforzamiento propuesto en términos relativos a los costos involucrados.

### REFERENCIAS

1. Aguilar, J. (1994) Adhesion Between Repair Mortars and Concrete, University of Minho, Portugal.
2. De la Serna, J. y Carrillo, P. (1996). Restauración del campanario de la Torre del Evangelio de la Basílica Catedral del Cusco. INC-AECI-Embajada de la República Federal de Alemania. Cusco.
3. Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. Fundación Ica A.C. México.
4. Meli, R. Y Sanchez-Ramirez, R. (1993). Studies for the Rehabilitation of the Mexico City Cathedral. Structural Preservation of the Architectural Heritage, IABSE Symposium, Rome, Italy.
5. Russo Spena, et al. (1995) Strengthening of Masonry Structures with Innovative Techniques and Materials, 4<sup>th</sup> International Conference on Inspection Appraisal Repairs & Maintenance of Building Structures, Hong Kong.
6. San Cristóbal, A. (1999). Arquitectura Virreinal Peruana. Instituto General de Investigación, Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes. Universidad Nacional de Ingeniería.

### RECONOCIMIENTO

Los trabajos para este estudio fueron iniciados por el Dr. Javier Piqué del Pozo y por el Dr. Carlos Zavala Toledo, ex Directores del CISMID. El desarrollo del estudio estuvo dirigido por el Dr. Jorge Olarte Navarro, Sub-Director de Investigación del CISMID. Las mediciones de microtrepidaciones fueron realizadas por el Dr. Zenón Aguilar Bardales y la Ing. Milagros Castro Cuba. El Dr. Carlos Zavala Toledo se encargó del estudio de materiales. La investigación de las condiciones de suelo fue hecha por el Ing. Martín Rodríguez. Los Bach. Ing. Ricardo Proaño Tataje y Miguel Torres Matos, con la colaboración del Ing. Paulo Flores Fernández, se encargaron de los trabajos de campo y de la preparación de los modelos para el análisis estructural. El Dr. Hugo Scaletti Farina intervino como asesor de este grupo de trabajo y en la interpretación de los resultados obtenidos.