



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

ESTUDIO DE MEDIDAS DE REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO PARA OBRAS DE PATRIMONIO

Alumno: Jorge Marchán Escudero

Tutor: Prof. D. Jesús Donaire Ávila
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Febrero, 2017

Contenido

1 RESUMEN.	2
2 INTRODUCCIÓN	2
2.1 Punto crítico en axiles verticales debido a cargas apeadas	2
2.2 Concentración de daño en estructuras sometidas a terremotos de tipo impulsivo de campo cercano	4
3 OBJETIVOS	5
4 ANTECEDENTES	5
4.1 Historia de Lorca y la iglesia de Santiago	5
4.2 Características del terremoto de mayo de 2011	7
5 MATERIALES Y MÉTODOS DE ANÁLISIS	9
5.1 Materiales	9
5.2 Métodos de análisis.	11
6 MODELO MATEMÁTICO Y SIMULACIÓN NUMÉRICA	15
6.1 Modelo inicial de elementos finitos.	17
6.2 Modelo finalmente seleccionado	22
6.3 Evaluación de resultados	29
6.3.1 Casos de carga	29
6.4 Combinación de cargas	35
7 INFLUENCIA DE LA LOSA DE HORMIGÓN	42
8 REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO	46
8.1 Técnicas tradicionales básicas.	46
8.2 Propuesta y solución en los arcos mediante tirantes y anclajes	49
8.3 Fiber Reinforced Polymer (FRP)	51
8.3.1 Refuerzos con FRP e intervenciones realizados en el crucero	52
8.3.2 Ventajas y desventajas del FRP	54
9 CONCLUSIONES	55
10 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57

1 RESUMEN.

Este TFG se basa en el estudio del comportamiento sísmico de obras de patrimonio y su reacondicionamiento estructural. Concretamente, se ha analizado la estructura del crucero de la iglesia de Santiago Apóstol de Lorca (Murcia) que fue gravemente dañada en los terremotos de Mayo de 2011. Para ello, se ha procedido a realizar un modelo de elementos finitos para simular cargas de tipo estático y dinámico. Del análisis de este modelo, se ha detectado los principales problemas cuando se aplica la carga sísmica, tanto del terremoto que indica la norma sismorresistente vigente (NCSE-02) como el que produjo su derrumbe en Mayo 2011. Una conclusión importante del trabajo ha sido el efecto pernicioso de elementos constructivos apeados como una cúpula apoyada en arcos torales. Si los arcos y las pilastras que reciben la carga no están bien arriostrados o presentan carencia de resistencia se puede llegar a producir la rotura de alguno de estos elementos con consiguiente colapso de la cúpula. Otra conclusión importante ha sido la concentración de daño provocado por las oscilaciones bruscas que generan los elementos de diferentes masas. Finalmente, como medidas de reacondicionamiento estructural para soportar cargas sísmicas se propone refuerzo del arco con chapa metálica, mejora de la unión arco-pilastra con tirantes pretensados anclados, y las pilastras mediante fibra de carbono ("*Fiber Reinforced Polymer*"- FRP).

2 INTRODUCCIÓN

Tras el colapso general de la estructura del crucero en la iglesia de Santiago hemos podido identificar dos de los problemas más perjudiciales, como son: el **"punto crítico en axiles verticales debido a cargas apeadas"** como ocurre en una cúpula apoyada en un tambor sobre arcos torales y la **"concentración de daño en estructuras sometidas a terremotos de tipo impulsivo de campo cercano"** causado por la cubierta central y el tambor más la cúpula como consecuencia de las distintas masas.

2.1 Punto crítico en axiles verticales debido a cargas apeadas

Este punto crítico en axiles verticales debido a cargas apeadas como ocurre en los arcos torales en los que va apoyado el tambor más la cúpula, ocasionando una línea de flujos dentro de cada arco, es decir, unas líneas de empuje (Figura 2.1) donde se permite ver la transmisión de esfuerzos dentro de la fábrica. Siendo cada línea de empuje una posible situación de equilibrio.

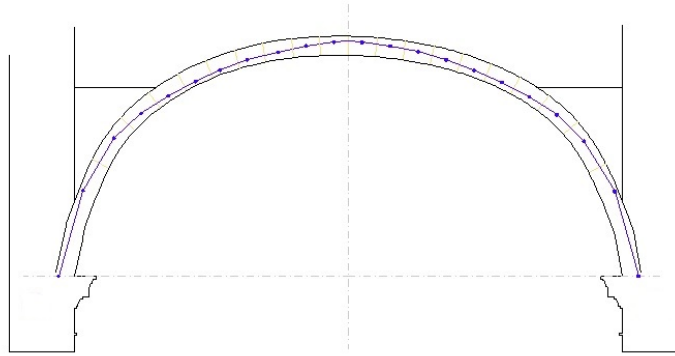


Figura 2.1 Línea de flujos de esfuerzos en un arco.

Como podemos ver a continuación la fuerza resultante puede separarse en dos componentes una vertical y una horizontal (Figura 2.2), que mientras más inclinada sea la resultante, menos su componente horizontal (Mejía López, y Ocaña Ponce, 2014).

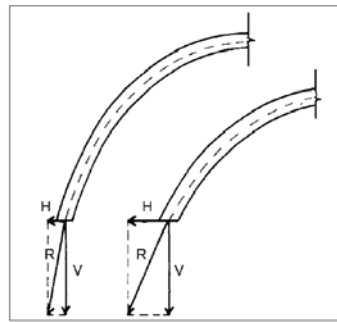


Figura 2.2 Fuerza resultante y componentes en un arco.

Con el objetivo de encontrar una línea de empujes con una componente horizontal lo más pequeña posible para que el arco no se desplace y pierda su estabilidad con la pilastra y llegue al colapso. Otro problema que puede ocurrir en el caso de cúpula es su peso, por lo que se debe estabilizar el muro mediante contrafuertes para que en caso de sismo poder evitar que la cúpula se desplace.

Finalmente, con estos problemas y en caso de sismo se deberán realizar en las uniones arco-pilastra unos refuerzos o anclajes que más adelante explicaremos en el reacondicionamiento sísmico (apartado 8).

2.2 Concentración de daño en estructuras sometidas a terremotos de tipo impulsivo de campo cercano

Según Krawinkler, la concentración del daño en terremotos de tipo impulsivo de campo cercano tiene una fuerte dependencia de la rigidez lateral que tiene la estructura respecto a su altura. En estructuras con fuerte rigidez en planta baja (superior a un mínimo determinado), el desplazamiento y el daño tienden a concentrarse en la parte superior que es donde la rigidez de la estructura es menor. Esto suele ocurrir en edificios antiguos con muros de carga, donde los espesores de los muros en planta baja son muy superiores a los que posee la estructura en planta alta (Figura 2.3). Sin embargo, estructuras con rigidez lateral relativamente menor en planta baja respecto a la que poseen las plantas superiores, el daño en este tipo de terremotos tiende a concentrarse en planta baja. Esto último tiende a ocurrir en las estructuras de hormigón armado con cerramientos masivos de ladrillo a realizar a partir de planta primera, permaneciendo la planta baja diáfana para uso comercial. La edificación en Lorca generalmente es de hormigón armado (De la Hoz, 2011), con alturas superiores a las cuatro plantas y cerradas con fábricas normalmente cerámicas de elevada rigidez (que se incrementa por la elevada cantidad de tabiquería de dichas plantas, generalmente de viviendas, densamente ocupada por estancias reducidas), mientras que las plantas bajas son en muchos casos locales diáfanos.

Por lo tanto, en la Iglesia de Santiago, debido a la estructura de muros gruesos en planta baja, (Figura 2.3), el movimiento y el daño generalizado tendió a concentrarse en la parte superior de la estructura.

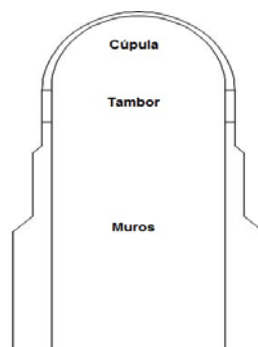


Figura 2.3 Perfil de muros de carga con canto variable.

Así, la cubierta, actuando como un solo bloque monolítico durante los movimientos que provoca el sismo, ha llegado a conseguir unas oscilaciones bruscas en los cuerpos más altos del tambor y cúpula, lo que dio lugar a la apertura de grietas en los arcos torales, la formación de mecanismos (cuatro rótulas a la vez) y el colapso general.

3 OBJETIVOS

Los objetivos principales de los cuales vamos a tratar en este estudio técnico, se pueden dividir en cuatro puntos importantes:

- 1) Modelo numérico.
- 2) Simulación de cargas tanto estáticas como dinámicas.
- 3) Evaluación de resultados.
- 4) Propuesta de medidas de reacondicionamiento sísmico estudiado.

4 ANTENCEDENTES

4.1 Historia de Lorca y la iglesia de Santiago

Según el informe de Juan de Dios de la hoz (2011), los terremotos acaecidos en Lorca (Murcia) durante el día 11 de mayo de 2011 y posteriores, marcaron sin duda un antes y un después en la historia de la ciudad y sus pedanías, sobre todo por el enorme e intenso sufrimiento que causaron con la pérdida de nueve vidas humanas y la destrucción de miles de viviendas, oficinas, negocios, etc., pero también por la preocupación que provocaron entre la población, los responsables e interesados en los aspectos históricos, artísticos o socioculturales y toda la comunidad educativa y científica lorquina, murciana y de toda España, por el estado en el que quedó el extraordinario patrimonio histórico-artístico que atesora principalmente su casco antiguo.

Hay que recordad que en toda la zona al sureste de la cordillera Bética y en Lorca en particular, se han sucedido históricamente gran cantidad de terremotos (García Mayordomo, 2011). En concreto en la zona de influencia de Lorca, hay noticias desde hace más de cuatrocientos años, como los que se produjeron en 1579, 1674 y 1818, todos ellos de más de siete grados de intensidad según la *European Macroseismic Scale* (EMS). Si centramos el análisis en los últimos cien años, podemos encontrar en la zona cercana a Lorca, dos de los terremotos más destructivos ocurridos en España, el de Arenas del Rey (1884) y el de Torrevieja (1829). Sin embargo, no hace falta retrotraerse tantos años o siglos atrás. Basta recordar que en apenas trece años hemos sido testigos de, al menos, tres secuencias sísmicas importantes en Lorca y su entorno cercano: Mula en 1999 (Martínez Díaz y Rigo, 2002), con una magnitud 4,8 grados; Bullas en agosto de 2002, de magnitud 5,0 y, finalmente, en La Paca (Lorca) en enero de 2005, de magnitud 4,7. Estos últimos temblores deberían como máximo, haber causado temor en la población, daños localizados o problemas en los suministros, pero

no deberían haber provocado colapsos o derrumbes como el de la iglesia de Santiago y menos todavía, graves problemas en hospitales, residencias o escuelas, ya que, Lorca está asentada sobre una activa falla del terreno, la de Alhama de Murcia (responsable del reciente terremoto), con una moderada actividad sísmica dentro del contexto de la península Ibérica, donde se han producido históricamente sismos de intensidad VIII-IX, algunos de ellos muy recientes, como los citados anteriormente al norte de la Región de Murcia (Martínez Díaz y Rodríguez Pascua, 2011).



Figura 4.1 Crucero de la iglesia de Santiago antes y después del terremoto.

Según informes técnicos (Belda Navarro y Hernández Albadalejo, 2010), la iglesia de Santiago es un templo de tres naves y planta de cruz latina (cinco tramos, crucero y coro en alto a los pies, separados todos ellos por pilastras con capiteles compuestos), cubierta la central con bóveda de medio cañón con lunetos, y las laterales con bóvedas de arista, así como capillas hornacinas. Antes del terremoto presentaba un crucero cubierto con cúpula sobre pechinas, tambor y ocho ventanas, mientras que los brazos laterales y del presbiterio se cubrían con bóveda de cañón con lunetos y decoraciones doradas sobre enlucidos de yeso, rematado todo el conjunto por dos capillas de planta cuadrada. Sacristía junto a la cabecera, cubierta con bóveda de arista (Figura 4.2). Fachada exterior aparentemente sin terminar, con tres huecos en alzado y un solo piso, más la torre (construida en el siglo XX). En los laterales, unos esbeltos contrafuertes por encima de las naves laterales hasta la cornisa alta. Desgraciadamente la iglesia de Santiago no es un edificio “puro”, es decir, no está constituido a base de uno o dos materiales fundamentales que constituyan su estructura resistente, sino que presenta tanto fábricas cerámicas, como de mampostería (confinada o no entre verdugadas de ladrillo), revocos

de yeso lisos y, sobre todo, lo que parece cantería, desgraciadamente no lo es, y en muchas zonas, tras los desperfectos del terremoto, se aprecia ahora una especie de mortero de piedra artificial, reforzado con clavos y alambres, en muchas de las cornisas, pilastras y elementos funcionales del templo.

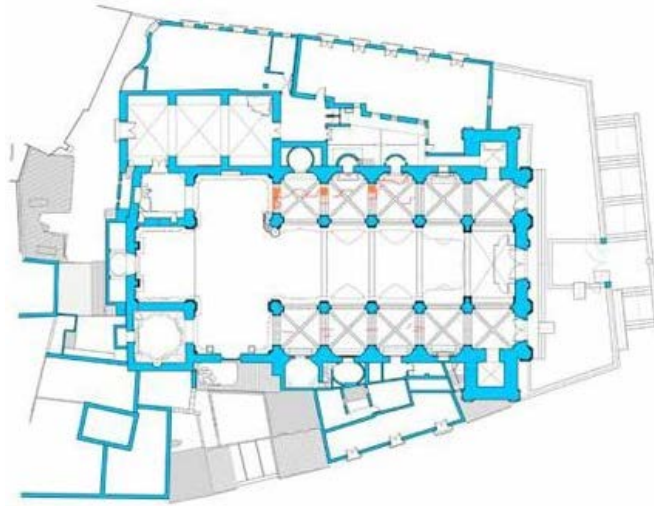


Figura 4.2 Descripción en planta de la iglesia de Santiago.

4.2 Características del terremoto de mayo de 2011

Al igual que la mayor parte de los inmuebles de Lorca, la iglesia de Santiago resistió el paso de las ondas del primer terremoto, produciéndose su colapso durante el segundo de los eventos sísmicos del día 11 de mayo de 2011. Es sin duda el edificio histórico que más daño sufrió y donde las consecuencias fueron más destructivas a pesar de considerarse en las tablas estadísticas como un sismo de “poca” magnitud, con intensidad moderada, pero que causó varios colapsos en la ciudad, pues se alcanzaron valores de aceleración sísmica de 0,36g, llegando a un pico máximo de 0,41g (De la Hoz, 2011).

Fue un terremoto catalogado cerca de falla (“Near-Fault”), muy impulsivo con interferencias constructivas (superposición de dos o más ondas de frecuencia iguales, que al interferir crean un nuevo patrón de ondas de mayor amplitud cuya cúspide es el antinodo; tras este punto, vuelven a ser las mismas ondas de antes) consiguiendo un gran pulso de aceleración. Este tipo de terremoto suele ser muy destructivo incluso a bajas magnitudes, en el que el epicentro se situó a tan solo 2 kilómetros de la localidad y además fue muy superficial ya que el hipocentro fue situado a menos de 3 kilómetros de profundidad pudiendo tener efectos de directividad, es decir, que el pulso esté dirigido a la localidad como desgraciadamente ocurrió.

Según el informe de Juan de Dios de la Hoz (2012), la direccionalidad (Figura 4.3) de los desplazamientos de los trenes de onda que genera un movimiento sísmico según los resultados de los análisis, muestran una mayor intensidad de las deformaciones entre los ejes N145E y N195E (orientación NW-SE). Como se puede observar en los ejes principales de las deformaciones en los edificios, son totalmente compatibles con la orientación NW-SE, sobre todo en las torres de las iglesias, que presentan desplazamientos mayores en el eje noroeste-sureste y, por tanto, grietas mayores (y en forma de aspa) en las caras orientadas al este y oeste, mientras que las grietas son sensiblemente menores y de disposición horizontal en las caras norte y sur.

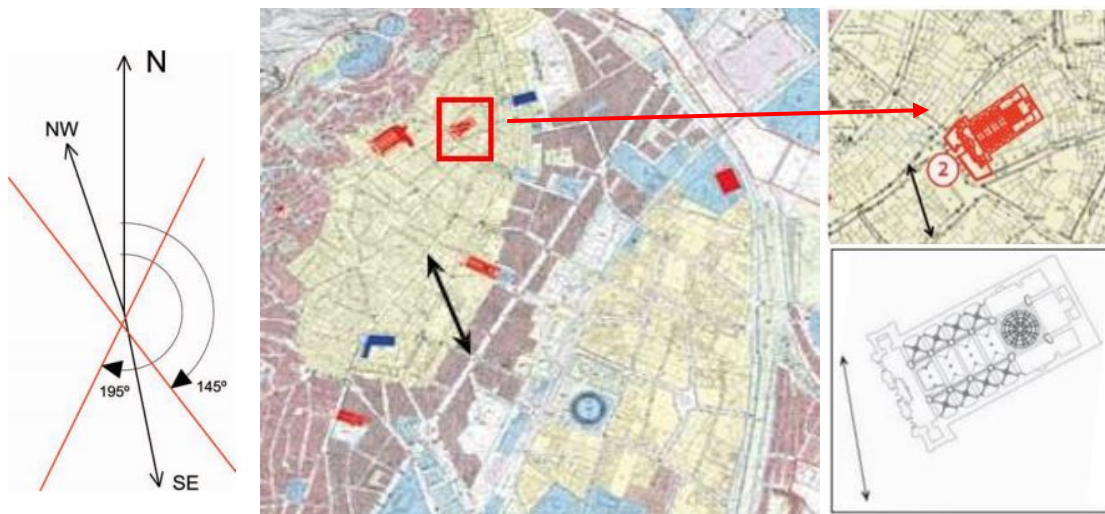


Figura 4.3 Direccionalidad del sismo.

Trasladando ahora esta dirección a la iglesia de Santiago, visible sobre todo en su torre, vemos que coincide la mayor amplitud de los movimientos durante el sismo (y en consecuencia, de las deformaciones), con una dirección principal de los esfuerzos prácticamente paralela a la fachada principal del templo, por lo que las grietas más importantes (las tan habituales en los terremotos en forma de aspa) se dan en las caras este y oeste, paralelas a dicha fachada, mientras que las grietas menores aparecen en las caras perpendiculares (norte y sur) y en este caso, al no haberse producido oscilación en dos direcciones, solo aparecen grietas horizontales. Además, se produce la rotura de la totalidad de los contrafuertes en la clave de sus arcos, que los atraviesan en su parte central inferior, así como la aparición de grietas en la bóveda y arcos. (Figura 4.4).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.4 a) Comprobación de las grietas en la torre-campanario. b) Rotura en clave de los contrafuertes. c) y d) Grietas en los arcos y bóvedas

5 MATERIALES Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

5.1 Materiales

Una de las partes más importantes y laboriosas de este estudio técnico es el desarrollo de la parte práctica, para la cual se ha utilizado una serie de programas como AutoCAD, CypeCAD (Cype 3D), Response-2000 y Excel.

- **AutoCAD** es un software de diseño asistido por ordenador utilizado para dibujo 2D y 3D. En nuestro caso hemos utilizado el diseño 3D, en el cual nos hemos centrado para nuestro estudio, en el diseño analítico de la zona la cual colapsó, es decir, la parte del crucero. La realización de este modelo la explicaremos en el apartado siguiente que finalmente, una vez acabado se importará el fichero .DWG a un nuevo programa llamado CypeCAD con el que podremos realizar los cálculos.

- **CypeCAD** ha sido concebido para realizar el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil mediante el método matricial, sometidas a acciones horizontales, verticales y a la acción del fuego. Existe un elevado número de aplicaciones adjuntas al programa, pero vamos a centrarnos en el programa de Cype 3D para el cálculo de elementos finitos en el cual podremos trabajar mediante láminas planas para la modelización del tambor, cúpula, cubiertas y muros en la parte del crucero. Siendo las láminas elementos planos bidimensionales de espesor constante y sin huecos, cuyo perímetro está definido por un polígono. A efectos de cálculo, las láminas se introducen en la matriz de rigidez global de la estructura mediante un modelo de elementos finitos tridimensionales de lámina plana triangulares de seis nodos (cuadráticos). El tipo de elemento utilizado se basa en la superposición de dos elementos desacoplados localmente; Uno aporta rigidez axial (esfuerzos de membrana) y otro la rigidez a flexión (esfuerzos de placa). Siendo posible definir para cada lámina su espesor, módulo de balasto, tipo de material (genérico, especificando el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson de la mampostería), posición con respecto del plano de introducción, discretización para poder controlar la densidad del mallazo definiendo la dimensión máxima del tamaño del triángulo en las direcciones x e y locales, orientación de los ejes y su vinculaciones interior y exterior.
- **Response-2000** es un programa de análisis seccional fácil de usar que calcula la resistencia y ductilidad de una sección transversal sometida a esfuerzo cortante, momento y axial. Las tres cargas se consideran simultáneamente para encontrar la respuesta de carga-deformación completa usando la última investigación basada en la teoría del campo de compresión modificado. Siendo un programa totalmente gratuito y desarrollado en la Universidad de Toronto. Vamos a centrarnos sobre todo en la diagrama de interacción momento-axil (M-N). La gráfica (M-N) tendrá un papel importante, ya que nos va a indicar la máxima combinación de momento más axil que puede soportar mediante nuestro axil pico (N_p). Con el objetivo de comparar los resultados obtenidos del Response-2000 con los generados por el Cype.
- **Excel** es un programa del tipo Hoja de Cálculo que nos permite realizar operaciones con números organizados en una cuadrícula. El cual hemos utilizado para recoger los resultados de los dos arcos torales que más han sufrido en los terremotos (tanto del que indica la norma sismorresistente vigente (NCSE-02)

como el que produjo su derrumbe en Mayo 2011), recogiendo los momentos y axiles máximos tanto en cargas gravitatorias (peso propio + cargas muertas cubierta) como en cargas sísmicas (en el eje Y) del Modo 1 siendo el de mayor masa desplazada en cada dirección del análisis) y finalmente realizando una combinación pésima de ambas cargas mediante la ecuación de:

$$C.Pésima = \gamma_G \cdot Carga\ gravitatoria\ (PP + CMcubierta) + \gamma_G \cdot Carga\ sísmica \quad (5.1)$$

$$C.Pésima = 1 \cdot C.G\ (PP + CMcubierta) + 1 \cdot C.S$$

5.2 Métodos de análisis.

Se entiende por análisis de una estructura al proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características de su comportamiento bajo un cierto estado de cargas; se incluye, habitualmente, bajo la denominación genérica de estudio del comportamiento tanto el estudio del análisis de los estados tensional y deformacional alcanzados por los elementos y componentes físicos de la estructura como la obtención de conclusiones sobre la influencia recíproca con el medio ambiente o sobre sus condiciones de seguridad. Es pues el objetivo del análisis de una estructura la predicción de su comportamiento bajo las diferentes acciones para las que se postule o establezca que debe tener capacidad de respuesta.

Sobre una estructura pueden actuar diferentes tipos de acciones exteriores cuya naturaleza puede condicionar el método de cálculo a seguir. Estas acciones son las siguientes:

- Acción gravitatoria: peso propio, carga permanente, sobrecargas (de uso, de nieve,..)...
- Acciones térmicas: flujo de calor por conducción, convección o radiación...
- Acciones reológicas: retracción, fluencia,...
- Acciones del terreno: empujes activos, asientos.

En el cálculo de estructuras generalmente se supone que las cargas actuantes varían lentamente alcanzando su valor final (valor de cálculo) en un periodo de tiempo lo suficientemente grande como para que la aceleración de un punto del sistema no genere fuerzas de inercia que hayan de tenerse en cuenta. Sin embargo, existen algunas acciones sobre las estructuras que por la velocidad con la que la que inciden dan lugar a la aparición de fuerzas de inercia que han de tenerse en cuenta en el equilibrio de fuerzas

que, en cada instante, ha de existir en todos los puntos del sistema. Estas acciones pueden ser vibraciones, viento, **sismos**, impactos...

La respuesta de la estructura a estas acciones variables con el tiempo depende, obviamente, del tiempo pero su respuesta es, en general, de tipo transitorio es decir que la vibración desaparece ("se amortigua") con el tiempo.

Una acción sobre una estructura debe inicialmente considerarse de tipo dinámico para esta estructura cuando la longitud de su periodo de actuación tiene un valor comparable al del periodo natural de vibración libre del sistema (estructura). Existen cargas dinámicas que no se pueden representar mediante funciones temporales utilizándose en este caso una representación aleatoria como son las acciones sísmicas. Una carga dinámica ejerce dos tipos de efectos en la estructura sobre la que incide:

- Locales como efectos inducidos por cargas de tipo impacto en la zona en la que este se produce.
- Globales como la diferencia en el tiempo de los desplazamientos de los diferentes puntos de la estructura da lugar a deformaciones relativas que generan estados tensionales variables cuyo valor máximo puede ser superior al que producirían las mismas cargas aplicadas de forma estática; la variación en el tiempo no solo del valor absoluto de las deformaciones sino también del signo de estas que pueden llegar a producir fenómenos de fatiga en el material.

Entre los diferentes tipos de análisis que existen vamos a centrarnos en el análisis estático y dinámico. Caracterizando el análisis estático el hecho de que las cargas actuantes sobre la estructura no dependen del tiempo mientras que en el análisis dinámico las cargas actuantes son variables con el tiempo debiendo requerirse la participación de las fuerzas de inercia en la estimación de la respuesta de la estructura.

Los **métodos** actuales de análisis son:

- a) Análisis matricial.

Los métodos de análisis planteados por los científicos del XIX (Maxwell, Cullman, Navier, Mohr,...) dotaron a los ingenieros estructuralista de herramientas cada una de las cuales tenía un campo de aplicación restringido; esta característica provenía del hecho de que llevaban implícitas simplificaciones que las hacían aplicables a estructuras con condiciones particulares. Su aplicación a estructuras complicadas requería grandes dotes de simplificación y sentido ingenieril y, en cualquier caso, inducía una gran complejidad y

volumen en los cálculos; esta complejidad era parcialmente pálida con toda una tecnología práctica basada en tablas, ábacos,... que demostraba, una vez más, la capacidad de inventiva de la Ingeniería.

Con la aparición de los ordenadores se consiguió una simplificación de los problemas implícitos a un cálculo con gran volumen de datos y operaciones que posibilitó el análisis de estructuras más complejas, utilizando algoritmos de cálculo en los que no eran necesarias las simplificaciones y que, en consecuencia, eran aplicables a cualquier tipo de estructura. Los nuevos métodos seguían basándose en los teoremas fundamentales del cálculo clásico a cuyas ecuaciones daban un tratamiento numérico con técnicas del álgebra matricial, es decir, métodos matriciales.

Los métodos matriciales son técnicas muy simples, pudiéndose decir que no han aportado ideas nuevas para el análisis de estructuras. Su éxito se debe a su adaptación a las sistemáticas de funcionamiento y de ordenación de datos de los ordenadores. El análisis de estructuras con un método matricial y utilizando un ordenador se reduce a la definición de unos datos descriptivos de su geometría, de los materiales que la constituyen y de las cargas a las que está sometida. El ordenador elabora unos cálculos y devuelve unos resultados (esfuerzos en elementos, movimientos en nudos,...); esta circunstancia hace a estos métodos peligrosos de utilizar pues se requiere un especial criterio y sentido de funcionamiento de las estructuras para la interpretación de los resultados del cálculo.

b) Los elementos finitos.

La aplicación de los métodos clásicos y de los métodos matriciales requiere inicialmente que la estructura analizada sea divisible en elementos de comportamiento conocido y unidos entre sí en puntos o nodos sobre los cuales se polariza el planteamiento analítico del método; este hecho reduce la aplicabilidad inmediata de estos métodos a estructuras constituidas por piezas con realidad física individualizable (vigas, pilares,...), es decir a las estructuras formadas por elementos lineales. Un modelo o sistema ficticio constituido por elementos lineales conectados entre sí, refleja bien el comportamiento global de la estructura y los esfuerzos y movimientos que se obtienen de su análisis pueden ser razonablemente utilizados en el diseño de detalle de ésta. Un sistema de estas características se califica de discreto y puede considerarse como una razonable aproximación a la realidad continua de la estructura a la que modeliza.

La realidad física de las estructuras no las hace siempre modelizables con elementos lineales simples de comportamiento deducible a partir de los planteamientos clásicos de la Resistencia de Materiales. La discretización de las estructuras implica,

generalmente, una pérdida del soporte intuitivo que proporciona la similitud física modelo-estructura. Incluso aunque esta similitud se mantenga, el comportamiento de los elementos o porciones de la estructura que constituyen el modelo, requiere planteamientos matemáticos generalmente complejos.

El **método de los elementos finitos** es un “procedimiento general de discretización de los problemas continuos planteados por expresiones definidas matemáticamente”, siendo el método con el que se va a trabajar, en el programa Cype 3D para el cálculo mediante láminas. Ha sido en el campo de las estructuras elásticas en el que se ha avanzado más y más deprisa, aunque, en la actualidad, la aplicación del método de los elementos finitos está enormemente extendido en todas las ramas de la técnica. El Ingeniero que diseña una estructura divide (discretiza) ésta en elementos para cada uno de los cuales establece, en primer lugar, las relaciones entre fuerzas y desplazamientos en base al conocimiento de las ecuaciones que describen su comportamiento. Planteando el equilibrio de cada elemento finito, con el cálculo de la submatriz de rigidez y estableciendo el ensamblaje de su matriz de rigidez junto con la del resto de elementos finitos, se obtiene la matriz de rigidez del sistema completo que permite plantear el sistema de ecuaciones de comportamiento global del sistema. La resolución de estas ecuaciones le permite obtener los desplazamientos globales del modelo a partir de las acciones o cargas exteriores que actúan sobre la estructura.

Desde el planteamiento amplio del cálculo variacional debido a Euler a su aplicación a la minimización de la energía elástica de un continuo (Rayleigh, 1870), el estudio de funciones de interpolación cuasicontinuas de Courant (1943) o las múltiples aplicaciones del método obtenidas por Zienkiewicz y su escuela, el Método de los Elementos Finitos se ha convertido en una herramienta imprescindible para el trabajo del ingeniero.

c) Elementos de contorno.

El **Método de Elementos de Contorno** (MEC), también conocido como Método de Elementos de Frontera o Método de Elementos de Borde (BEM, por Boundary Element Method) es un método numérico para resolver ecuaciones en derivadas parciales lineales que han sido formuladas como ecuaciones integrales (en forma de integral sobre la frontera). El MEC es, en ocasiones, más eficiente que otros métodos, incluyendo elementos finitos, en términos de recursos computacionales. Conceptualmente, trabaja construyendo una “malla” sobre la superficie modelada. Existen dos temas de mayor preocupación cuando se utiliza el MEC: exactitud y velocidad. Finalmente es una técnica eficaz de análisis numérico para resolver problemas de

elasticidad y muchos otros problemas de la ingeniería y ciencias aplicadas. Sólo se discretiza la frontera, y tanto los desplazamientos como las tensiones son interpolados sobre los elementos.

6 MODELO MATEMÁTICO Y SIMULACIÓN NUMÉRICA

En la modelización de estructuras, el análisis del comportamiento mecánico de una estructura se lleva a cabo sobre modelos de ésta, entendiendo por modelo una idealización de algunos aspectos, probablemente parciales, de la realidad física y funcional de la estructura.

Los modelos se utilizan para predicción de esfuerzos, tensiones, desplazamientos y deformaciones y es por lo que han de recoger la utilidad funcional del sólido, sus formas geométricas y su comportamiento. Definir un modelo de un sólido, lo más exacto posible a la realidad, requiere generalmente una gran experiencia.

La descripción completa de la realidad física de un sólido a efectos de su modelización y análisis implicaría la consideración de todos los detalles que definen su geometría, de los aspectos tanto microscópicos como macroscópicos de los materiales que lo constituyen, de los comportamientos funcionales tanto globales como de detalle, de las interrelaciones con su entorno a todos los niveles, ...

En el análisis de todos los aspectos definitorios de la realidad física del sólido no solamente da lugar a un gran volumen de información de difícil manejo sino que no es por sí mismo garantía de una mayor calidad en las conclusiones de los posteriores análisis y, además, no resulta coherente con el alto grado de incertidumbre asociado, por ejemplo, a la determinación de las acciones sobre el sólido.

El primer paso en el proceso de análisis es, en consecuencia, el establecimiento de un **modelo físico** en el que se idealicen o abstraigan aquellas características físicas y funcionales que participan en el aspecto del comportamiento mecánico que se quiere analizar. Ante la complejidad inherente a la descripción y consideración completa de la realidad física y funcional del sólido, la idealización parcial de esta en un modelo implica la abstracción de su realidad a aquellos aspectos que condicionan el comportamiento a analizar, con la consiguiente utilización de hipótesis simplificadoras que el analista ha de conocer y aceptar. Como hipótesis simplificadoras de general aplicación suelen considerarse, la distribución continua de la materia, el predominio del comportamiento

macroscópico del sólido frente al microscópico y las hipótesis de la mecánica de los medios continuos.

La selección de los aspectos de comportamiento del sólido que han de intervenir en el análisis es un proceso complejo, generalmente de “prueba y error” y en el que juega un importante papel la experiencia del analista. Son también circunstancias a tener en cuenta y que generalmente dificultan el proceso de definición del modelo, por ejemplo, que las acciones se desarrollan en el tiempo, generalmente hay un alto grado de incertidumbre en la determinación de las acciones y de los parámetros del sólido, la geometría del sólido pueda verse realmente modificada en el proceso de aplicación de las acciones y la capacidad resistente de la estructura dependa de las acciones que soporta,...

A partir del modelo físico se desarrolla un **modelo matemático** consistente en un conjunto de variables y constantes interrelacionadas en un sistema de ecuaciones (usualmente ecuaciones en derivadas parciales) con unas condiciones iniciales y de contorno definidas. Las variables modelizan su estado tensional y deformacional así como la geometría y características de los elementos del modelo físico y las ecuaciones describen las relaciones entre estos. Una dificultad importante en el proceso de definición del modelo matemático, está en la definición de ecuaciones que reflejen el comportamiento del sólido, de cualquiera de sus partes o del material que lo constituye.

La hipótesis básicas de aplicabilidad de los modelos que se suelen utilizar en el análisis de estructuras son pequeñas deformaciones y movimientos (las ecuaciones de equilibrio aplican a los sólidos sin deformar), material isótropo, homogéneo y continuo de comportamiento elástico lineal, las cargas se aplican lentamente despreciándose, en consecuencia, las fuerzas de inercia y no se consideran las posibilidades perdidas por rozamiento.

En resumen, se considera el sólido como un sistema conservativo de forma tal que el trabajo de deformación depende solo del estado inicial y del final y no de los estados intermedios, empleándose toda la energía suministrada en deformar el sólido. La aparición de grandes deformaciones o de fenómenos de inestabilidad o el comportamiento no lineal del material precisan de un tratamiento no lineal.

La definición de un modelo de un sólido requiere la selección de un conjunto representativo de grados de libertad, entendiendo como, “componente del movimiento de un sólido o sistema de sólidos que forma parte de la definición de su posición en el espacio en un instante dado y bajo un conjunto de acciones dado”. El sólido real es un

continuo con infinitos grados de libertad (g.d.l.) y el modelo es un sistema discreto con un número finito de grados de libertad.

El **modelo numérico** es un método de análisis estructural que se expresa comúnmente como un algoritmo matemático en el que se sintetizan teorías de la mecánica estructural, resultados de laboratorio, experiencias y juicio ingenieril.

La muy temprana demanda de complicados análisis unida a serias limitaciones en la capacidad computacional, dio lugar a la aparición de un gran número de técnicas especiales aplicables, cada una de ellas, a un problema o situación especial; estas técnicas, llamadas métodos clásicos, incorporaban ingeniosas innovaciones y sirvieron perfectamente al ingeniero estructuralista durante muchos años. El posterior nacimiento e incremento espectacular de las capacidades y de la potencia de los ordenadores ha posibilitado, en la actualidad, la generalización de los algoritmos, los cuales han perdido su especificidad pasando a ser aplicables a un mayor número de situaciones; los métodos clásicos han sido reemplazados por los métodos basados en la Teoría de Matrices, así como por el **Método de los Elementos Finitos**.

Las ecuaciones del modelo matemático se resuelven, habitualmente, mediante técnicas numéricas cuya aplicación requiere la definición de un modelo numérico consistente en un conjunto de ecuaciones algebraicas.

6.1 Modelo inicial de elementos finitos.

Al no haber podido conseguir los datos suficientes con las medidas exactas de la iglesia de Santiago, hemos tenido que obtenerlas aproximadamente introduciendo una **imagen de trama** en la cual trabajaremos sobre ella en el programa AutoCAD (Figura 6.1), que mediante los datos conocidos como la longitud de 41 metro, los anchos de las tres naves con un total de 19,6 metros (nave principal de 10 metros y dos naves laterales más pequeñas de 4,8 metros cada una) y una altura de 22 metros aproximadamente, se ha intentado calcular las medidas restantes mediante escalas y así poder conseguir un modelo analítico de la iglesia lo más exacto posible a la realidad.

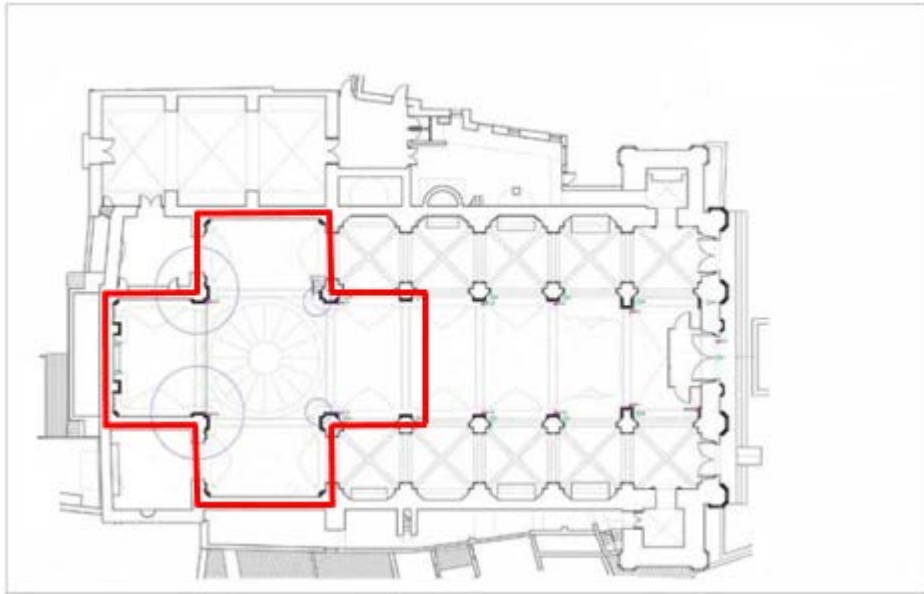


Figura 6.1 Imagen de trama para la realización del modelo analítico.

Como bien se ha explicado, vamos a centrarnos en la parte del crucero, como podemos observar en la figura anterior de rojo, para que a la hora de realizar el modelo analítico se consiga una mayor aproximación a la realidad y dando simetría al modelo para que en los cálculos no aparezcan resultados incoherentes como veremos más adelante. Comenzaremos realizando sobre la imagen de tramo unas líneas auxiliares (en color naranja) en forma de rejillas para facilitarnos el trabajo, en las que levantaremos las diferentes pilastras con una longitud de 12 metros cada uno y la realización de los 4 arcos torales (en color azul) que forman los cuatro lados del crucero con 13 metros de altura desde la clave hasta el nivel del terreno y con una luz igual a 9 metros cada arco.

Para la construcción de los arcos torales se ha debido realizar mediante un polígono de muchos lados (Figura 6.2), exactamente de unos 20, ya que se debe realizar cualquier forma geométrica curva mediante barras para que el programa CypeCAD pueda reconocer dichos arcos como barras y una vez importados poder seleccionar el tipo de material deseado.

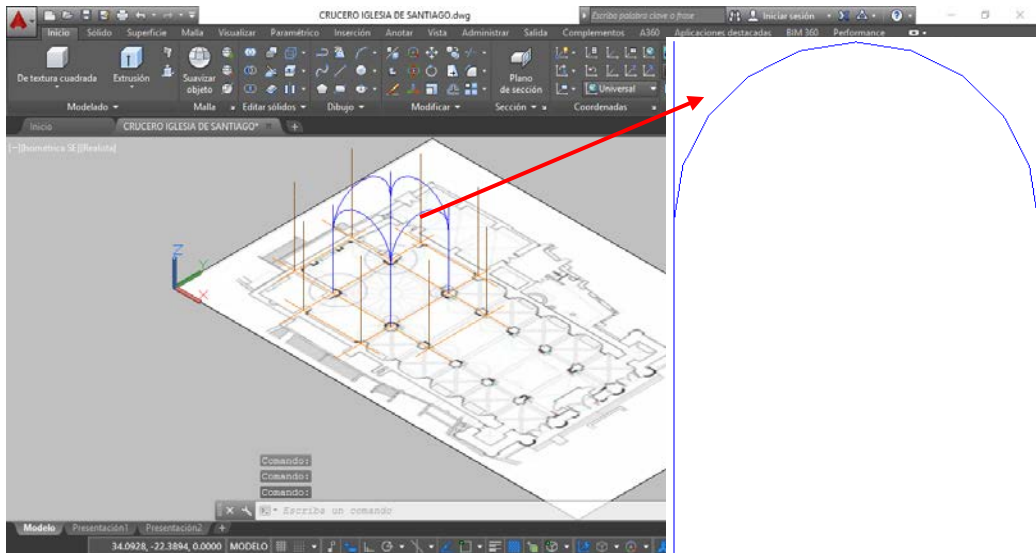


Figura 6.2 Pilastras y arcos torales del modelo analítico.

A continuación, se comenzó a modelar la losa de hormigón armado de 15 cm de espesor (Figura 6.3) que se dispuso en las cubiertas de la iglesia hace unos años. Esta losa se ha realizado mediante la función en AutoCAD de “3Dcara” o “3Dface” (en color marrón claro) para que una vez importada a CypeCAD lo reconozca como una lámina y poder elegir el tipo de material y sus características. Tendrá unas dimensiones de unos 5 metros de ancho y unos 4,5 metros de longitud cada vano, teniendo las mismas dimensiones que las cubiertas. Luego se aplicarán en CypeCAD, sobre la losa de hormigón, las cargas muertas debido al peso propio equivalentes a una cubierta de tejas curvas.

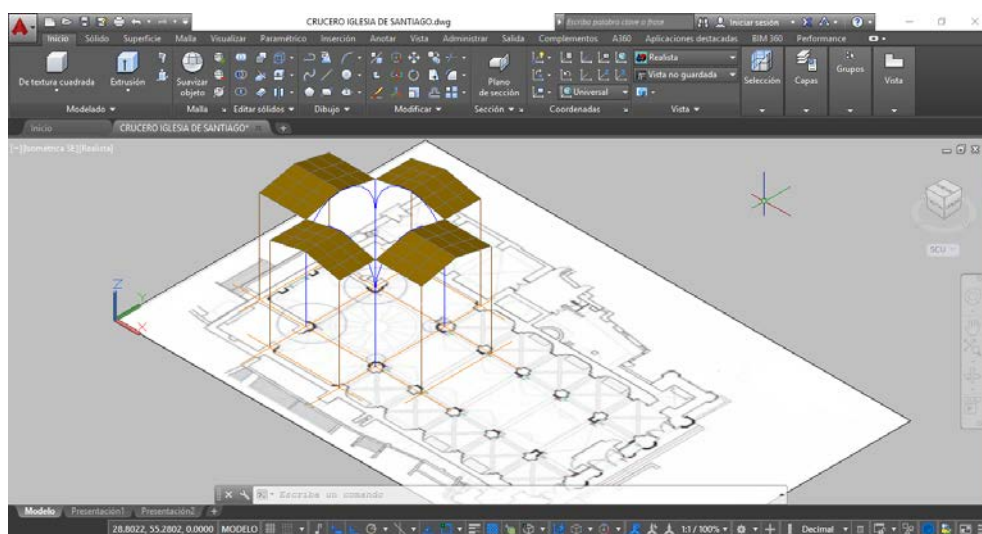


Figura 6.1.3 Losa de hormigón armado en forma de láminas.

De la misma manera (mediante láminas), se ha realizado el tambor que apoya en los cuatro arcos torales, teniendo un diámetro de 9 metros y 2 metros de altura, con sus correspondientes huecos para ventanas y cuatro pechinas, siendo los triángulos de lados curvos, que forman el anillo de una cúpula y los arcos sobre los que se construye. Estas pechinas se han modelizado mediante barras (en color verde) conectando el arco con el tambor en “simulación” de estas (Figura 6.4) y así conseguir una buena sujeción del tambor.

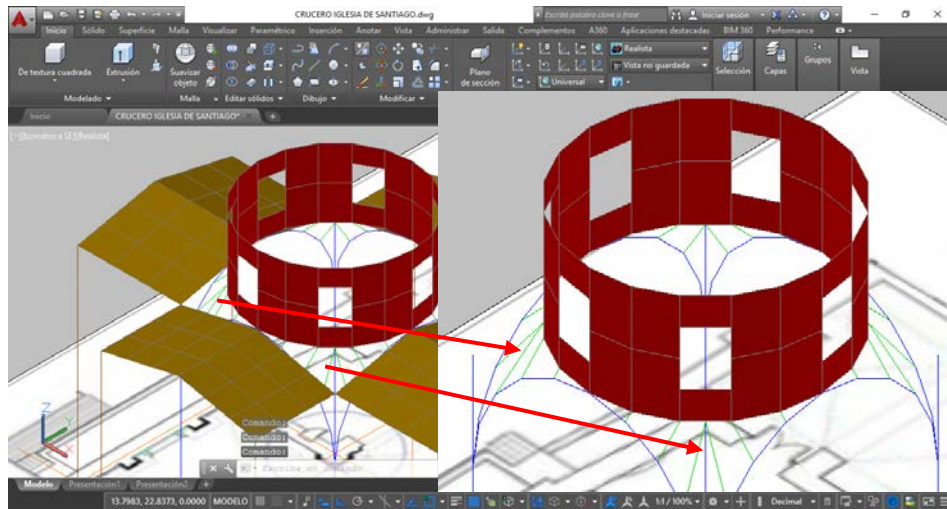


Figura 6.4 Tambor y pechinas en forma de barras.

Para la modelización de la cúpula ha habido bastantes problemas a la hora de realizar la importación a CypeCAD. Se comenzó realizando dicha cúpula mediante una semiesfera de revolución, la cual mediante una función de AutoCAD se debía “suavizar el objeto”, es decir, convertir un objeto 3D en un objeto de malla con el fin de que el programa CypeCAD lo reconociera, pero siempre ocurría un fallo y se tuvo que realizar mediante la función de “3Dcara o 3Dface” para cada lámina (Figura 6.5) realizando cada cara una a una y así finalmente poder conseguir la forma y las dimensiones deseadas de nuestra cúpula que reconoció el programa perfectamente.

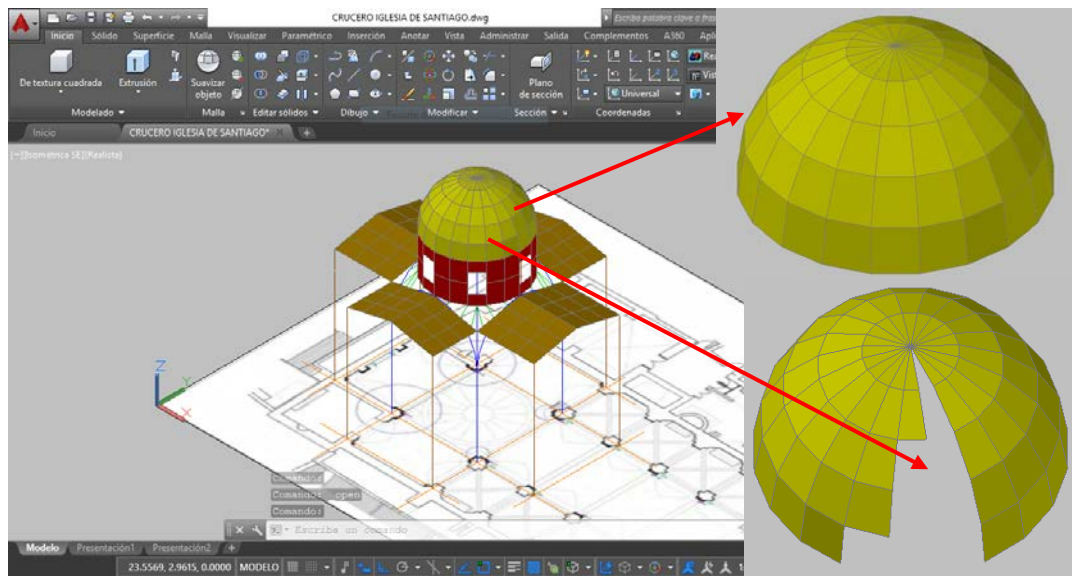


Figura 6.5 Cúpula mediante láminas.

Por último, se realizan los muros perimetrales (Figura 6.6) de igual forma que las anteriores partes, mediante la función de realizar láminas (en color azul claro) con unas dimensiones de nueve metros de longitud y unos doce metros de altura cada uno. Una vez acabado el modelo, o eso creíamos, se importó a CypeCAD en el cual se realizaron los cálculos para los diferentes sismos (0,12 g y 0,36 g), se pudo observar en los diferentes muros y sobre todo en las uniones de las cuatro cubiertas, unos esfuerzos y unas deformaciones bastante anormales, por lo que se decidió realizar otra alternativa.

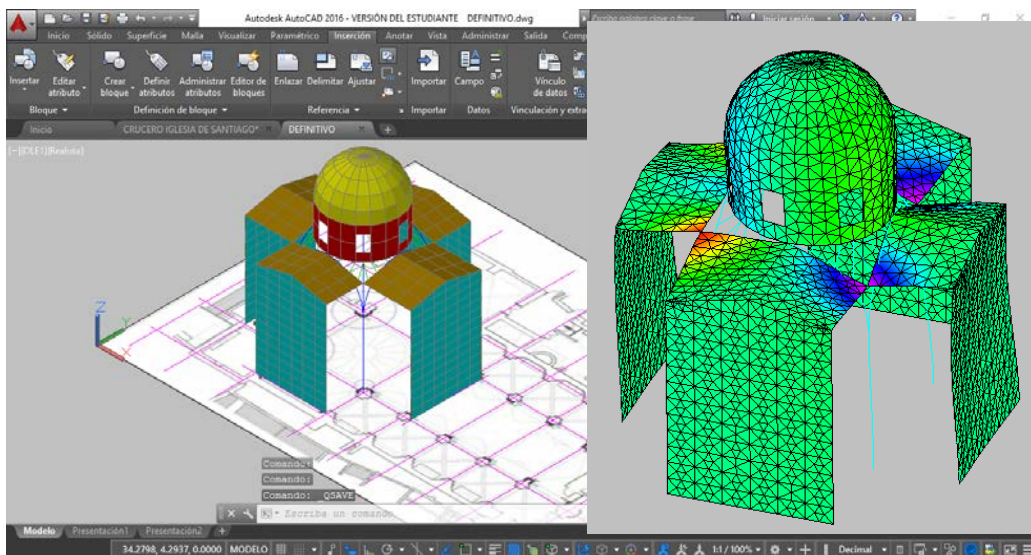


Figura 6.6 Primera alternativa con cuatro muros.

6.2 Modelo finalmente seleccionado

También, se pudo observar que al realizar los cálculos el programa daba bastantes modos de vibración dentro de los resultados del apartado del sismo dinámico con unos periodos de vibración por segundo (T) y un porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis (M_y) suficientemente descompensados e irreales por lo que se debió realizar una nueva alternativa. Por lo que se decidió realizar las demás partes del muro consiguiendo un perímetro completamente cerrando dejando cuatro huecos en forma de arcos situados en las naves laterales (Figura 6.7). Como podemos observar, se ha cerrado la nave central con un muro para dotar de simetría a nuestro modelo y **simular los contrafuertes que el resto de nave central contiene**, con el fin de aproximar al modelo y obtener unos resultados lo más próximos a la realidad.

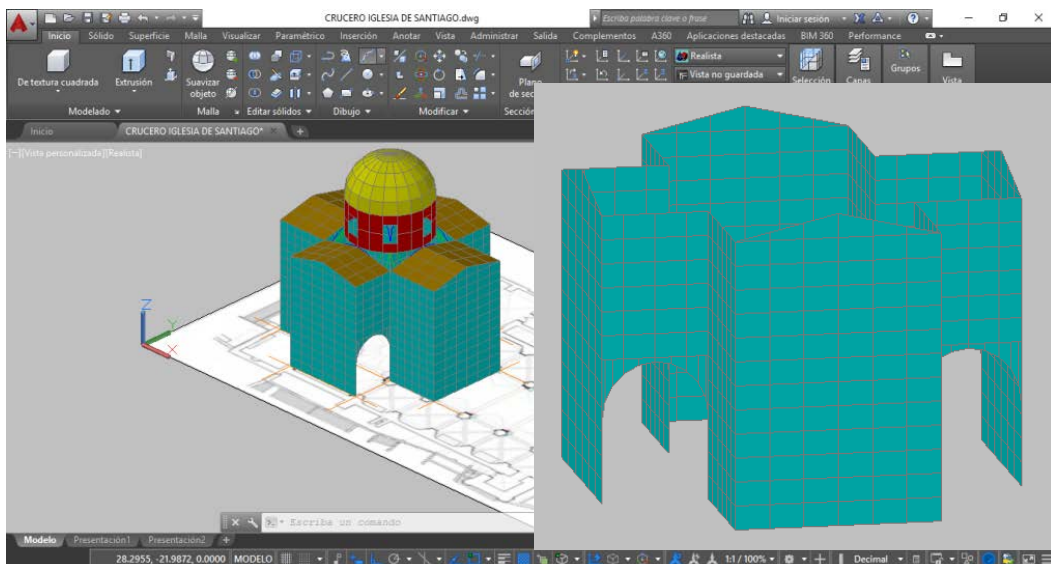


Figura 6.7 Nueva alternativa con muros en recinto cerrado.

Una vez conseguido el modelo final, se importa el fichero a Cype 3D (Figura 6.8) en formato DWG. siendo este formato el generado por AutoCAD, en el que comenzaremos a definir las dimensiones de cada parte de nuestra estructura, es decir, diámetro de las pilastras, ancho y canto de los arcos, espesor de la losa de hormigón armado, espesor y características del material de mampostería elegido mediante la opción de material genérico.

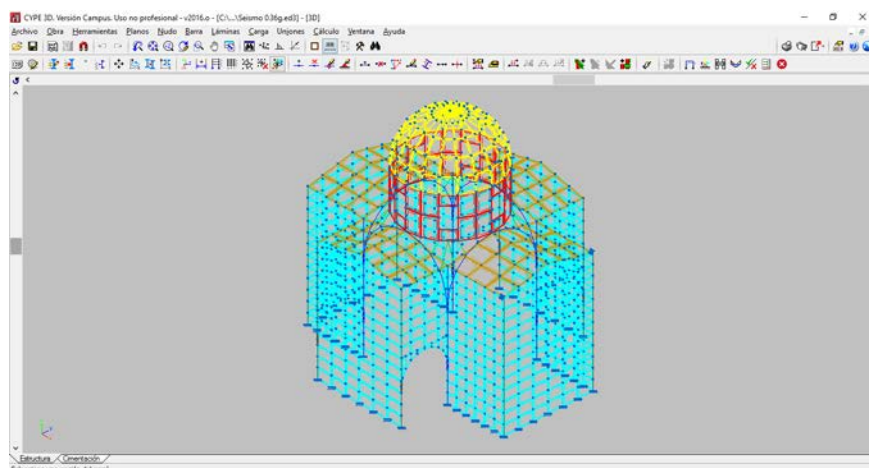


Figura 6.8 Estructura completa importada a Cype 3D.

Empezaremos con la configuración de las acciones en los datos generales del programa (Figura 6.9), en los que configuraremos según la carga sísmica, tanto del terremoto que indica la norma sismorresistente vigente (NCSE-02) en la provincia de Murcia y el término municipal de Lorca con una aceleración básica (a_b) del 0,12 g como el que produjo su derrumbe en Mayo de 2011 con una aceleración básica (a_b) del 0,36 g. Teniendo Lorca un tipo de terreno de Tipo III, la estructura de la iglesia sin ductilidad según la norma para un tipo de material como la mampostería y también el número de modos de vibración que intervienen en el análisis según la norma, considerándose modos con contribución significativa aquellos para los que la suma de las masas efectivas de los “r” primeros modos considerados, sea superior al 90% de la masa movilizada en el movimiento sísmico.

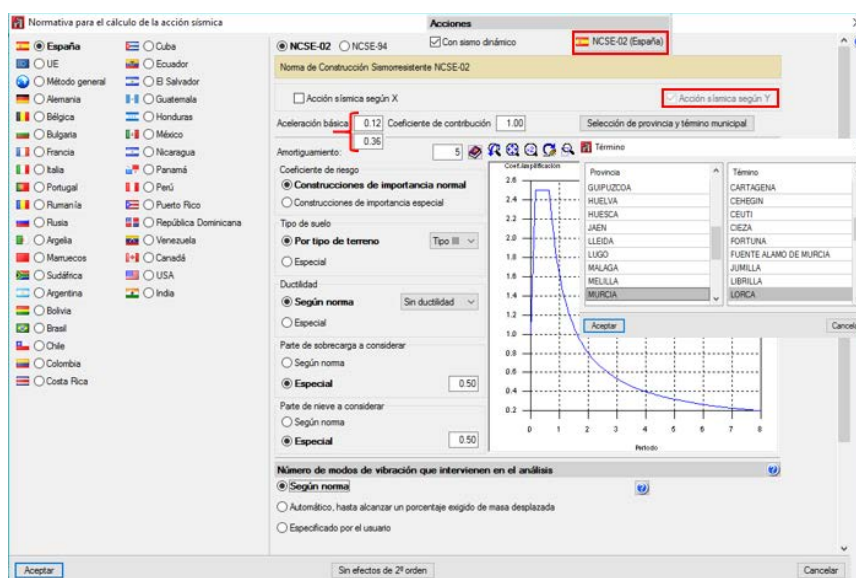


Figura 6.9 Configuración de las acciones con sismo dinámico.

Seguiremos con la determinación de las características de las diferentes partes de la estructura dividida en capas (Figura 6.10) para una mejor selección de los materiales y facilidad de trabajo con la que podremos ir activando y desactivando las capas que queramos en función de nuestra necesidad. También el **tipo de material** que vamos a utilizar en la mayoría del modelo, al ser una iglesia, va a ser mediante piedra de mampostería con las siguientes características, módulo de elasticidad de 4000 MPa, módulo de Poisson de 0,15, coeficiente de dilatación de $12 \cdot 10^{-6}$ m/m°C y peso específico de 23 kN/m³, pudiendo modificar dichas características según nuestro tipo de material que queramos aplicar siendo diferente del hormigón, acero laminado, conformado o aluminio extruido.

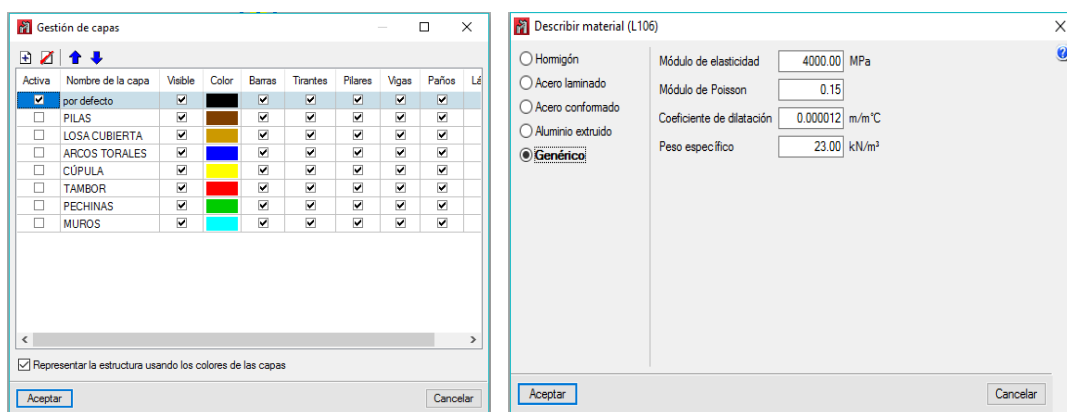


Figura 6.10 Gestión de capas del modelo y descripción del material genérico.

La primera capa con la que vamos a trabajar va a ser con las pilastras (Figura 6.11), que van a tener una sección circular con 50 cm de diámetro cada uno y el tipo de material siendo genérico para la piedra de mampostería con las características indicadas anteriormente.

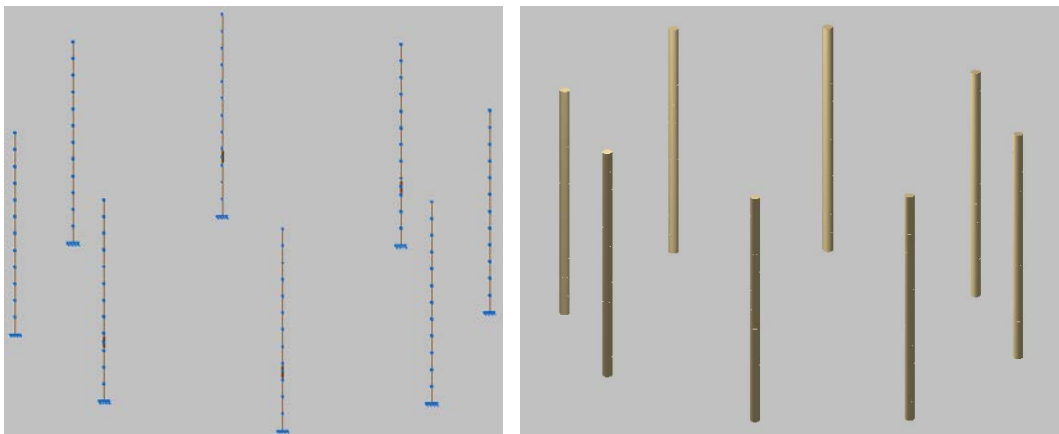


Figura 6.11 Pilastras de piedra de mampostería circulares.

La losa de hormigón armado de la cubierta (Figura 6.12) va a tener un espesor de 150 mm y de un hormigón armado de 25 N/mm², HA-25, sobre la que ira la cubierta formada por tejas curvas con un peso de 0,50 kN/m². Este peso se situará en toda la losa como una carga muerta de 0,49 kN/m², ya que al tener un ángulo de inclinación pequeño y multiplicando el coseno de dicho ángulo por el peso de 0,50 kN/m² consiguiendo una reducción del peso casi insignificante, es decir, del 0,1 kN/m².

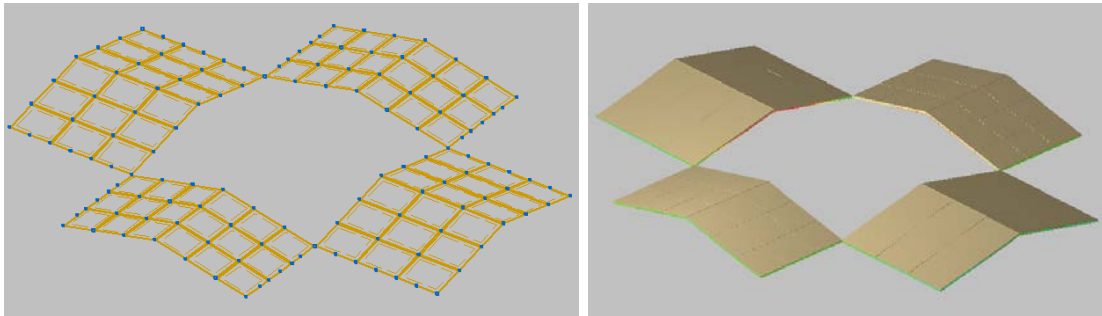


Figura 6.12 Losa de hormigón armado, HA-25, con 150 mm de espesor.

Una de las partes más importante de este modelo es el dimensionamiento de los arcos torales (Figura 6.13) que forma nuestro crucero. Podemos dividir nuestros arcos en dos partes, una de ella en las pilastras que la forman con unas dimensiones circulares con 50 cm de diámetro (iguales que los citados anteriormente) y la segunda parte sería la parte curva de los arcos que tendrán una sección rectangular de 35 cm de ancho por 50 cm de canto y del mismo material genérico de mampostería.

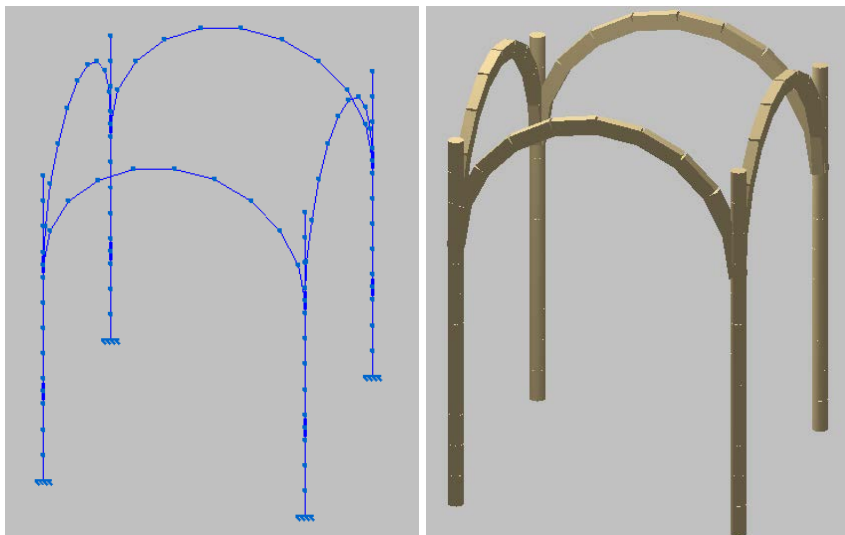


Figura 6.13 Arcos torales de mampostería.

Sobre los arcos torales se apoyará el tambor que se designará con un espesor de 500 mm en todo su perímetro y eligiendo el mismo tipo de materia genérico (piedra de mampostería).

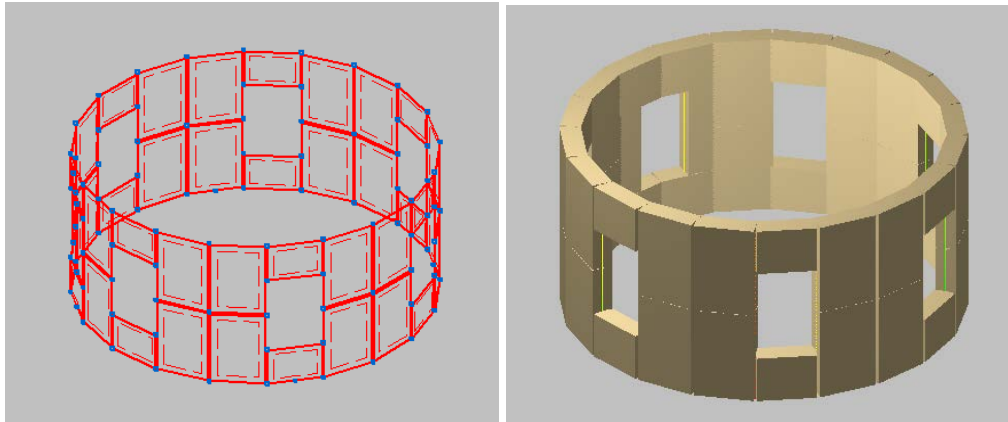


Figura 6.14 Tambor de espesor constante.

La cúpula irá apoyada sobre el tambor con la función de una mejor transmisión de esfuerzos sobre los arcos torales donde va apoyada, utilizaremos un canto variable para su diseño, el cual constará de cinco filas de láminas, la primera de ellas será de 500 mm de espesor como el tambor, la segunda y tercera fila será de 400 mm, la cuarta de 300 mm y por último 100 mm. También será del mismo material con las características de piedra de mampostería.

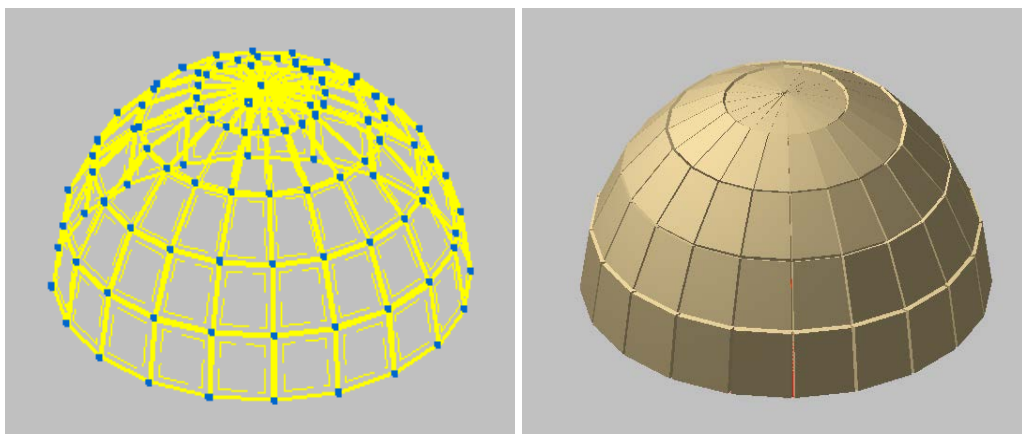


Figura 6.15 Cúpula de canto variable.

Para la “simulación” de las pechinas, como ya hemos explicado, las vamos a realizar mediante barras entre los arcos torales y el tambor para conseguir una mejor

fijación de los mismos. Dichas barras tendrán una sección circular con unas dimensiones de 20 cm de diámetro cada una y con el mismo tipo de material de mampostería.

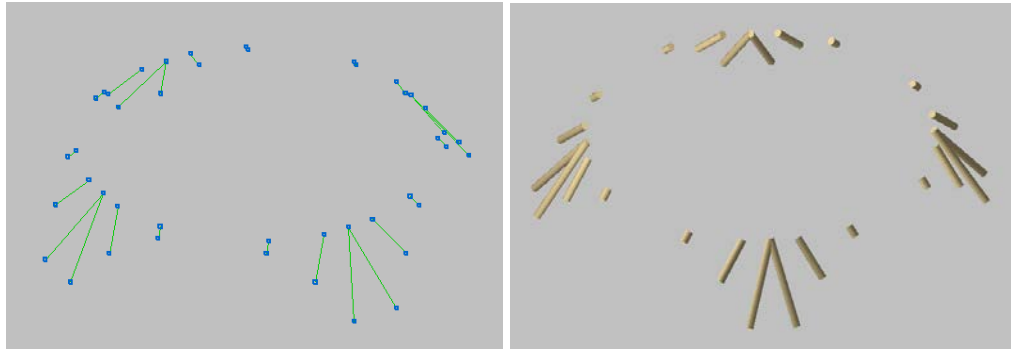


Figura 6.16 Pechinas en forma de barras circulares.

Para los muros del crucero hemos considerado un recinto cerrado para conseguir la mayor simetría posible con unas dimensiones de 400 mm de espesor en todo su perímetro y con un material de piedra de mampostería. También se realizará una vinculación exterior entre muro y el terreno mediante nudos empotrados, es decir, desplazamientos y giros fijos en todas las tres direcciones.

Como podemos observar en la figura 6.17 se ha cerrado con un muro la parte del crucero que da a la nave central y que realmente está abierta. La razón de esta actuación se debe a que a partir de esta zona, se encuentran tres naves con contrafuertes, es decir, con el movimiento muy restringido, el cual se ha decidido simular mediante un muro “ciego”. Otro aspecto importante que se debe remarcar, es que el colapso del crucero se produce hasta la zona del muro “ciego” perteneciente a la nave central, ya que la rigidez lateral aumenta considerablemente debido precisamente a los contrafuertes que existen en la misma.

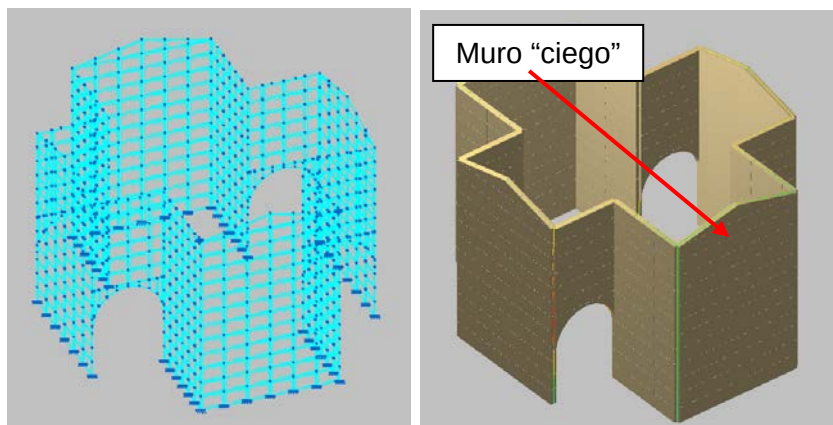


Figura 6.17 Muros peimetales del crucero y muros ciegos en simulacion del resto de naves.

Una vez dimensionado todo el modelo, se ha pensado colocar dos “carritos” (Figura 6.18) en los extremos finales de las dos pilastras que se encuentran en el eje x, es decir, donde en realidad la nave central de la iglesia continua en su longitud, y al haber modelizado solo la parte del crucero, con estos dos “carritos” impidiendo los desplazamientos en el eje X ($D_x=1, 0,0$) y permitiéndolo en el eje Y conseguiremos simular el resto de estructura de la iglesia y poder obtener una mayor realidad en los resultados generados por el sismo en el eje Y mediante Cype 3D.

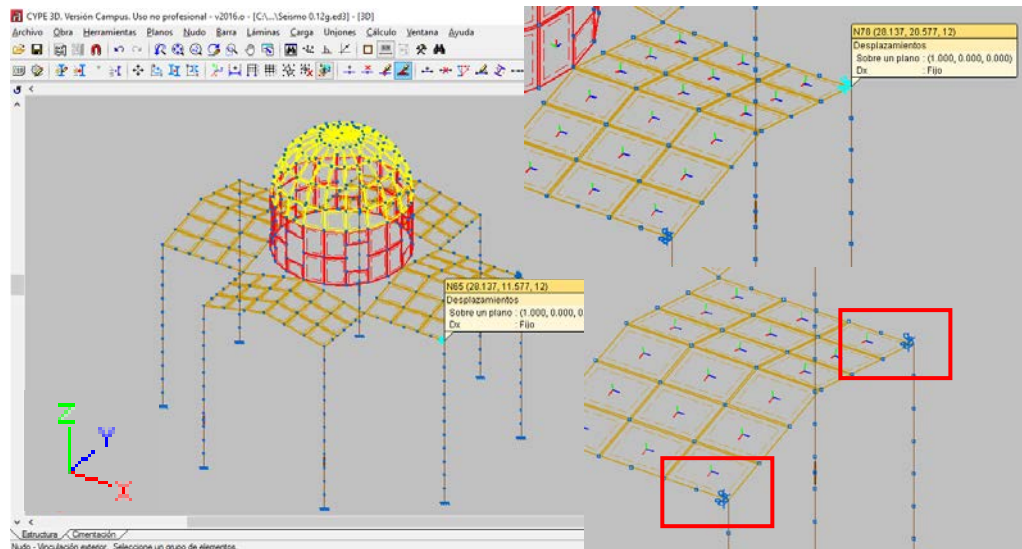


Figura 6.18 Carritos con desplazamientos impedidos en el eje X.

Por último, la estructura final del modelo según el programa de Cype 3D quedaría de la siguiente manera:

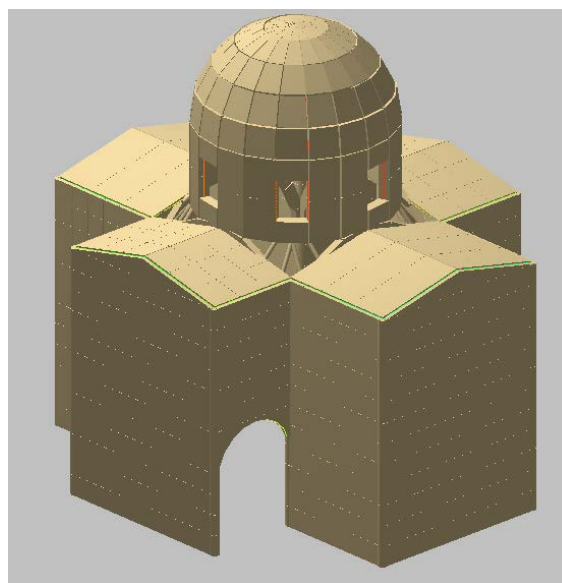


Figura 6.19 Estructura del modelo final.

6.3 Evaluación de resultados

6.3.1 Casos de carga

En primer lugar, debemos realizar una descripción de los distintos casos de carga cuando la estructura se ve sometida a un tipo de acción concreta. Posteriormente, se evaluará la combinación de cargas de las diferentes acciones evaluadas en cada caso de carga. Los casos de carga analizados son:

- **Caso 1:** Peso propio + cargas muertas. (Para ambos tipos de sismos).
- **Caso 2:** Sismo eje Y (Para sismo 0,12 g).
- **Caso 3:** Sismo eje Y (Para sismo 0,36 g)

Para la evaluación de resultados vamos a comenzar con el **Caso 1**, comparando los diferentes desplazamientos que se producen en cada uno de los tres ejes (X, Y, Z) ocasionado por las cargas permanentes (PP+CMcubiertas). Para este caso, se producirán los mismos desplazamientos en la estructura tanto para el sismo de 0,12 g como para el de 0,36 g. Por otro lado, para el **Caso 2** y el **Caso 3**, analizaremos los desplazamientos según una hipótesis simple, sismo en el “eje Y” con modo 1 de vibración, siendo éste el modo con mayor porcentaje de masa desplazada, un 82,31% para ser exactos.

6.3.1.1 Caso 1

Con los resultados generados por Cype 3D mediante la deformada (Figura 6.20) podemos observar según una escala de valores y colores, las zonas donde se produce mayor desplazamiento y las zonas más afectadas por causa del **Caso 1**, llegando a un desplazamiento máximo de la estructura de 6 mm aproximadamente.

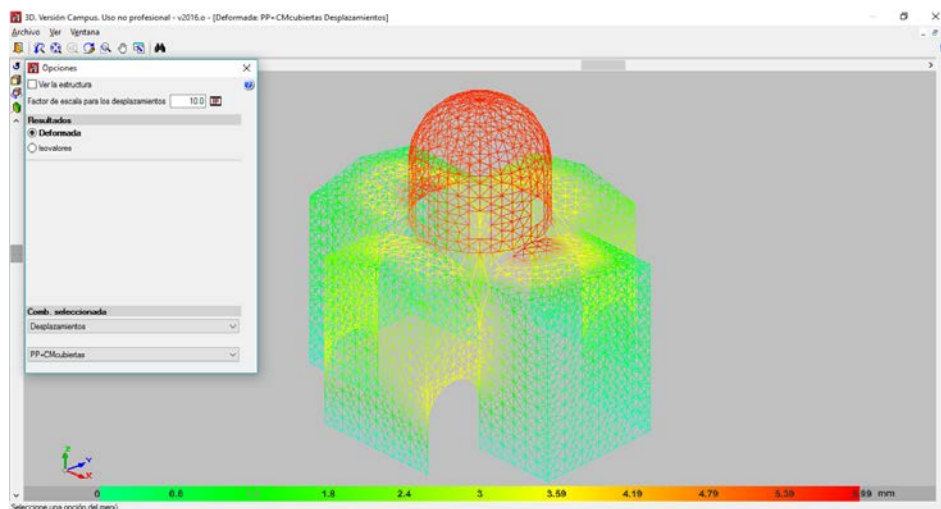


Figura 6.20 Deformada Caso 1: PP+CMcubiertas.

También los mismos resultados se pueden expresar mediante isovalores (gráficos de colores en el que cada color representa un valor). En dicha opción se puede elegir el desplazamiento que se produce en diferentes ejes, comenzaremos por los desplazamientos en X obteniendo unos valores bastante insignificantes en ese sentido, desde un desplazamiento negativo de 1,1 hasta un 0,57 mm, por lo que por causa del **Caso 1** podrían despreciarse. El siguiente será con los desplazamientos Y en el que por causa del PP+CMcubiertas las paredes paralelas al dicho eje tienden a abrirse en consecuencia de los empujes de dichas cargas alcanzando unos valores entre -2,63 y 2,63. Donde mejor se va apreciar los desplazamientos ocasionados por dichas cargas es en el eje Z (Figura 6.21) donde se produce unos desplazamientos negativos en las zonas de la unión entre las cubiertas y el tambor más la cúpula alcanzando un máximo de 6 mm, todo esto es debido al mayor peso de la cúpula más el tambor con respecto al resto de la estructura.

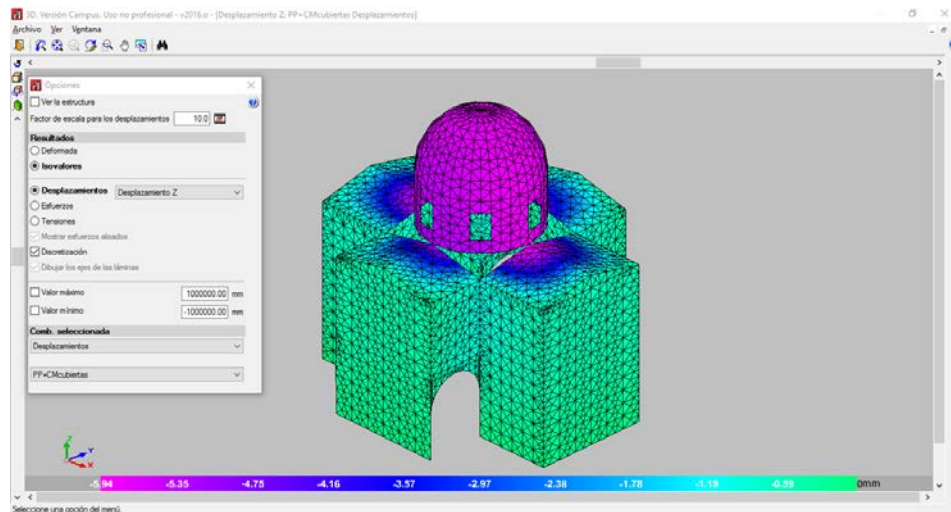


Figura 6.21 Isovalores Caso 1 de los desplazamientos en Z.

Tanto para las tensiones normales en X e Y para este caso de cargas, aparecen unas ligeras compresiones del orden de 5 MPa (color verde generalizado) que quedan dentro del rango elástico y unas tracciones algo superiores del entorno de 5 MPa localizadas en zonas concretas de la cubierta (color celeste), que generan algo de fisuración.

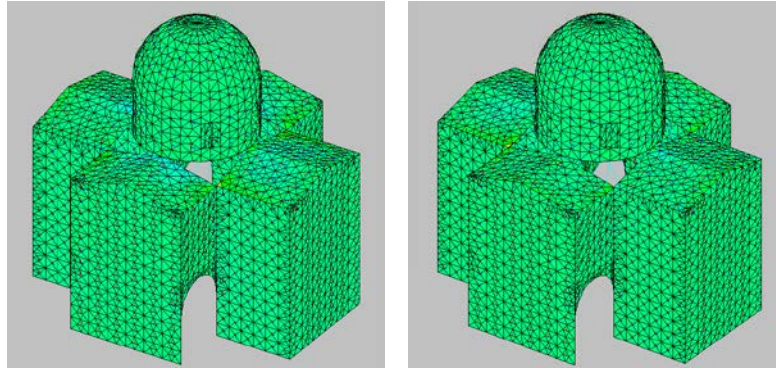


Figura 6.22 Tensiones normales en X e Y del Caso 1.

6.3.1.2 Caso 2

Vamos a continuar con los resultados obtenidos mediante el sismo generado por la norma sismorresistente vigente (NCSE-02), teniendo una aceleración básica del **0,12 g**, actuando sobre el eje Y, en lo que sería el **Caso 2** de carga. Se obtienen unos resultados mediante la deformada en la que se puede observar las zonas más afectadas y los desplazamientos máximos debido al sismo citado anteriormente, consiguiendo un máximo desplazamiento de 16,58 mm en la parte más alta de la estructura, es decir, en la cúpula. También se puede observar (Figura 6.23) como la mitad de la parte izquierda de la estructura, de color amarillo, tiene más desplazamiento que la otra mitad, ocasionando un mayor daño en dicha parte gracias a la disposición de los dos carritos que impedían el movimiento en X, simulando el resto de naves con contrafuertes.

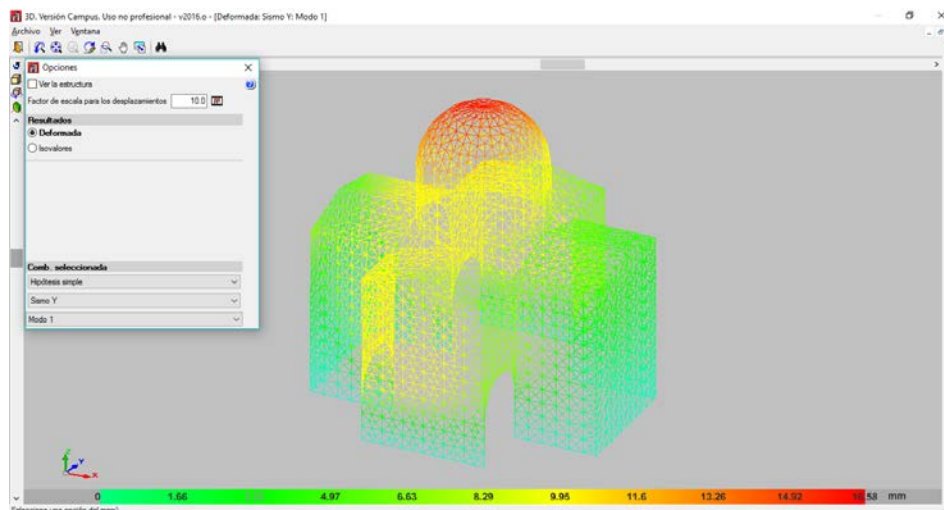


Figura 6.23 Deformada Caso 2: sismo en Y.

De la misma manera, mediante isovalores, vamos a analizar los diferentes desplazamientos provocados en la estructura según sus ejes. Para los desplazamientos en X podemos observar que en dicho eje es donde menos afectada se ve dicha estructura con respecto a los demás ejes, con unos valores de entre -3,43 hasta 3,40 mm. En los desplazamientos sobre el eje Y, siendo el mismo eje donde se produce dicho sismo, se llega a alcanzar un desplazamiento máximo de 16,58 mm, teniendo una representación gráfica de isovalores igual que en la deformada (Figura 6.23) y en el desplazamiento total. Además, los desplazamientos en Z, gracias a las acciones generadas por el **Caso 2**, se puede observar un desplazamiento de la estructura entre unos valores de -4,54 y 4,6 mm (Figura 6.24), en el que una mitad de la cúpula se produce un desplazamiento positivo y en la otra mitad sufre un desplazamiento negativo, provocando una oscilación de la estructura en dicho eje. Se observa claramente como hay una zona que presenta elevación (rojo Figura 6.24) mientras que en la inmediatamente posterior presenta descenso (azul).

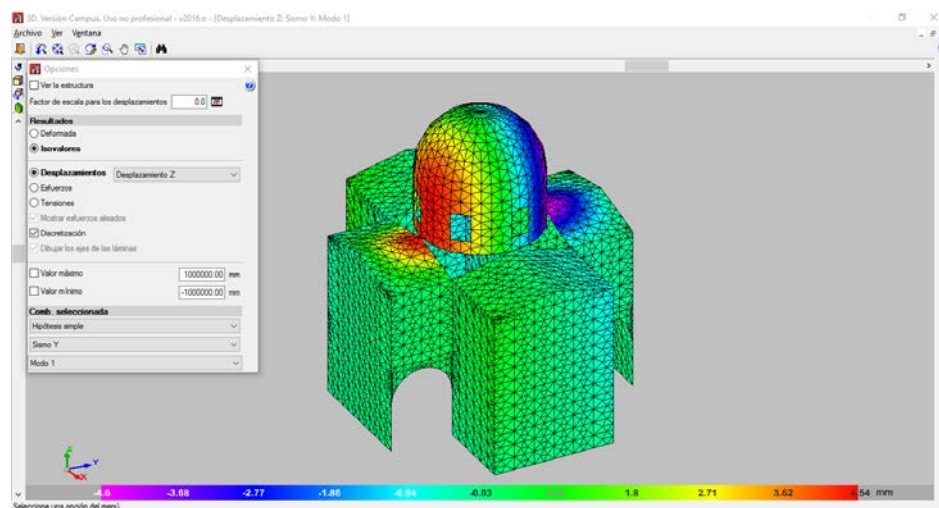


Figura 6.24 Isovalores Caso 2 para los desplazamientos en Z.

Según la figura 6.24 sobre las tensiones normales X e Y del caso 2 de cargas, se producen de compresiones con un valor de -8 MPa y tracciones de 10 MPa aproximadamente, ambas puntuales. De nuevo, se manifiesta comportamiento pseudo-lineal a compresión y fisuración puntual debido al valor alcanzado por las tracciones.

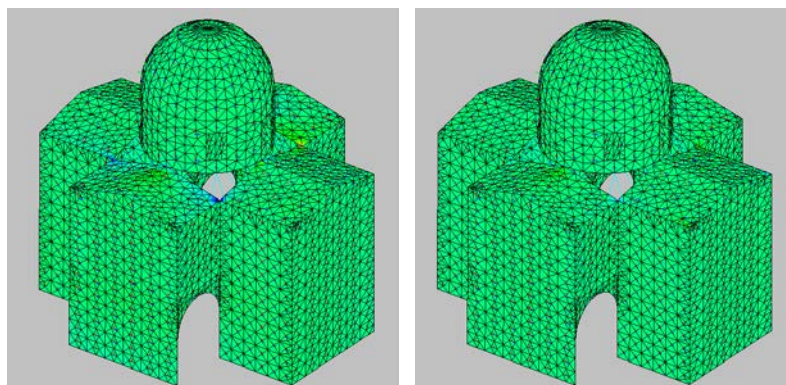


Figura 6.24 Tensiones normales X e Y del Caso 2.

6.3.1.3 Caso 3

A continuación, vamos a acabar analizando los resultados obtenido mediante el sismo que ocasionó el derrumbe en Mayo de 2011, con una aceleración básica de **0,36g**, siendo una aceleración tres veces mayor a la esperada **de 0.12g (referencia indirecta Norma NCSE-02)**, en lo que sería el **Caso 3** de carga. Como podemos observar, en los resultados de la deformada (Figura 6.25), podemos analizar rápidamente que zonas están más dañadas y los desplazamientos mayores en consecuencia del sismo, alcanzando un máximo desplazamiento de 40,91 mm en la zona de más altura (la cúpula).

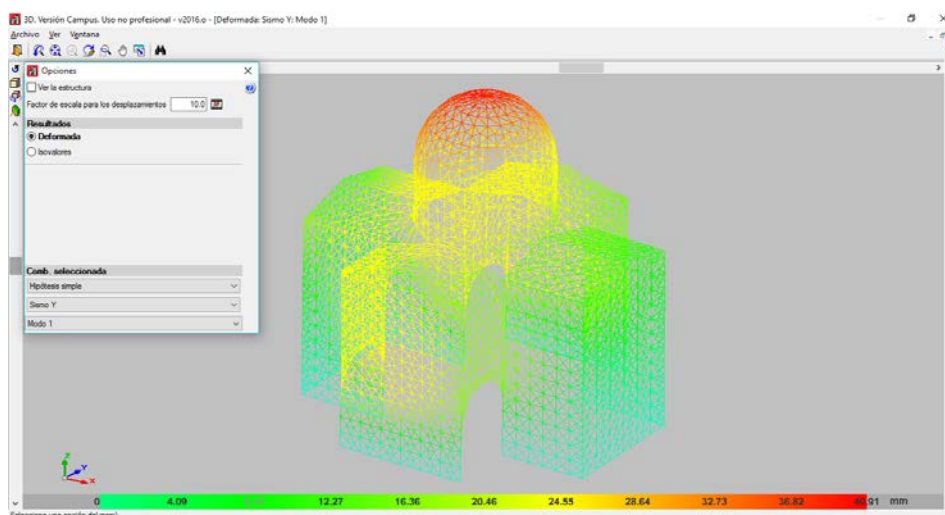


Figura 6.25 Deformada Caso 3: sismo en Y.

De la misma manera, vamos a analizar los diferentes desplazamientos provocados en la estructura según sus ejes. Para los desplazamientos en X podemos observar que en dicho eje es donde menos afectada se ve dicha estructura con respecto

a los demás ejes, con unos valores de entre -8,46 hasta 8,40 mm. En los desplazamientos sobre el eje Y, siendo el mismo eje donde se produce dicho sismo, se llega a alcanzar un desplazamiento máximo de 40,91 mm, teniendo una representación gráfica de isovalores igual que en la deformada (Figura 6.26) y en el desplazamiento total. Además, los desplazamientos en Z, gracias a las acciones generadas por el **Caso 3**, se puede observar un desplazamiento de la estructura entre unos valores de -11,34 y 11,19 mm (Figura 6.26), produciéndose una oscilación de la estructura en dicho eje.

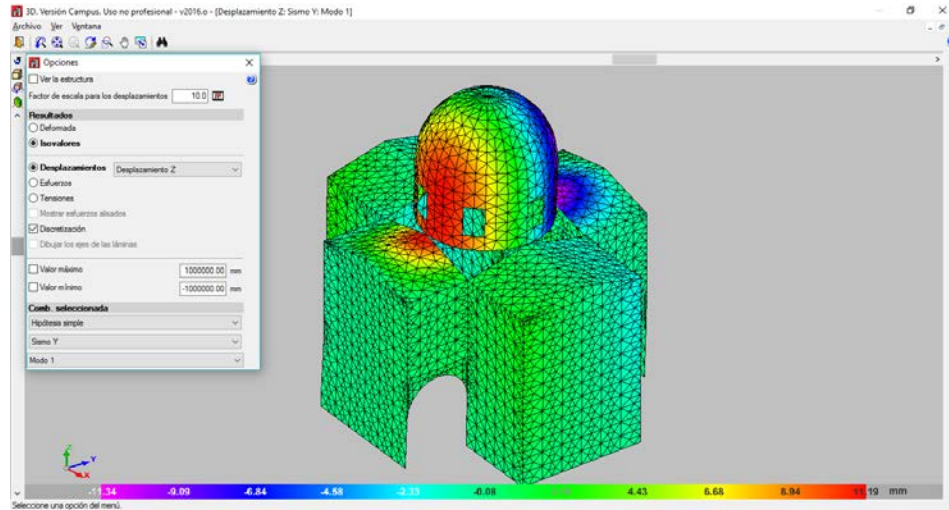


Figura 6.26 Isovalores Caso 3 para los desplazamientos en z.

En este caso de cargas, se producen unas mayores tensiones tanto para las normales en X como para en Y, alcanzando unos valores de compresiones de -15 MPa y unas tracciones algo superiores alcanzando unos valores máximos de entre 15 y 20 MPa. En este caso, la tensión de compresión se aproxima a su límite elástico, siendo los valores de tracción muy elevados lo que indica intensa fisuración en zonas puntuales de los faldones de la cubierta.

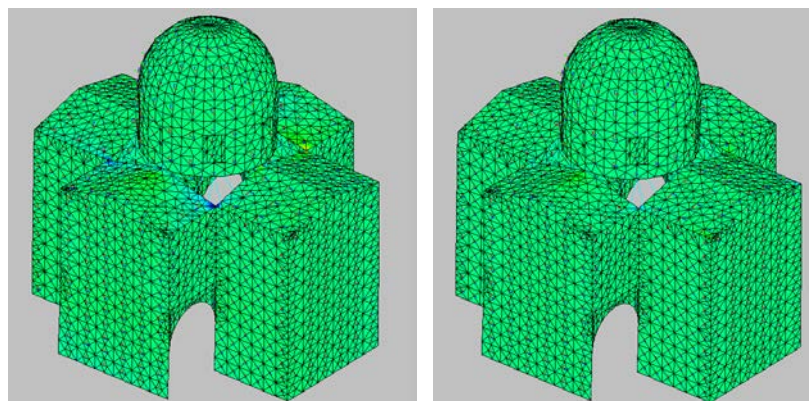


Figura 6.26 Tensiones normales X e Y del Caso 3.

Finalmente, podemos llegar a la conclusión que comparando los desplazamientos de los **Casos 2 y 3**, se produce un aumento del 60% aproximadamente.

6.4 Combinación de cargas

Una vez realizado individualmente las diferentes hipótesis de cargas, se va a proceder a las combinaciones de estas hipótesis con la finalidad de poder analizar las combinaciones pésimas que sufren los elementos tipo barra. Se dividen en dos:

- **Combinación 1:** Peso propio + cargas muertas + sismo en Y (0,12 g).
- **Combinación 2:** Peso propio + cargas muertas + sismo en Y (0,36 g).

Para el análisis de los elementos 2D, como son las láminas de muros, faldones, tambor y bóvedas me remito a los “casos” (apartado 6.3.1), concluyendo que para la combinación de cargas gravitatoria + sismo se obtendría un comportamiento elástico a compresión (aunque próximo a la rotura con el sismo de 0.36 g) y con tracciones elevadas localizadas puntualmente. Para los arcos torales, se va a realizar un análisis concreto de los elementos tipo barra que los discretizan. Un inciso importante que se debe remarcar, es la descripción de los arcos torales con los que se van a trabajar durante todo el estudio. Quedando nombrados de la siguiente forma:

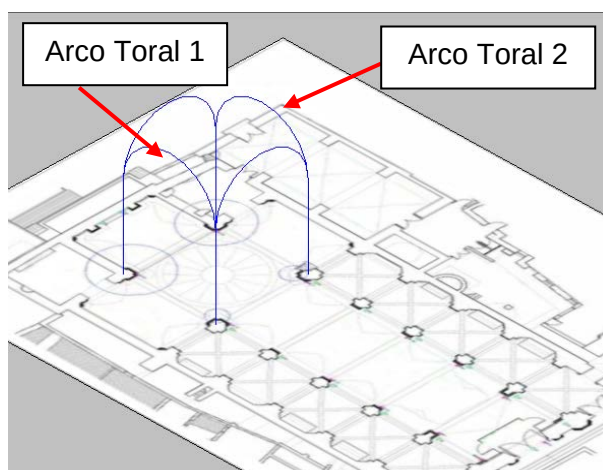


Figura 6.27 Elección Arco toral 1 y Arco toral 2.

Vamos a centrarnos en los axiles y momentos máximos obtenidos en las pilastras y en los arcos apoyados en ellas que forman el crucero, por causa de los respectivos sismos en dirección al eje Y. Estos resultados y gracias a una hoja de cálculo mediante Excel, iremos recogiendo los datos de ambos sismos para los dos arcos torales (Figura

6.28) que finalmente serán comparados con las gráficas obtenidas mediante el programa Response-2000, en el que a través del diagrama de interacción momento axil (M-N), observando la combinación máxima entre axil pico (N_p) y momento que pueden soportar, se pretende hacer una comparación de resultados tanto para la sección de las pilastras como la del arco.

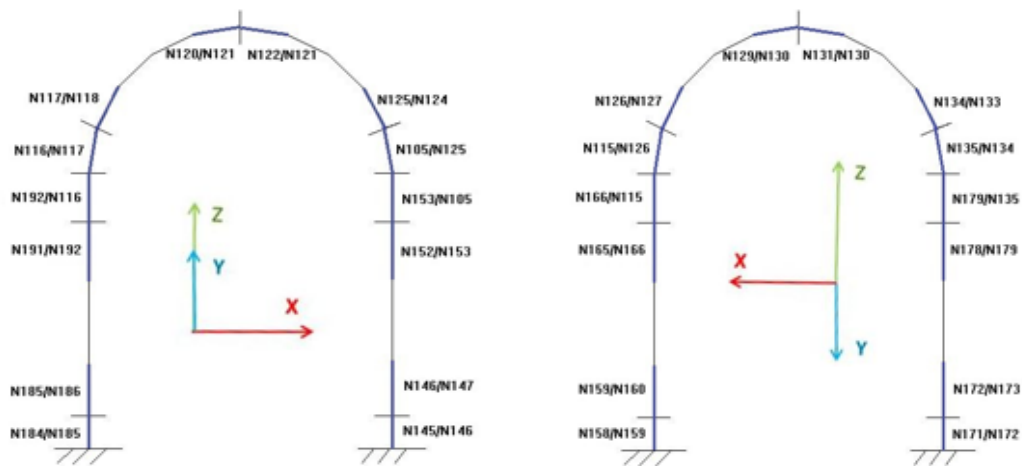


Figura 6.28 a) Arco total 1 con barras intercaladas. b) Arco total 2 con barras intercaladas.

Se ha escogido estos dos arcos porque son los que soportan los mayores esfuerzos ocasionados por los sismos, también se ha elegido un determinado número de barras que forman dichos arcos, escogiendo sobre todo barras en las uniones como podemos ver de color azul en la figura 6.28, siendo éstas las más perjudicadas. A continuación vamos a exponer dos listas de los esfuerzos máximos de cada barra, de la **Combinación 1**, mediante la ecuación 5.1. Estando los axiles medidos en kN y los momentos en kN·m, y los signos según el programa Cype nos indica el signo negativo, compresión, y el signo positivo, tracción.

Tabla 6.1 Esfuerzos Combinación 1 sobre el arco total 1.

Barras	Cargas gravitatorias (PP+CMcubiertas)		Cargas sismicas (en Y)		Combinacion pésima	
	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axiles	Momentos
N184/N185	-447,55	-18,56	174,74	160,28	-272,81	141,72
N185/N186	-449,104	-8,59	191,744	80,82	-257,36	72,23
N191/N192	-441,72	3,46	113,671	5,37	-328,049	8,83
N192/N116	-513,213	-10,92	205,288	5,07	-307,925	-5,85
N116/N117	-376,033	129,83	266,901	69,2	-109,132	199,03
N117/N118	-395,583	-75,35	285,621	90,81	-109,962	15,46
N120/N121	-185,129	88,06	153,453	-55,5	-31,676	32,93
N122/N121	-174,321	88,43	112,899	-55,57	-61,422	32,86
N125/N124	-389,719	-73,44	254,433	79,41	-135,286	5,97
N105/N125	-368,719	128,32	238,1	61,73	-130,619	190,05
N153/N105	-531,879	-10,87	280,338	1,81	-251,541	-9,06
N152/N153	-470,504	3,82	224,838	2,35	-245,666	6,17
N146/N147	-438,816	-8,8	155,265	50,14	-283,551	41,34
N145/N146	-442,528	-19,3	183,751	97,3	-258,777	78

Tabla 6.2 Esfuerzos Combinación 1 sobre el arco total 2.

Barras	Cargas gravitatorias (PP+CMcubiertas)		Cargas sísmicas (en Y)		Combinación pésima	
	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axiles	Momentos
N158/N159	-443,62	36,85	-166,627	94,98	-610,247	131,83
N159/N160	-439,914	19,69	-150,969	49,17	-590,883	68,86
N165/N166	-471,754	10,59	-207,122	1,04	-678,876	11,63
N166/N115	-531,453	24,57	-243,18	0,75	-774,633	25,32
N115/N126	-377,187	129,02	-239,018	66,67	-616,205	195,69
N126/N127	-382,342	-73,86	-256,359	-61,74	-638,701	-135,6
N129/N130	-175,541	86,45	-114,204	83,02	-289,745	169,47
N131/N130	-180,546	88,52	-90,011	67,35	-270,557	155,87
N134/N133	-403,018	-76,76	-268,526	-67,33	-671,544	-144,09
N135/N134	-381,181	131,6	-249,801	73,69	-630,982	205,29
N179/N135	-515,396	24,31	-151,926	5,98	-667,322	30,29
N178/N179	-444,757	10,68	-50,179	5,91	-494,936	16,59
N172/N173	-349,399	19,05	-145,982	81,86	-495,381	79,91
N171/N172	-365,144	35,48	-139,819	162,03	-504,963	197,51

Comparando los esfuerzos de ambos arcos totales, podemos fijarnos como en el arco total 2 soporta unos esfuerzos mayores en el 90% de las barras, tanto axiles como momentos, y también se puede observar como en las uniones entre los arcos y las pilastras (barra N115/N126 y barra N135/N134) tienen la combinación entre axiles de compresión y momentos de tracción bastante elevados con respecto a las demás barras, en cambio, en las uniones entre los arcos y tambor con la cúpula (barra N129/N130 y barra N131/N130) se obtienen unos axiles de compresión bajos pero unos momentos de tracción elevados.

Una vez evaluados los resultados mediante el sismo esperado en la zona según la norma NCSE-02, vamos a centrarnos con los resultados del sismo que en realidad generó el derrumbe en Mayo de 2011, con una aceleración básica bastante elevada de un 0,36 g, siendo esta la **Combinación 2**, en el que se producen unos esfuerzos bastante mayores que más adelante se expresarán con más detalle mediante porcentajes.

Tabla 6.3 Esfuerzos Combinación 2 sobre el arco total 1.

Barras	Cargas gravitatorias (PP+CMcubiertas)		Cargas sísmicas (en Y)		Combinación pésima	
	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axiles	Momentos
N184/N185	-347,55	-18,56	571,549	255,53	223,999	236,97
N185/N186	-349,104	-8,59	591,414	179,43	242,31	170,84
N191/N192	-441,72	3,46	580,513	13,24	138,793	16,7
N192/N116	-413,213	-10,92	496,604	12,52	83,391	1,6
N116/N117	-376,033	129,83	658,65	170,78	282,617	300,61
N117/N118	-395,583	-75,35	704,848	224,09	309,265	148,74
N120/N121	-185,129	88,06	378,687	-136,96	193,558	-48,9
N122/N121	-174,321	88,43	278,609	-137,14	104,288	-48,71
N125/N124	-389,719	-73,44	627,883	195,97	238,164	122,53
N105/N125	-368,719	128,32	587,575	152,33	218,856	280,65
N153/N105	-531,879	-10,87	691,81	4,46	159,931	-6,41
N152/N153	-470,504	3,82	554,85	5,8	84,346	9,62
N146/N147	-438,816	-8,8	583,159	123,73	144,343	114,93
N145/N146	-442,528	-19,3	553,455	240,11	110,927	220,81

Tabla 6.4 Esfuerzos Combinación 2 sobre el arco toral 2.

Barras	Cargas gravitatorias (PP+CMcubiertas)		Cargas sísmicas (en Y)		Combinación pésima	
	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axil Máximo	Momento Máximo (M_y)	Axiles	Momentos
N158/N159	-443,62	36,85	-414,198	134,39	-857,818	171,24
N159/N160	-439,914	19,69	-372,558	121,35	-812,472	141,04
N165/N166	-471,754	10,59	-511,131	2,56	-982,885	13,15
N166/N115	-531,453	24,57	-600,113	1,86	-1131,566	26,43
N115/N126	-377,187	129,02	-592,062	164,53	-969,249	293,55
N126/N127	-382,342	-73,86	-632,635	-152,35	-1014,977	-226,21
N129/N130	-175,541	86,45	-281,828	204,87	-457,369	291,32
N131/N130	-180,546	88,52	-222,126	166,2	-402,672	254,72
N134/N133	-403,018	-76,76	-662,661	-166,15	-1065,679	-242,91
N135/N134	-381,181	131,6	-616,451	181,84	-997,632	313,44
N179/N135	-515,396	24,31	-374,918	14,75	-890,314	39,06
N178/N179	-444,757	10,68	-323,83	14,58	-768,587	25,26
N172/N173	-349,399	19,05	-470,582	112,02	-819,981	131,07
N171/N172	-365,144	35,48	-462,15	159,85	-827,294	195,33

Con estos dos arcos torales, vuelve a ocurrir lo mismo, siendo el segundo donde mayores esfuerzos soportan y con el cual vamos a trabajar. Podemos observar de nuevo como en las conexiones entre las pilastras y el arco (barra N115/N126 y barra N135/N134) se generan una combinación de axiles de compresión y de momentos de tracción bastante elevados debido a que en esa zona se encuentra un punto crítico importante que ocurre en los arcos (explicado en la introducción). También, en la unión del arco con el tambor y la cúpula (barra N129/N130 y barra N131/N130) se producen unos axiles de compresión mucho menores respecto a los anteriores, pero sí, unos momentos sobre el eje Y de tracción importantes por causa del movimiento sísmico elevado en dicho eje, sumando la oscilación que produce el peso del tambor y la cúpula.

Finalmente, se ha realizado una comparación (Tabla 6.5) entre los dos sismos analizados anteriormente, mediante unos porcentajes, para observar cuanto han aumentado los esfuerzos en relación a la diferencia de aceleración del suelo esperada, tanto axiles como momentos, pudiendo comparar rápidamente el sismo de menor aceleración (0,12 g) con el de mayor aceleración (0,36 g). Consiguiendo una media aproximadamente del 40 % entre todas las barras, de un sismo a otro.

Tabla 6.5 Aumento de esfuerzos mediante porcentajes para el arco toral 2.

Barras	Porcentajes	
	Axiles	Momentos
N158/N159	29%	23%
N159/N160	27%	51%
N165/N166	31%	12%
N166/N115	32%	30%
N115/N126	36%	33%
N126/N127	37%	40%
N129/130	37%	42%
N131/N30	33%	39%
N134/N133	37%	41%
N135/N134	37%	35%
N179/N135	25%	22%
N178/N179	36%	34%
N172/N173	40%	17%
N171/N172	39%	19%

A continuación, vamos a comenzar explicando que secciones hemos utilizado en el programa Response-2000 (Response-2000). Como bien se ha dicho, centrándonos en los arcos torales, se ha dividido dichos arcos en dos partes, la primera en las pilastras con una sección circular de 500 mm de diámetro (Figura 6.29 a)) y la segunda en el arco con una sección rectangular de 350x500 mm (Figura 6.29 b)).

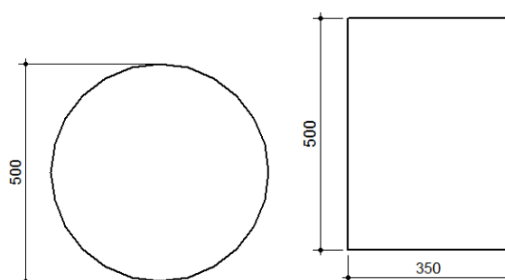


Figura 6.29 a) Sección pilastra. b) Sección arco.

Se va a trabajar con estas secciones en el Response-2000, con el objetivo de poder evaluar el axil pico (N_p) mediante el diagrama de interacción momento-axil (M-N). Ya que se va a comparar ambos resultados de cada sección descrita anteriormente, con los máximos esfuerzos obtenidos en el arco toral 2 por los sismo de aceleración básica de 0,12 g y 0,36 g, generados por el programa Cype 3D y poder discutir dichos resultados. Vamos a comenzar con el diagrama de la sección circular de las pilastras (Figura 6.30).

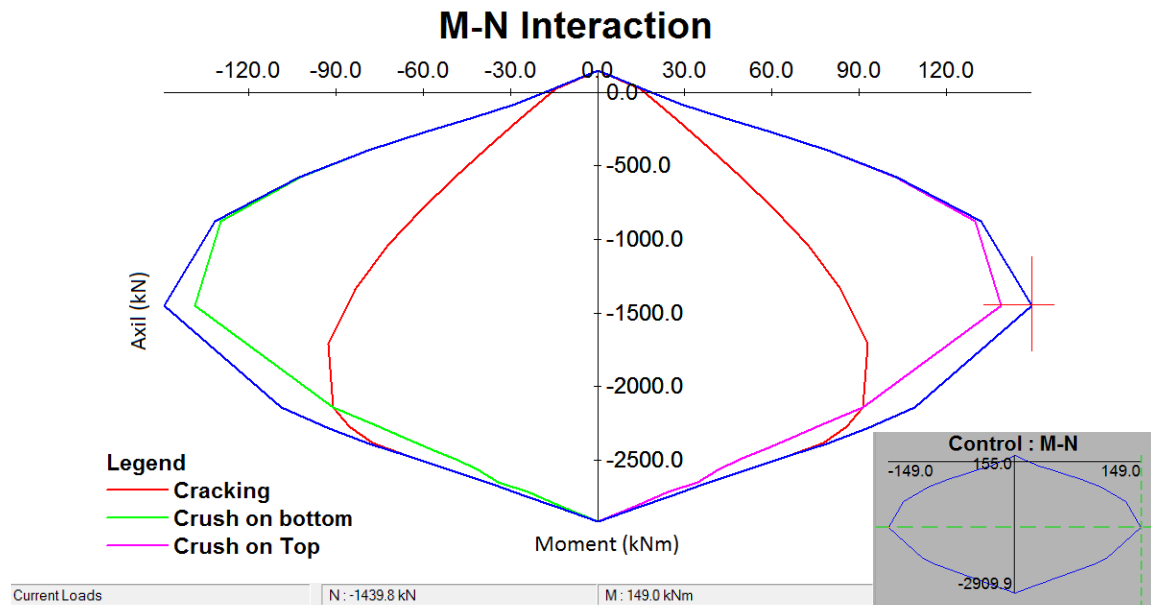


Figura 6.30 Diagrama interacción M-N sección circular (pilastras).

En este diagrama se puede evaluar el axil pico (N_p) cuando el momento es positivo o negativo y el axil es negativo (compresión), es decir, la línea azul de envolvente tercer y cuarto cuadrante. Para que no se produzca una rotura frágil se debe intentar que la pilastra, quede encuadrada para cualquier estado de cargas, con valores menores al axil pico. Teniendo un axil pico (N_p) de -1439,8 kN para una combinación de momento positivo o negativo de 149 kN·m, que mediante la figura 6.30 iremos realizando para cada axil de cálculo obtenido le corresponderá un momento resistente, el cual deberá ser superior a los momentos de cálculo para que no se produzcan daños en dichas barras. Según la tabla 6.6 y los momentos resistentes obtenidos, podemos observar como sólo se producirían daños en las barras de los arranques de las pilastras (barra N158/N159, barra N171/N172) para ambas combinaciones, mientras que para la combinación pésima 2 también se producen daños pero más leves en las barras N159/N160 y N172/N173).

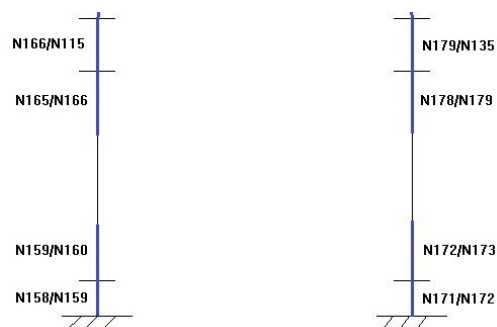


Figura 6.31 Denominación en barras de las pilastras 2.

Tabla 6.6 Comparación entre momento de cálculo y momento resistente de las pilastras.

Barras	Combinacion Pésima 1			Combinacion Pésima 2		
	Axiles (N_c)	Momentos (M_c)	Momentos (M_R)	Axiles (N_c)	Momentos (M_c)	Momentos (M_R)
N158/N159	-610,247	131,83	100	-857,818	171,24	125
N159/N160	-590,883	68,86	95	-812,472	141,04	120
N165/N166	-678,876	11,63	105	-982,885	13,15	135
N166/N115	-774,633	25,32	120	-1131,566	26,43	140
N179/N135	-667,322	30,29	105	-890,314	39,06	125
N178/N179	-494,936	16,59	85	-768,587	25,26	110
N172/N173	-495,381	79,91	85	-819,981	121,07	120
N171/N172	-504,963	197,51	90	-827,294	195,33	120

Por último, se va a proceder con el diagrama de la sección rectangular del arco.

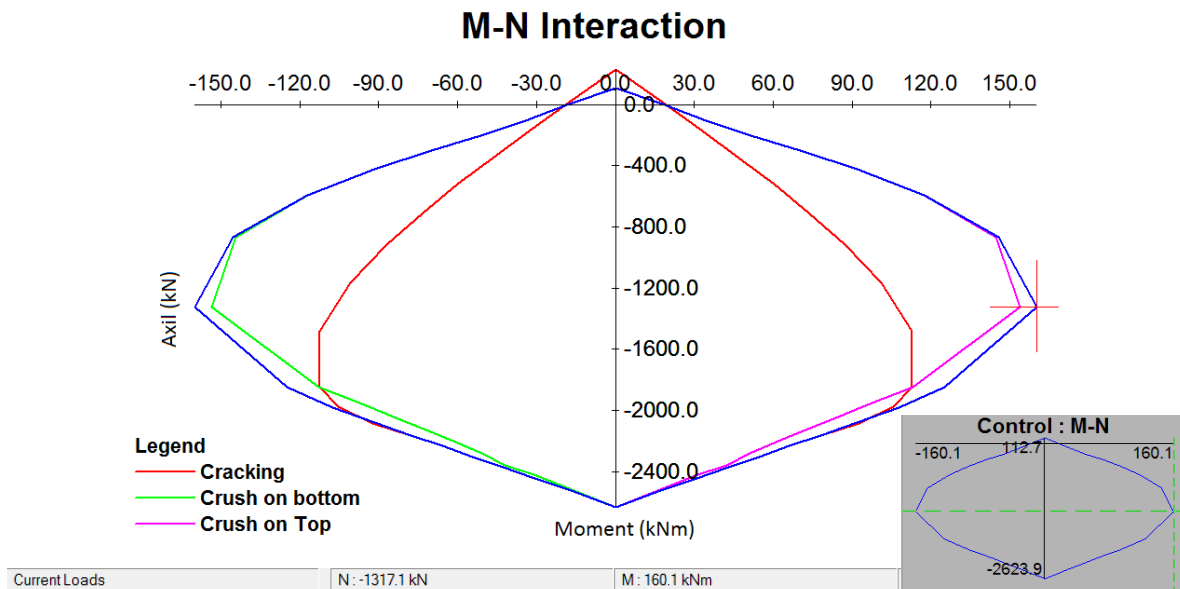


Figura 6.32 Diagrama interacción M-N sección rectangular (arcos).

Con este diagrama (Figura 6.32) se pretende evaluar de la misma forma que se ha realizado con la figura 6.30. Obteniendo un axil pico (N_p) de 1317,8 kN para una combinación de momento positivo o negativo de 160,1 kN·m, que mediante la figura 6.32 se procederá a obtener cada momento resistente para cada axil de cálculo obtenido. Al ser el arco el elemento que más esfuerzos debe soportar, ya que tiene el peso del tambor y de la cúpula, apoyados sobre él. Se puede observar (Tabla 6.7 en color rojo), como el momento resistente obtenido para cada axil de cálculo es bastante menor que el momento de cálculo que debe soportar, llegando a producirse el colapso del arco.

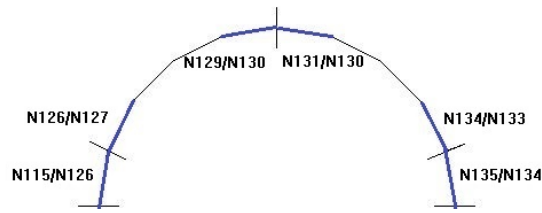


Figura 6.33 Denominación en barras del arco.

Tabla 6.7 Comparación entre momento de cálculo y momento resistente del arco.

Barras	Combinacion Pésima 1			Combinacion Pésima 2		
	Axiles (N_c)	Momentos (M_c)	Momentos (M_R)	Axiles (N_c)	Momentos (M_c)	Momentos (M_R)
N115/N126	-616,205	195,69	110	-969,249	293,55	145
N126/N127	-638,701	-135,6	115	-1014,977	-226,21	150
N129/N130	-289,745	169,47	60	-457,369	291,32	90
N131/N130	-270,557	155,87	60	-402,672	254,72	90
N134/N133	-671,544	-144,09	115	-1065,679	-242,91	155
N135/N134	-630,982	205,29	115	-997,632	313,44	150

En conclusión, podemos destacar que en el arranque de las pilastras (Tabla 6.6 señalado en rojo), tanto para la combinación pésima 1 como para la 2, los momentos de cálculo generados por Cype superan a los momentos resistentes obtenidos en el diagrama de interacción M-N, dando lugar en estas zonas a la concentración de daños. Mientras tanto para el arco, podemos observar, que en ninguna de las barras los momentos de cálculo son menores que los momentos resistentes (Tabla 6.7 señalado en rojo), dando lugar al colapso de las mismas. También es importante destacar, que todos estos resultados fueron agravados por la losa de hormigón colocada en la cubierta, como se va a explicar en el apartado siguiente.

7 INFLUENCIA DE LA LOSA DE HORMIGÓN

En los cálculos obtenidos mediante Cype, se ha considerado el peso generado por la **losa de hormigón armado** de unos 15 cm de espesor, según el informes técnicos (De la Hoz, 2011), que se dispuso sobre la cubierta de madera (Figura 7.1). Aumentando de manera significativa tanto su masa, como su rigidez, elementos ambos muy importantes a la hora de la evaluación sísmica pues, a mayor masa, peor comportamiento ante el terremoto y, ante rigideces muy distintas, se produce un incremento de la aceleración sísmica y un agravamiento de los daños; impidiendo gran parte de sus movimientos convirtiendo la cubierta en monolítica, como se ha explicado en el apartado

de introducción sobre “concentración de daño en estructuras sometidas a terremotos de campo cercano”. Estos daños se han combinado con la práctica desaparición del contrarresto que proporcionan los contrafuertes, pues los mismos se han partido prácticamente en el cien por cien de los casos, llegando incluso a volcarse, perdiendo la verticalidad lateralmente.



Figura 7.1 Losa de hormigón armado sobre la cubierta de madera.

Al realizar el desescombro (De la Hoz, 2011) de los materiales colapsados por el terremoto en los tres brazos del crucero y su cúpula se apreció de forma muy clara que los materiales de cobertura (teja y tablazón) eran los más profundos en la excavación, lo que implica que se habían desplomado antes, mientras que los arcos, molduras, pilastras y resto de elementos decorativos, estaban casi totalmente superficiales. Esto nos hace preguntarnos el porqué del mecanismo de colapso al comprobar que eran precisamente las tejas de la cobertura las que quedaban en la zona inferior de los escombros, mientras que los maderos de cubierta y los motivos decorativos aparecían en la parte alta. Esto ha sido debido a que la cubierta actúa como un elemento rígido y de un peso mucho mayor que el que tenía en origen (por la nueva losa de hormigón), lo que hace que se produzca tanto una mayor oscilación de la cubierta (que inclina el tambor y la cúpula en sentido opuesto que la nave), embistiendo una zona del mismo edificio a otra de diferente altura y de muy diferente rigidez.

Durante el sismo, las cubiertas de la iglesia de Santiago por causa de la losa de hormigón, provocó unas **oscilaciones bruscas** en la parte del tambor y cúpula, junto con la aparición de rótulas en los arcos torales (por causa de los propios desplazamientos

horizontales), consiguiendo que el tambor y la cúpula se inclinen a un lado hasta el colapso de uno o varios arcos y el consecuente vuelco completo y caída al suelo (Figura 7.2).

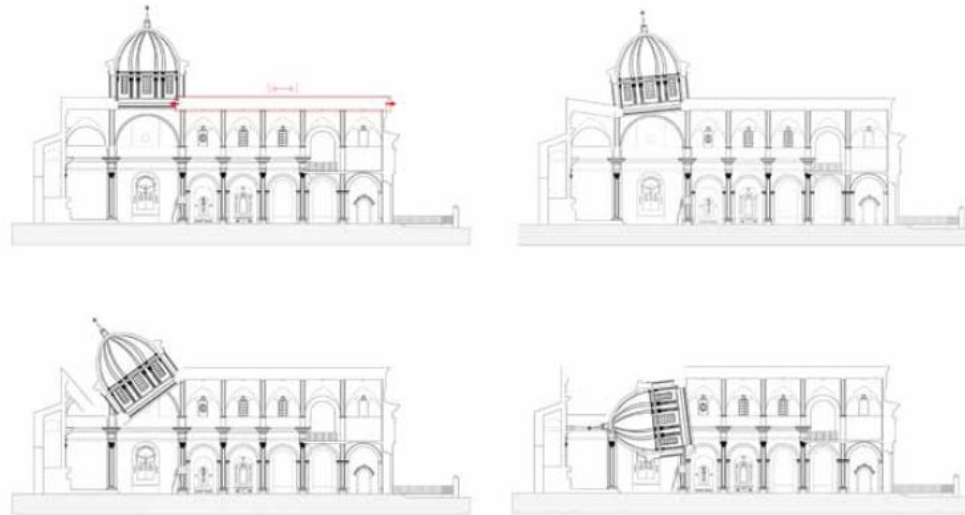


Figura 7.2 Rotura, vuelco y caída de la cúpula.

La imagen anterior (Figura 7.2) es sólo una representación de cómo sería la rotura y caída mediante el peso propio de una cúpula. En cambio, según nuestra evaluación de resultados (apartado 6.2), el arco toral más perjudicado (arco toral 2), en consecuencia del sismo, llegó a colapsar. Por lo tanto, **el sentido de vuelco de la cúpula sería perpendicular al eje de la nave central**, es decir, en el sentido de nuestro eje Y que hemos considerado en todo nuestro modelo.

Según el plano en planta de la iglesia de Santiago dividida en 6 sectores, vamos a determinar mediante sectores la forma del vuelco de la cúpula y así poder entender con mayor precisión la forma del colapso.

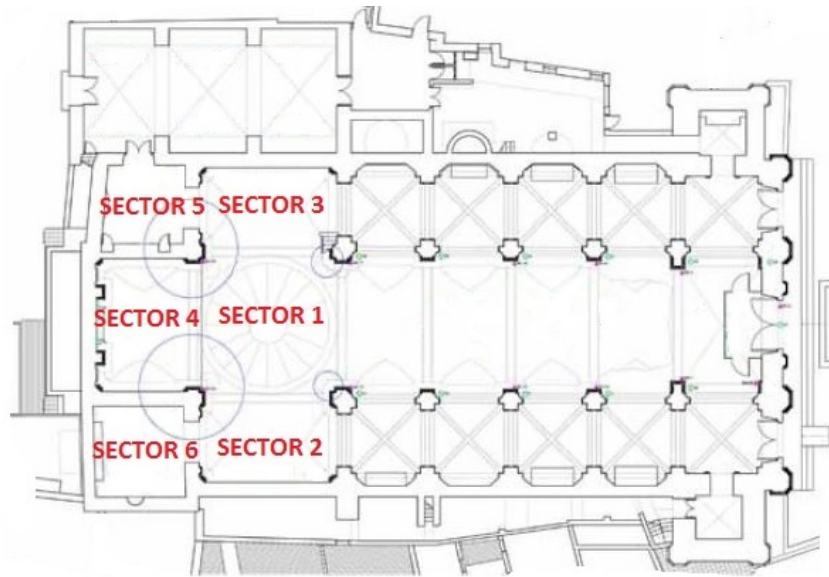


Figura 7.3 Planta de la iglesia de Santiago dividida en sectores.

Como ya se ha explicado anteriormente, el vuelco de la cúpula es perpendicular al eje de la nave central, produciéndose la rotura de los arcos torales que limitan el **sector 1** de los **sectores 2 y 3**. Al ser el arco toral 2 (el que limita el sector 1 del 3), donde se producen mayores esfuerzos y siendo el primero en colapsar, se produce un vuelco de la cúpula en sentido hacia el **sector 3**.

Al producirse el colapso de dichos arcos, el tambor y la cúpula caen de forma independiente al no estar bien unidos entre ellos, consiguiendo una caída recta de la mayor parte del tambor permaneciendo en el **sector 1** y la parte de la zona del sector 3 fue arrastrada por la cúpula, y la mayor parte de la cúpula en el **sector 3** y el resto entre los **sectores 1 y 5**. De igual manera ocurre con los elementos arquitectónicos, como las pechinas, que al ser también independientes, evidenciando su caída recta. También cabe destacar, las uniones entre arco-pilastra del arco toral 2, esparcidos por los sectores 1,3,4 y 5, mientras que los del arco toral 1, por los sectores 1,2,4 y 6, en consecuencia de la rotura en dicho sentido.

Finalmente, todo esto quiere decir que, la cúpula fue lo primero en hundirse, por la fractura de los dos arcos (arco toral 1 y arco toral 2), los cuales no cedieron al mismo tiempo, ya que al caerse la cúpula en dirección del **sector 3**, ese arco fue el primero en colapsar, y consiguiente el otro arco (el que limita el sector 1 del 2). Consiguiendo el hundimiento de la cubierta del **sector 3** y sus pertenecientes elementos de ladrillo macizo y de sillería de las paredes laterales hacia los **sectores 3 y 5** (por lo que en dichos sectores se encontrarían la mayor cantidad de escombros acumulados). Finalmente en el

sector 3 se produciría un profundo agrietamiento y ligero hundimiento del muro de dicho sector, consiguiendo que todos estos escombros cayeran hacia el interior de la iglesia, siendo una minoría las que se caerían hacia el exterior.

8 REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO

A partir de nuestros resultados, se ha decidido proponer una serie de medidas de reacondicionamiento sísmico en aquellas zonas que sean puntos débiles con el objetivo de aumentar su ductilidad y capacidad portante. Por lo tanto, la restauración y el refuerzo de las estructuras históricas, para la conservación de patrimonio arquitectónico, es cada vez más importante. Algunos requisitos importantes para la restauración de estructuras de los edificios de carácter históricos son que la restauración no debe afectar negativamente a la naturaleza singular del monumento, que debe ser reversible, y que debe ser inconfundible de la composición arquitectónica original y proteger las características originales. La intervención en los edificios históricos debe cumplir con una serie de requisitos adicionales, además de garantizar su seguridad. Tiene que ser compatible, duradera, implicar el mínimo de intervenciones y respetar el concepto estructural y de fábrica originales. Por lo que, para la rehabilitación de la Iglesia de Santiago vamos a realizar una serie de técnicas tradicionales básicas y la reconstrucción de los arcos torales colapsados como consecuencia del terremoto que finalmente serán reforzados mediante chapa de acero en el intradós de los arcos y con FRP para las pilastras tanto en la cabeza como en el arranque.

8.1 Técnicas tradicionales básicas.

Comenzaremos realizando una sustitución física del material de las zonas dañadas (Díaz Gómez, 2010), ya sea por la presencia de grietas, por abombamiento o por alteración del material, y la reconstrucción de dicha zona con el mismo material o con otros de características resistentes y de deformabilidad similar (Figura 8.1). En los muros o pilastras de fábrica de piedra o ladrillo es habitual usar los mismos materiales en la sustitución, mientras que en los muros de adobe o tapial suele usarse la fábrica de ladrillo. En todos los casos el objetivo de la intervención sólo puede pretender restaurar la capacidad portante inicial del elemento dañado. Es importante tener presente que este tipo de intervención requiere que previamente se haya eliminado la causa que lo generó o que, en todo caso, el daño se constata pasivo por haber dejado de actuar dicha causa. Con respecto a la ejecución, hay que cuidar especialmente el contacto de la parte

sustituida con la preexistente, con el fin de asegurar una correcta transmisión de cargas, además de las características mecánicas de ambas.



Figura 8.1 Sustitución de las zonas dañadas.

Otra técnica que se va a realizar según el informes técnicos (Díaz Gómez, 2010), es el cosido de grietas que consiste en interponer entre los labios de las grietas del muro elementos de mayor resistencia y rigidez a modo de suturas, tales como barras metálicas, trozos de fábrica de ladrillo, etc. Su objetivo es devolver la continuidad perdida al muro afectado, de forma que las tensiones puedan transmitirse y repartirse de nuevo homogéneamente a través de la zona agrietada. Para ser efectivo, se requiere que la grieta sea pasiva, o sea, como se ha apuntado anteriormente, que la causa que la generó no actúe sobre el daño a reparar.

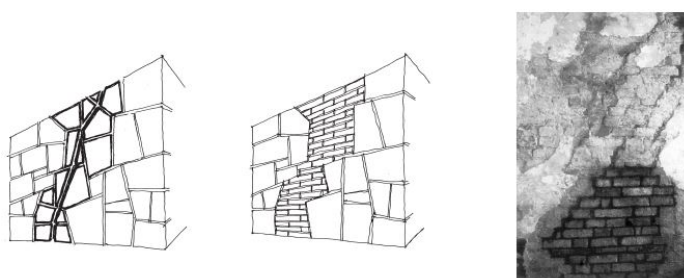


Figura 8.2 Cosido de grietas.

También una muy parecida a la reconstrucción de grietas y fisuras pasivas es mediante inyecciones en muros de mampostería concertada o de ladrillo consistente en introducir un líquido a presión con el fin de colmatar enteramente el vacío entre los labios de la abertura. Dicho líquido, al endurecerse y adherirse al material, devuelve la continuidad al elemento dañado. Las características del líquido habitualmente a base de compuestos epoxídicos y la presión con que se introduce varían en función de los

materiales del muro y del tamaño del vacío a colmatar. El sellado superficial previo a la inyección de la fisura o grieta ha de ser capaz de soportar la presión del líquido antes de su endurecimiento.

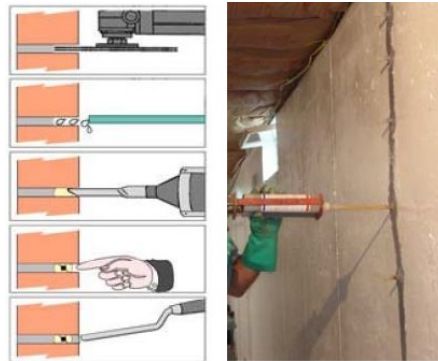


Figura 8.3 Inyección en muros de mampostería.

Otra técnica muy importante que se debe realizar es el zunchado (Díaz Gómez, 2010) que consiste en la disposición de correas o zunchos en los edificios con estructuras cerradas de fábrica de ladrillo o de pilastras de piedra o ladrillo, rodeándolos con el fin de reducir su esbeltez y aumentar con ello su resistencia, reforzando de esta manera la torre-campanario de la iglesia de Santiago (Figura 8.4). El hierro y el acero han sido los materiales tradicionalmente usados para conformar dichos elementos aunque hoy en día las bandas de fibras de carbono pueden cumplir en determinadas situaciones la misma función, si bien es preciso considerar los efectos del material adherente sobre el elemento reforzado.

La actuación pasa por el reajuste y la reconstrucción de daños en las claves de los arcos, el saneado y consolidación con revestimiento armado interior en toda la planta de campanas y la colocación de atirantamientos o encintados FRP para evitar posteriores mecanismos de colapso como el ocurrido.

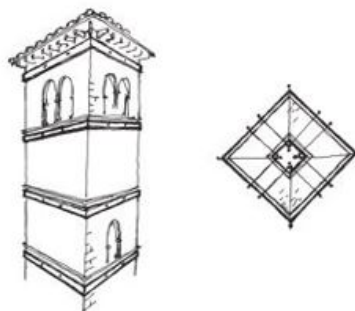


Figura 8.4 Zunchado de la torre-campanario.

8.2 Propuesta y solución en los arcos mediante tirantes y anclajes

Conociendo el problema que ocurre en los arcos en caso de sismos, una solución sería el atirantamiento que tiene como objetivo el de detener sus desplomes o deformaciones progresivas transversales a su plano mediante la disposición de elementos lineales traccionados denominados tirantes (Figura 8.5). Generalmente conformados con cable de acero, fijados a dos muros paralelos mediante elementos específicos de anclaje que evitan el aumento de su separación y, con ello, la consiguiente pérdida de su capacidad resistente. Es conveniente que al menos, uno de los dos elementos de anclaje de cada tirante permita un periódico ajuste tensional que compense los efectos de eventuales alargamientos del material del tirante.



Figura 8.5 Arcos reforzados mediante tirantes.

Como podemos observar esta solución no es recomendable ya que produce un impacto visual en las obras de patrimonio no deseado, por lo que se propone una nueva forma de realizar estos tirantes, que sería realizar unos tirantes internos tesados dentro de la estructura (Figura 8.6), es decir, que sujeten los arcos hasta la cimentación pasando por las pilastras y así obtener una mejor estética y visual del arco. Consiguiendo que en caso de sismos, estos arcos no produzcan un deslizamiento sobre las pilastras en los que están apoyados y no provocar el desplome de los arcos torales y su consiguiente caída de la cúpula y el tambor en los que estaban apoyados.

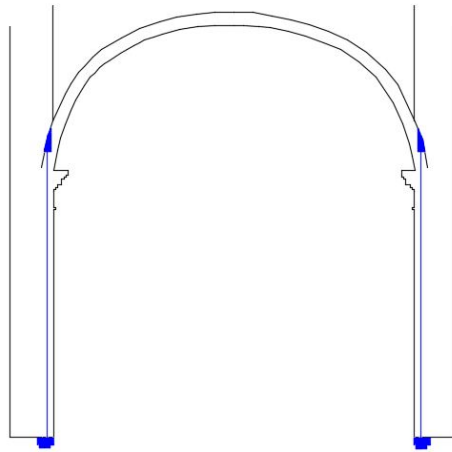


Figura 8.6 Anclajes con tirantes internos para arcos.

Otra solución sería la realización de contrafuertes (Figura 8.7) que es equivalente a la de los tirantes, si bien la elección es prácticamente obligada cuando el edificio no dispone de elementos de suficiente rigidez capaces de absorber las tensiones puntuales generadas en los puntos de anclaje de los tirantes. En estos casos, la absorción de los empujes de las bóvedas, arcos o de cualquier otro elemento que introduzca solicitaciones inclinadas en los muros, se puede confiar a los contrafuertes por su capacidad de transmitir dichas acciones al terreno a través de su sección. En su diseño y dimensionado es preciso tener bien presente la fuerte limitación de asentamientos que requiere el nuevo contrafuerte para su correcto funcionamiento.

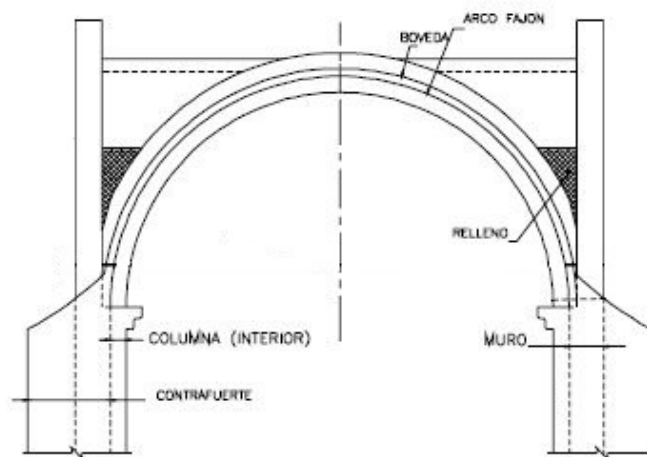


Figura 8.7 Realización de contrafuertes para la absorción de los empujes.

8.3 Fiber Reinforced Polymer (FRP)

En la actualidad se han desarrollado diversas técnicas innovadoras de rehabilitación de edificios históricos (De la Torre Rangel, 2015). La eficacia de muchas de ellas ha sido probada tanto en laboratorios o bajo condiciones de carga real, tales como sismos. La calidad y tipo de los materiales de mampostería y el diseño estructural son criterios fundamentales en la elección del método de refuerzo. En la sección siguiente se presentan las técnicas modernas e innovadoras de rehabilitación utilizando composites avanzados o resinas compuestas, con el denominado Fiber Reinforced Polymer (FRP).

Los materiales compuestos FRPs están hechos de fibra de carbono, vidrio o aramida adheridos a una matriz polimérica: epoxy, poliéster o viniléster. Las fibras son los elementos primarios de soporte de carga y proporcionan a los materiales compuestos sus únicas propiedades estructurales. La resina funciona como agente de adherencia para proteger las fibras y distribuir la carga entre ellas. Los productos de FRP son anisótropos y prácticamente su composición determina la capacidad resistente del sistema. No presentan rama plástica en el diagrama esfuerzo-deformación, por lo que se consideran materiales perfectamente elásticos hasta la rotura.

Dependiendo del tipo de aplicación, las fibras pueden orientarse para mejorar las propiedades mecánicas de los materiales compuestos en la dirección deseada. Las fibras con diámetros en un rango de $5\text{-}25\cdot 10^{-12}$ m pueden colocarse en una cierta posición, volumen y dirección en una matriz vinculante para lograr un rendimiento máximo. Se produce un material unidireccional con una resistencia y rigidez cercana a la de esas fibras y con la resistencia química de la matriz cuando las fibras son continuas, paralelas y en fracciones de volumen de más del 50%. Estos materiales ofrecen una destacada combinación de propiedades que incluyen alta resistencia y rigidez en la dirección de las fibras, inmunidad frente a la corrosión, ligereza y disponibilidad en la forma de laminados, tejidos y tendones en longitudes mayores que cualquier requerimiento práctico. Como cualquier otro material de construcción, los FRPs a menudo se ven sometidos a efectos medioambientales tales como el ataque de elementos químicos, la humedad, las fluctuaciones de temperatura, y la irradiación con luz ultra violeta, lo que puede conducir al deterioro y rotura prematura. En general, los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) son altamente resistentes a estos efectos; los polímeros reforzados con fibra de vidrio (GFRP) son sensibles y los polímeros reforzados con fibra de aramida (AFRP) muestran un comportamiento intermedio.

El uso de los FRPs en una gran variedad de aplicaciones industriales ha tenido un gran incremento en los últimos años. Las principales razones para utilizar materiales

compuestos son su superior relación de resistencia-rigidez, rigidez-peso y su durabilidad en ambientes corrosivos frente a los materiales convencionales. El uso de estos materiales para aplicaciones especiales en construcción es muy atractivo y económico debido a su durabilidad mejorada, a los reducidos costes de mantenimiento durante su ciclo de vida y al ahorro que supone su fácil transporte y su mejorada productividad in situ. Debido a sus ventajas sobre los materiales convencionales, los FRPs se han abierto camino en numerosas aplicaciones en la construcción tales como el desarrollo de tendones de pretensado y el aumento de la resistencia del hormigón, la madera y las estructuras de mampostería.

Las desventajas de las técnicas tradicionales de refuerzo han llevado recientemente a los investigadores hacia la idea de estructuras de mampostería reforzada con refuerzos de FRPs. Los FRPs proporcionan soluciones viables para el refuerzo de muros URM (mampostería sin refuerzo) sujetos a grandes tensiones en diferentes planos causadas por cargas de viento o terremotos entre otros. Se ajustan a los principios de restauración de los edificios históricos y se adaptan tanto a superficies curvas como rugosas, implican adiciones limitadas de material y no alteran la respuesta dinámica de la estructura. Las propiedades dinámicas de la estructura permanecen inalterables debido a que no se añade peso ni rigidez. Su utilización ofrece importantes ventajas además de sus características mecánicas. La facilidad de aplicación y su ligereza reducen significativamente el tiempo de restauración y como resultado una menor obstrucción en la ocupación de los edificios.

8.3.1 Refuerzos con FRP e intervenciones realizados en el crucero

Según los resultados de los esfuerzos obtenidos en Cype y centrándonos en la zona más perjudicada de la iglesia de Santiago, es decir, la parte del crucero, se comenzará reforzando las pilastras de mampostería en los que están apoyados los arcos torales, mediante FRP consiguiendo un confinamiento de las pilastras con el fin de dotar al elemento de mayor rigidez axial y capacidad incrementando su resistencia a la compresión y ductilidad en caso de próximos sismos. En el caso de la resistencia a la compresión mediante una sola capa de fibra de carbono se obtiene un incremento del 10% en la tensión de compresión, para tres capas se consigue un incremento del 80%, mientras que para seis capas el incremento de la tensión es de 160%, por lo que el incremento que se consigue es de forma exponencial. El aumento de la ductilidad también irá en función del número de capas que se necesite disponer de FRP.

Finalmente, este confinamiento es proporcionado por el refuerzo transversal en forma de zunchos o espirales (Figura 8.8).

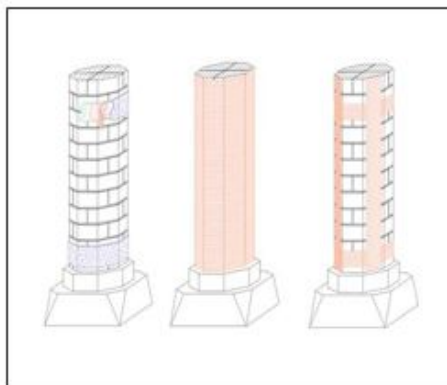


Figura 8.8 Tipos de refuerzos con FRP en pilastras.

La intervención de refuerzo y consolidación de arcos y bóvedas de la nave central es la parte de mayor alcance y cuya extensión es a la totalidad de la nave, aunque vamos a centrarnos en los arcos torales que se encuentran en la parte del crucero. Se realizará mediante el uso de **chapa de acero**, según la forma del arco toral, anclado en el intradós de los arcos y consiguiendo un buen empotramiento en las pilastras. La figura 8.9 siguiente muestra algunas de las propuestas de algunas de las intervenciones.

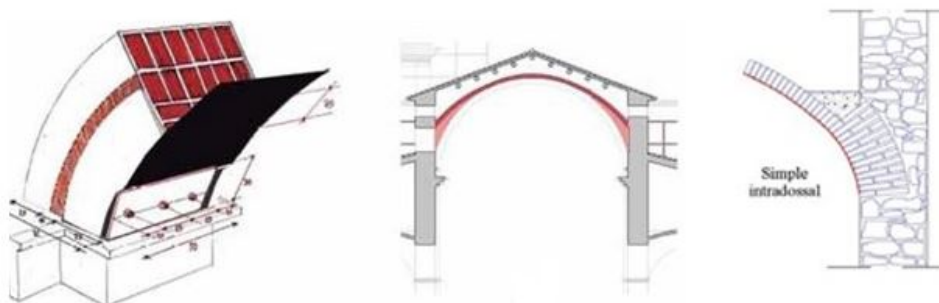


Figura 8.9 Refuerzo en el intradós de los arcos y bóvedas mediante chapa de acero.

Con la configuración indicada de refuerzo con FRP en las pilastras y chapa de acero bajo los arcos torales se persigue que la estructura sea capaz de transmitir la carga sísmica generada por la cúpula hasta la cimentación. Es decir, sin fallo en los elementos resistentes intermedios como son los arcos torales y pilastras de apoyo que serían reacondicionados sísmicamente tal y como se ha comentado, procurando además un incremento de la ductilidad.

8.3.2 Ventajas y desventajas del FRP

Algunas de las ventajas más importantes que se han considerado son:

- Los materiales compuestos tienen densidades que varían entre 1,5 y 2,5 g/cm³, la baja densidad hace que los FRP sean materiales livianos y que al momento de utilizarlos como refuerzo no incrementen el peso de la estructura.
- El FRP tiene una respuesta excelente a la fatiga al ser sometido a cargas cíclicas.
- Incrementa notablemente la resistencia de la estructura pero muy poco la rigidez.
- Es resistente a condiciones ambientales agresivas, ataques químicos y a la corrosión.
- Se coloca muy rápidamente sin necesitar demasiado espacio para almacenar, por tanto la obra queda mucho más despejada y se puede continuar con las actividades dentro de la estructura aunque con cierta incomodidad.
- Debido al bajo espesor no se nota que un elemento tiene dicho refuerzo, además se los puede perder con un acabado final como un recubrimiento con mortero o simplemente pintura.
- Por su bajo peso y flexibilidad son de fácil manejo, transporte e instalación; por lo que no necesita de mano de obra especializada.
- No tienen restringida su longitud pudiendo cortar donde se considere más conveniente directamente en la obra.
- Los tejidos de FRP son moldeables y se pueden utilizar en lugares con quiebres y cambios de dirección.

En cambio, también tienen su parte negativa, siendo una importante desventaja el alto costo de la materia prima, pero de alguna manera esto se compensa con el bajo costo de equipamiento y mano de obra necesarios en el proceso de preparación, ensamblado y colocación del FRP en los elementos a reforzar.

Finalmente, la aplicación de FRPs en mampostería se ha incrementado rápidamente en los últimos años. Los FRPs se han usado con éxito para reforzar nuevas construcciones de mampostería y, lo que es más significativo, para reforzar y rehabilitar la ya existente. La bibliografía al respecto muestra que el aumento de la actividad sísmica es una de las principales razones para la reciente expansión de la aplicación de laminados de FRPs en muros URM. En todo el mundo se han reforzado o modernizado muchas estructuras históricas de mampostería utilizando FRPs.

9 CONCLUSIONES

Este apartado se comenzará hablando concisamente sobre los dos problemas que afectan negativamente a las obras de patrimonio en presencia de sismos. Uno de ellos sería el **punto crítico en axiles verticales debidos a cargas apeadas** como ocurre en los arcos torales. Estas cargas producen líneas de empujes, es decir, una transmisión de esfuerzos dentro los arcos, generando en las uniones pilastra-arco unas fuerzas con componente horizontal y vertical. Teniendo la finalidad de encontrar un equilibrio de empujes para que el arco no consiga desplazarse sobre la pilastra y pierda su estabilidad llegando al colapso. Otro problema sería la **concentración de daño en estructuras sometidas a terremotos de tipo impulsivo de campo cercano**, que según Krawinkler, la concentración del daño en terremotos de este tipo tienen una fuerte dependencia de la rigidez lateral que tiene la estructura respecto a su altura. Como ocurre en la iglesia de Santiago con fuerte rigidez en planta baja, el desplazamiento y el daño tienen a centrarse en la parte superior donde la rigidez de la estructura es menor. Por lo tanto, la cubierta, actuando como un solo bloque monolítico durante los movimientos que provoca el sismo, produce oscilaciones con incrementos de cargas axiles importantes, lo que dio lugar a la apertura de grietas en los arcos torales, la formación de mecanismos y el colapso general.

La iglesia de Santiago está formada por un templo de tres naves y planta de cruz latina con cinco tramos, crucero y coro, separados todos ellos por pilastras con capiteles, constituido el crucero por una cúpula sobre pechinas, tambor y ocho ventanas. Teniendo en los laterales del edificio, unos esbeltos contrafuertes por encima de las naves laterales hasta la cornisa alta. Es sin duda el edificio histórico que más daño sufrió y donde las consecuencias fueron más destructivas a pesar de considerarse en las tablas estadísticas como un sismo de “poca” magnitud, con intensidad moderada, alcanzando valores de aceleración sísmica de 0,36g, llegando a un pico máximo de 0,41g. Fue un terremoto **catalogado cerca de falla muy impulsivo con interferencias constructivas** consiguiendo un gran pulso de aceleración. Este tipo de terremoto suele ser muy destructivo incluso a bajas magnitudes, en el que el epicentro se situó a tan solo 2 kilómetros de la localidad y además fue muy superficial ya que el hipocentro fue situado a menos de 3 kilómetros de profundidad pudiendo tener efectos de directividad, es decir, que el pulso esté dirigido a la localidad como desgraciadamente ocurrió. Esta direccionalidad fue entre los ejes **N145 y N195E** (orientación NW-SE).

La realización del modelo, en el programa Cype 3D, se ha calculado mediante el **método de los elementos finitos** siendo un “procedimiento general de discretización de

los problemas continuos planteados por expresiones definidas matemáticamente”, pudiendo operar fácilmente con láminas. El proceso de modelización, de la parte del crucero, ha sido un constante problema a la hora de importar el archivo de AutoCAD a Cype, ya que no reconocía la mayoría de las barras que formaban los arcos torales y sobre todo las láminas que formaban el tambor y la cúpula, que mediante un largo intervalo de tiempo con una constante “prueba y error” del modelo, se consiguió acabar por completo con sus correspondientes modificaciones (ya explicadas en el apartado 6.1).

Respecto a los resultados obtenidos en el análisis numérico se puede destacar que los elementos tipo lámina que modelizan tanto muros como cúpula no sufren tensiones elevadas salvo en zonas localizadas. Sin embargo, en el análisis de los arcos torales, se observan valores de esfuerzos que son superiores a la capacidad mecánica de los mismos, sobre todo en el sismo correspondiente al terremoto de Lorca con $a_b = 0.36 \text{ g}$ y no tanto en el de $a_b = 0.12 \text{ g}$. Esto conduce a la rotura frágil y consecuente caída junto con los elementos que soportan como son tambor y cúpula. Los esfuerzos generados en los arcos torales debido a la acción del sismo producida por el tambor y la cúpula se han visto incrementados por la presencia de una losa de hormigón de 15 cm de espesor en las cubiertas planas inclinadas cuyo caballete apoya a su vez en el arco toral, lo que añadió más masa al conjunto.

Para solventar estos problemas, se plantean medidas para el reacondicionamiento sísmico. Al soportar los arcos torales de manera directa los esfuerzos generados por el tambor y la cúpula, se propone reforzar los arcos torales mediante el uso de **chapa de acero** en el intradós, realizando un buen empotramiento en las pilastras, con el objeto de incrementar la capacidad portante de los arcos, transmitiendo de manera efectiva la carga a las pilastras. Como consecuencia de reforzar los arcos torales y transmitir dichos esfuerzos a las pilastras, se plantea realizar unos **tirantes internos tesados** por dentro de la estructura con el objeto de sujetar los arcos hasta la cimentación pasando por las pilastras, consiguiendo una mejor estética y visual del arco. Con la finalidad de que no se produzca un deslizamiento de los arcos sobre las pilastras en los que están apoyados. Finalmente, ya reforzados las demás partes, se concluye con el refuerzo de las cabezas y arranques de las pilastras mediante **FRP** consiguiendo un confinamiento de estas, con el fin de dotar al elemento de mayor rigidez axial y capacidad incrementando su resistencia a la compresión y ductilidad en caso de próximos sismos.

10 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AutoCAD v.2016. Disponible en: <http://www.autodesk.es/products/autocad/overview>.

BELDA NAVARRO, C. y HERNÁNDEZ ALBADALEJO, E. Arte en la Región de Murcia, de la Reconquista a la Ilustración. Publicación digital de la Colección “Monografías Regionales”, 2010, n.º 6. Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.

CABAÑAS RODRÍGUEZ, L., CARREÑO HERRERO, E. et.al. Informe del Sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011. Instituto Geológico y Minero de España IGn-IGME-UCM-UPM-AEIS, 2011. Disponible en Internet: <http://www.ign.es/ign/resources/sismologia/Lorca.pdf>.

CypeCAD v.2016. Disponible en: <http://www.cype.es/>.

DÍAZ GÓMEZ, CÉSAR. Herramienta 8. Las técnicas de rehabilitación: reforzar las estructuras. II. La reflexión y el Proyecto, 2010, 239-329.

DE LA HOZ MARTÍNEZ, JUAN DE DIOS. Análisis de la iglesia de Santiago en Lorca (Murcia) tras el terremoto de mayo de 2011 y propuestas para su recuperación, 2011, ISSN: 1697-2708, 247 – 276.

DE LA TORRE RANGEL, O., LÓPEZ VÁZQUEZ, R., SALAZAR HERNÁNDEZ, A., ROLDÁN CABRERA, J. C. Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas Revista de Ingeniería Sísmica, 2015, 70, 1-26. Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807001>.

DE LA HOZ MARTÍNEZ, JD. El Terremoto de Lorca: Consecuencias y actuaciones sobre el Patrimonio Religioso. Revista del Patrimonio Cultural de España, 2012, 6, 107-122.

GEOTECNIA Y CIMIENTOS, S.A. Cirugía del Bien Cultural Técnicas de Rehabilitación/Refuerzos para edificios históricos del Patrimonio Cultural, 2008, 1-54.

GARCÍA MAYORDOMO, J. Breve reseña sobre la Peligrosidad Sísmica en la Zona de Lorca incluido en el anexo 1 del Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. 5,1 Mw. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid, 2011.

MARTÍNEZ-DÍAZ, J.J., RIGO, A. et.al. Caracterización geológica y sismotectónica del terremoto de Mula (febrero de 1999, Mb: 4,8) mediante la utilización de datos geológicos,

sismológicos y de interferometría de RADAR (INSAR). Boletín Geológico y Minero, 2002, 113 (1), 23-33. Madrid.

MARTÍNEZ-DÍAZ, J.J.; RODRÍGUEZ-PASCUA, M.A. et.al. Informe Geológico preliminar del Terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. 5,1 Mw. Instituto Geológico y Minero de España. Madrid 2011, 47 pp.

MARTÍNEZ LÓPEZ, A. Efectos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011 sobre el patrimonio religioso. Análisis de emergencia y enseñanzas futuras, 2012, 123(4), 515-536.

MUÑOZ CLARES, M. "Arte y Ciudad", Lorca histórica: Historia, Arte y Literatura. Ayuntamiento de Lorca, 1999.

MEJÍA LÓPEZ, M, y OCAÑA PONCE, J.A. "Edificación de una cúpula". 2014, 4-8. Disponible en Internet: <http://ri.uaemex.mx/bitstream/20.500.11799/49683/1/3528.docx>.

MUÑOZ COSME, A. y CIRUJANO, C. Conclusiones de las Jornadas de Patrimonio en Riesgo. El seísmo de Lorca. Revista Cultural de España, 2011, nº 6.

Response-2000. Universidad de Toronto. <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>