

Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales

Estudio mediante Elementos Finitos de la Capilla de
la Jura de la iglesia de San Juan de los Caballeros en
Jerez de la Frontera

Autor: José Rafael García Viegas

Tutores: Andrés Sáez Pérez, Victor Jesús Compán Cardiel

Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de
Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2015



Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales

Estudio mediante Elementos Finitos de la Capilla de la Jura de la iglesia de San Juan de los Caballeros en Jerez de la Frontera

Autor:

José Rafael García Viegas

Tutores:

Andrés Sáez Pérez – Catedrático de Universidad

Víctor Jesús Compán Cardiel – Profesor Contratado Doctor (Dep. Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno)

Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2015

Proyecto Fin de Carrera: Estudio mediante Elementos Finitos de la Capilla de la Jura de la iglesia de San Juan de los Caballeros en Jerez de la Frontera

Autor: José Rafael García Viegas

Tutores: Andrés Sáez Pérez, Víctor Jesús
Compán Cardiel

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2015

El Secretario del Tribunal

Agradecimientos

En primer lugar agradecer a Andrés Sáez por su apoyo durante todo el desarrollo del proyecto así como por su actividad docente sin la cual no tendría los conocimientos de los que dispongo. Cabe mencionar también la importante figura de Víctor Compán, por darme la ayuda necesaria para afrontar este trabajo con éxito. Sin su interés, su paciencia y sus consejos este trabajo no hubiera sido posible.

Doy las gracias a mis padres por estar siempre ahí, luchando por mí desde que era pequeño hasta el día en el que me encuentro hoy, muy cerca ya de dar por concluido este grado.

Quiero agradecer también a mi pareja, Elena, el haber creído en mí siempre y haberme dado las fuerzas necesarias para no rendirme en ningún momento, pues en esos momentos en los que no podía más su apoyo fue imprescindible.

Gracias a todos los profesores de esta Escuela que, de una forma u otra, han aportado su pequeño granito de arena desde que comencé a formarme como ingeniero.

José Rafael García Viegas

Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales

Sevilla, 2015

Resumen

El trabajo que aquí se desarrolla consiste en la realización de un análisis estructural de la bóveda de la capilla de La Jura, perteneciente a la iglesia de San Juan de los Caballeros, en Jerez de la Frontera.

Esta bóveda presenta una serie de daños en puntos concretos de la estructura, siendo necesario estudiar el alcance de los mismos, las consecuencias en su capacidad resistente así como las posibles soluciones a este problema.

Con tal fin se ha elaborado un modelo de elementos finitos que se estudia en profundidad y al que se han aplicado una serie de cargas en puntos críticos con el objetivo de analizar las posibles causas de los daños observados así como para facilitar el posterior estudio de soluciones.

Se ha empleado CATIA para generar el modelo tridimensional que será mallado posteriormente mediante ICEM para ser estudiado haciendo uso del Método de los Elementos Finitos con ANSYS.

Agradecimientos	vii
Resumen	viii
Índice	ix
Índice de Tablas	xi
Índice de Figuras	xii
1 Introducción	1
2 La Capilla de La Jura	2
2.1 <i>Historia</i>	2
2.2 <i>Geometría</i>	3
2.3 <i>Antecedentes</i>	6
2.4 <i>Daños</i>	6
3 Objetivo	9
3.1 <i>Resumen de objetivos</i>	10
4 Elección y creación del modelo	11
4.1 <i>Zona de estudio</i>	11
4.2 <i>Modelado en CATIA</i>	11
4.2.1 <i>Aspectos a considerar</i>	11
4.2.2 <i>Sistema de referencia</i>	12
4.2.3 <i>Nervios</i>	13
4.2.4 <i>Superficies de cierre</i>	14
4.2.5 <i>Creación de volúmenes</i>	15
4.2.6 <i>Cubierta</i>	16
4.2.7 <i>Modelo definitivo</i>	17
4.3 <i>Mallado con ICEM CFD</i>	18
4.3.1 <i>Requisitos de la malla</i>	18
4.3.2 <i>Técnicas de mallado</i>	18
4.3.3 <i>Tipo de elemento y algoritmo</i>	18
4.3.4 <i>Parámetros y resultado</i>	19
4.3.5 <i>Ajustes finales</i>	21
5 Modelo de cálculo y análisis de resultados	23
5.1 <i>Elección de Elemento</i>	23
5.2 <i>Materiales</i>	24
5.3 <i>Condiciones de contorno</i>	25
5.4 <i>Aplicación de cargas</i>	26
5.4.1 <i>Hipótesis de carga</i>	26
5.4.2 <i>Magnitud de las cargas</i>	26
5.4.3 <i>Aplicación en ANSYS</i>	26
5.5 <i>Resultados</i>	27
5.5.1 <i>Peso Propio</i>	27
5.5.2 <i>Acción del agua</i>	46

5.5.3	Empuje del ábside	49
6	Conclusiones	51
7	Desarrollos futuros	52
	Referencias	53

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5-1 Materiales y sus propiedades	24
Tabla 5-2 Desplazamientos [mm] sin restricciones horizontales en los muros	29
Tabla 5-3 Desplazamientos [mm] con desplazamientos horizontales impedidos	36
Tabla 5-4 Desplazamientos [mm] con desplazamientos parcialmente impedidos	42

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Iglesia San Juan de los Caballeros, al atardecer. - Jerezplataforma	2
Figura 2-2 Vista aérea	3
Figura 2-3 Vista en planta	3
Figura 2-4 Vista inferior	4
Figura 2-5 Vista en planta	4
Figura 2-6 Vista de perfil	4
Figura 2-7 Vista en alzado	5
Figura 2-8 Corte transversal	5
Figura 2-9 Daños en nervio y plementería	7
Figura 2-10 Pérdidas de material	7
Figura 2-11 Detalle fisura	8
Figura 2-12 Detalle del arco mural	8
Figura 3-1 Esquema del problema	10
Figura 4-1. Estrella proyectada	12
Figura 4-2 Sección real	13
Figura 4-3 Sección empleada	13
Figura 4-4 Unión (1)	14
Figura 4-5 Unión (2)	14
Figura 4-6 Vista en planta de superficies de cierre	14
Figura 4-7 Vista en alzado de superficies de cierre	14
Figura 4-8 Volúmenes aislados	15
Figura 4-9 Modelo empleado	17
Figura 4-10 Vista inferior del modelo	17
Figura 4-11 Vista general de la malla	19
Figura 4-12 Detalle de la malla	20
Figura 4-13 Detalle de la malla en la unión	20
Figura 4-14 Materiales (1)	21
Figura 4-15 Materiales (2)	22
Figura 5-1 Geometría	23
Figura 5-2 Vista en planta de la iglesia	25
Figura 5-3 Nodos seleccionados	27
Figura 5-4 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros libres (1)	28
Figura 5-5 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros libres (2)	28
Figura 5-6 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por peso propio para muros sin restricciones (Vista 3D)	30

Figura 5-7 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por peso propio para muros sin restricciones (Vista en Planta)	31
Figura 5-8 Ejemplo de empuje horizontal en arco	31
Figura 5-9 Ejemplo de deformación en arco	32
Figura 5-10 Tensiones principales S3 [N/mm ²] por peso propio para muros sin restricciones (Vista en Planta)	32
Figura 5-11 Detalle de compresiones por peso propio en los nervios para muros sin restricciones	33
Figura 5-12 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros restringidos horizontalmente (1)	34
Figura 5-13 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros restringidos horizontalmente (2)	35
Figura 5-14 Ejemplo de deformación en arco empotrado ante carga vertical	36
Figura 5-15 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje Y con peso propio y muros restringidos horizontalmente (1)	37
Figura 5-16 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje Y con peso propio y muros restringidos horizontalmente (2)	37
Figura 5-17 Tensiones principales S1 [N/mm ²] para muros con desplazamientos impedidos (Vista en Planta)	38
Figura 5-18 Tensiones principales S3 [N/mm ²] para muros con desplazamientos impedidos (Vista en Planta)	39
Figura 5-19 Detalle de compresiones en el nervio por peso propio y muros con desplazamientos impedidos	39
Figura 5-20 Desplazamientos globales [mm] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (1)	41
Figura 5-21 Desplazamientos globales [mm] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (2)	41
Figura 5-22 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje Y con peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (1)	43
Figura 5-23 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje X con peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (2)	43
Figura 5-24 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (Vista 3D)	44
Figura 5-25 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (Vista en planta)	45
Figura 5-26 Detalle de las tensiones máximas en nervio superior para peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos	46
Figura 5-27 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por 160 kg de agua	47
Figura 5-28 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por peso propio y 160 kg de agua	48
Figura 5-29 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por peso propio y con 400 kg de agua	48
Figura 5-30 Esquema de la hipótesis de empujes externos	49
Figura 5-31 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por empujes horizontales y peso propio (1)	50
Figura 5-32 Tensiones principales S1 [N/mm ²] por empujes horizontales y peso propio (2)	50

1 INTRODUCCIÓN

Las patologías estructurales han estado siempre presentes a lo largo de la historia, se han manifestado en infinidad de construcciones y han puesto en peligro la integridad y funcionalidad de las estructuras. En este sentido, ya sea por el uso al que han sido sometidas, por materiales elegidos, por un mal diseño o una mala ejecución e incluso por acciones accidentadas como un sismo, las estructuras pueden presentar fallas.

Estos defectos se ponen de manifiesto con la aparición de señales o cambios visibles en la estructura tales como erosión, erosión, desplomes o inclinaciones, fisuras y grietas, deflexiones, hinchamientos o expansiones, manchas, muestras de corrosión, etc.

Ante estas evidencias resulta imprescindible estudiar las causas de las mismas, sus consecuencias en el funcionamiento de la estructura y la seguridad, así como las posibles soluciones al problema, que pueden ir desde una restauración que permita recuperar los niveles de seguridad y condiciones de servicio exigidos, hasta la demolición de la estructura en caso de ser necesario. Por lo tanto, las posibles causas, consecuencias y soluciones a los daños en la construcción que se analizan en este trabajo han de ser evaluadas.

Esta estructura, que data del siglo XVI, se basa en el uso de la piedra y el ladrillo como materiales constructivos. Esto junto con su particular geometría, los daños presentes y el hecho de que sirve de cubierta para una capilla, la convierten en objeto de interés, siendo algo totalmente alejado de las clásicas estructuras basadas en el acero o el hormigón y sujetas a extensas normativas. Además el Método de los Elementos Finitos es una herramienta muy potente para el cálculo de todo tipo de elementos estructurales, por lo que su uso en una bóveda de piedra con geometría estrellada es, además de un reto, toda una experiencia enriquecedora para un estudiante de estructuras.

Debido a la enorme complejidad que entraña el análisis completo de la misma, se ha elaborado un modelo simplificado, al cual se aplicarán unas condiciones de contorno e hipótesis de carga que permitan determinar algunas de las posibles causas de las patologías así como conocer mejor la capacidad resistente de la misma y su comportamiento ante distintas sollicitaciones.

Las herramientas utilizadas son AutoCAD 2013 para la lectura y manipulación de los planos de la capilla, CATIA V5 R19 para generar un modelo en tres dimensiones de la estructura, ICEM CFD 12.0.1 para generar una malla adaptada a las necesidades del modelo y ANSYS 12.0.1 para el cálculo mediante el Método de los Elementos Finitos.

Los resultados obtenidos así como las conclusiones se recogen al final de esta memoria.

2 LA CAPILLA DE LA JURA

2.1 Historia

La Iglesia de San Juan de los Caballeros de Jerez de la Frontera es una de las seis parroquias históricas creadas por el rey Alfonso X El Sabio sobre las antiguas mezquitas tras su reconquista de la ciudad, en el año 1264.



Figura 2-1. Iglesia San Juan de los Caballeros, al atardecer. - Jerezplataforma

Recibe el nombre “de los Caballeros” porque, según se cuenta, en 1285 estando la ciudad de Jerez sitiada por tropas musulmanas, los caballeros jerezanos de distintas órdenes militares al cargo de la defensa, se reunieron en esta iglesia y decidieron firmar con su propia sangre una carta pidiendo al rey Sancho IV ayuda para la ciudad.

El templo consta de una única nave con algunas capillas adosadas, en cuyo interior pueden distinguirse distintas etapas de su construcción.

La zona más antigua corresponde a la cabecera, acabada en ábside semicircular y cubierta por una bóveda de nervios de estilo gótico. El cuerpo de la nave está formado por dos tramos, cubierto el primero por una bóveda estrellada tardogótica con origen en el siglo XVI, y el segundo por una renacentista, construida entre 1562 y 1591.

En el exterior destaca la torre-fachada, sobria y majestuosa, cuyo primer cuerpo se atribuye al arquitecto Alonso de Vandelvira, de estilo renacentista levantada a principios del siglo XVI. Los otros cuerpos son obra barroca realizada a partir del año 1644 por Antón Martín Calafate.

Entre las capillas destaca la denominada De la Jura, objeto de estudio en este trabajo. Esta capilla se encuentra ubicada en un lado del Evangelio del gran ábside, frente a la Capilla Carrizosa, cubierta con una bóveda estrellada realizada a finales del siglo XVI. En cuanto a su origen, la bibliografía ha aportado datos confusos. Así el padre Rallón afirmó que la capilla había sido fundada en 1504, mientras que según Sancho de Soprani ésta ya existía en 1404.

Gracias a los investigadores José Jácome y Jesús Antón Portillo se ha logrado resolver esta incógnita gracias al aporte del testamento de Andrés Martínez Tocino, fechado a finales de 1404, el cual recoge información sobre la construcción de la capilla, afirmando que en dicho año la construcción estaba muy avanzada. Por tanto se puede afirmar que la Capilla de la Jura es una construcción realizada a principios del siglo XV por el Jurado de Jerez Andrés Martínez Tocino.

No obstante la información recogida en el testamento concuerda con la parte baja de la capilla e incluso con las columnillas colgantes con sus capiteles fitomorfos, pero en principio parece no encajar con la bóveda. El uso de geometrías estrelladas puede verse en otras construcciones de Jerez. Sin embargo todas ellas tienen elementos característicos que les otorgan una cierta unidad o semejanza y los cuales no están presentes en la bóveda de La Jura. Así pues es posible que date de un siglo después. [1] [2]

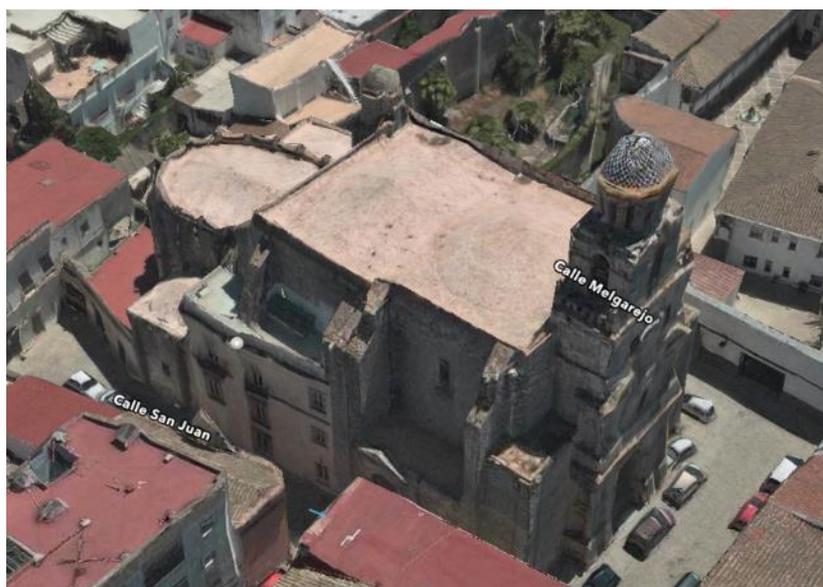


Figura 2-2 Vista aérea

2.2 Geometría

Como se ha descrito en el apartado anterior, la Capilla de la Jura se encuentra adosada en una esquina de la nave, junto al ábside. Supone además una pequeña parte del conjunto de San Juan de los Caballeros.

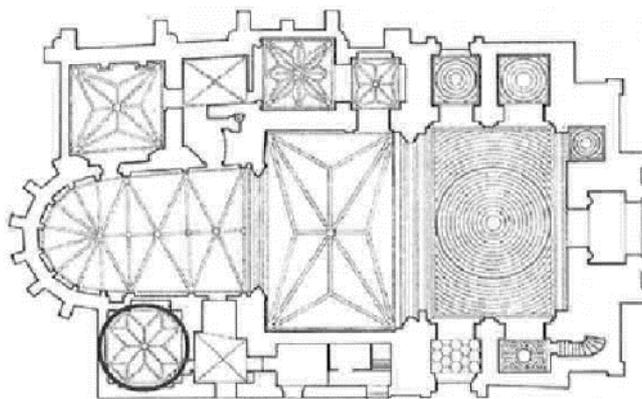


Figura 2-3 Vista en planta

El recinto, de planta cuadrada, se levanta en cantería y se cubre con una bóveda estrellada octogonal formada por nervios de piedra calcarenita. La plementería es de fábrica de ladrillo y está aparejada de forma concéntrica.

Los nervios descansan sobre columnillas suspendidas con capiteles fitomorfos de geometría troncocónica. Arrancan de los salientes y de forma diferenciada describiendo una trayectoria de radio circular, encontrándose para dar lugar a un único nervio que termina en el centro de la bóveda. La unión entre los nervios procedentes de los capiteles y los que descienden desde la clave está resuelta con un encuentro un tanto extraño, difícil de describir geoméricamente. Una vez los nervios llegan a ese punto, las líneas de la sección dejan de prolongarse, perdiéndose la continuidad y dando como resultado un nudo pobre en detalles.

El perfil consiste en varias molduras con formas curvilíneas y rectilíneas alternadas, dando lugar a una sección muy adornada. El encuentro de los nervios en el centro carece de clave ornada, dejando a la vista una pieza circular lisa.

La bóveda apoya en cuatro pechinas de fábrica de ladrillo que actúan como elementos de transición entre la planta cuadrada y el octógono proyectado. Cada una de las caras de dicho polígono presenta un arco cerrado con un muro de piedra.

La capilla está configurada como un prisma cuadrado cuyos muros se elevan unos 9 metros aproximadamente. Cuenta con una ventana que consiste en una apertura vertical, estrecha en el exterior y con abocinado lateral y derrame inferior hacia el interior. Se cierra superiormente mediante una cubierta cónica.

Exteriormente esta bóveda queda a la intemperie, protegida por una solería de ladrillos cerámicos. Sobre la línea del muro emerge un volumen visible desde fuera, formado por el trasdós del rampante de la bóveda.

También puede verse desde la calle el aparejo de piedra con que se levantan los muros, rompiendo su continuidad en uno de sus lados con la apertura de una ventana cuadrada que parece de construcción posterior.

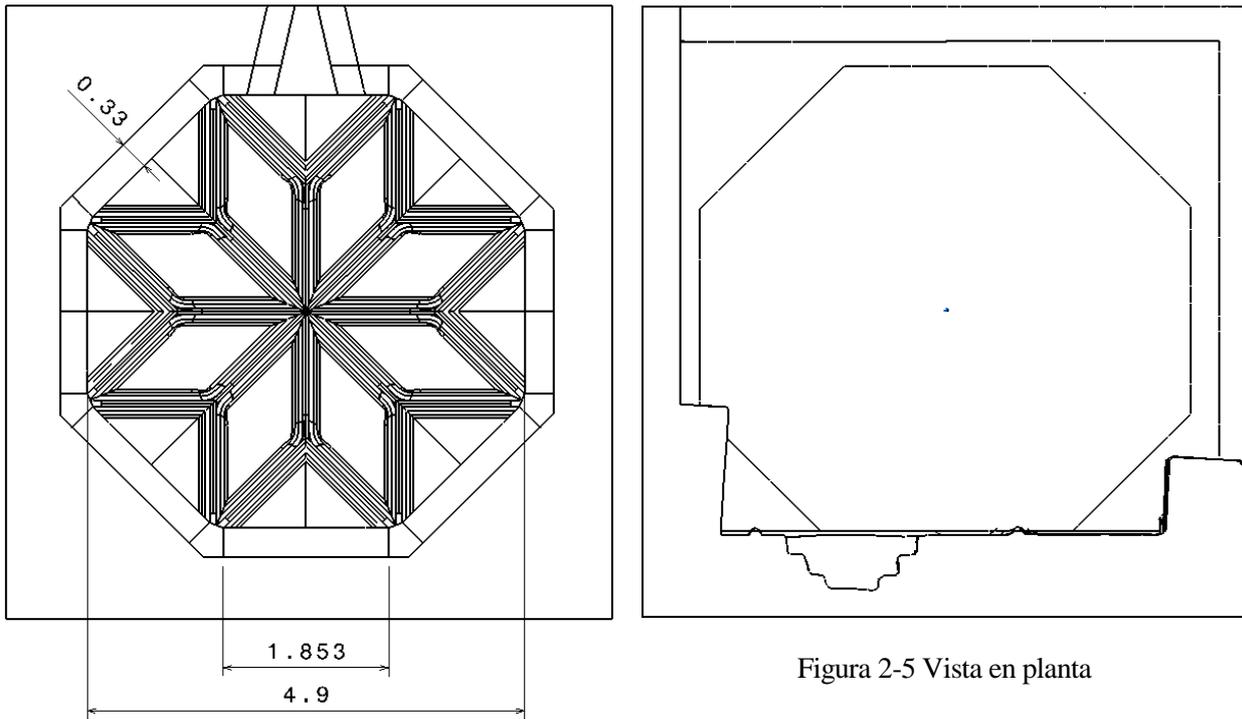


Figura 2-5 Vista en planta

Figura 2-4 Vista inferior

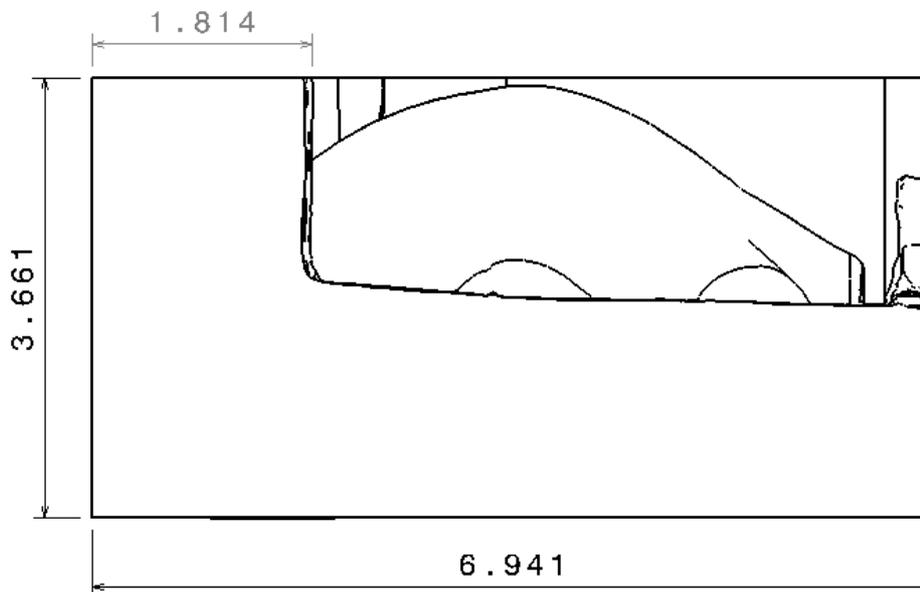


Figura 2-6 Vista de perfil

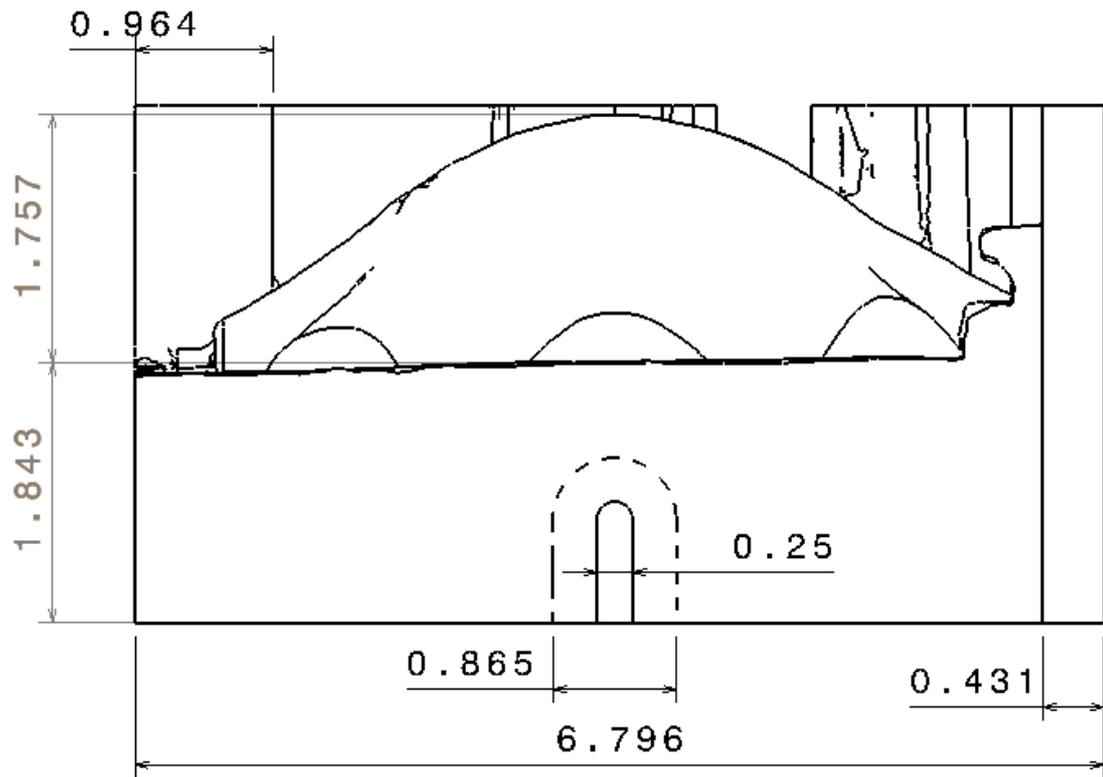


Figura 2-7 Vista en alzado

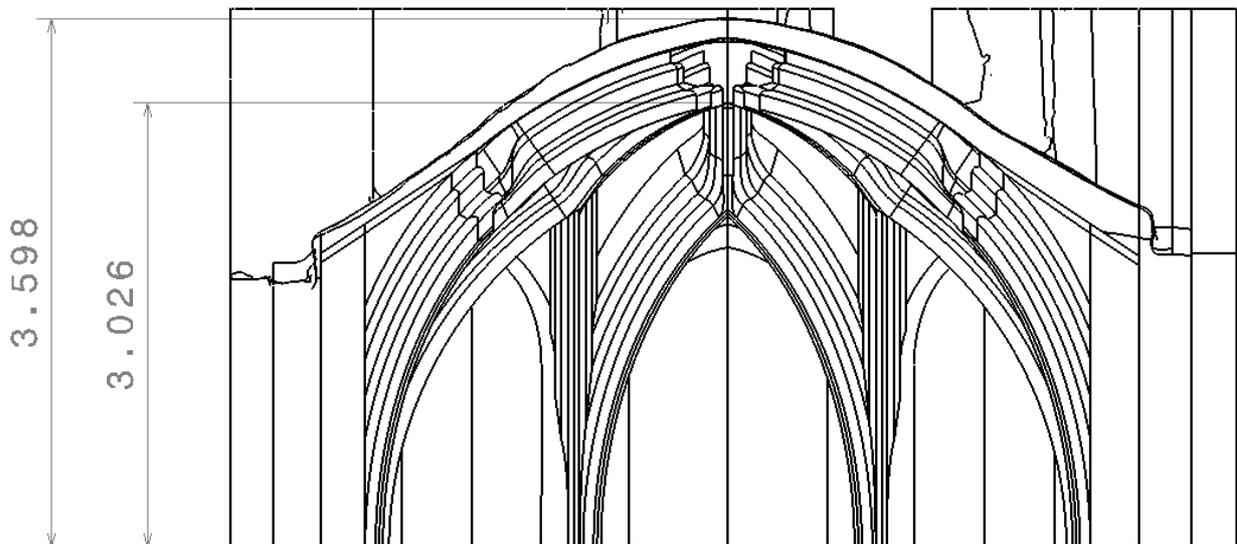


Figura 2-8 Corte transversal

2.3 Antecedentes

La Capilla de la Jura así como el resto de la iglesia han sufrido trabajos de restauración o ampliación a lo largo de su historia [3]. Por mencionar algunos:

- En 1504 hay una posible reconstrucción de la bóveda de la capilla.
- En 1890 se realizan trabajos de restauración en el ábside y en capillas cercanas incluida la de la Jura. Se cierran los huecos originales de la capilla que abrían al ábside, con objeto de reforzar la estructura. Se arreglan las bóvedas y se abren las ventanas del ábside.

Tienen gran importancia estudios recientes que, desde 1993, han ido registrando una serie de problemas en la estructura así como posibles propuestas de intervenciones:

El 29 de junio de 1993 se elaboró un “Informe sobre restauración y rehabilitación de la Capilla de la Jura” a petición de la Hermandad de la Vera Cruz. Quedó en un anteproyecto.

El 18 de abril de 1996 se presenta una propuesta para realizar un “Proyecto de restauración de la Capilla de la Jura”, que lleva consigo un trabajo de prospección arqueológica y dos fases de intervención. Quedó sin ejecutar.

En noviembre de 2003 surge una propuesta de Plan Director del templo completo en el cual se incluye una actuación en la capilla.

El 25 de mayo de 2011 se planifica una campaña de trabajos de auscultación en el edificio que son realizados por la empresa Vorsevi poco después. Dicha empresa realiza tres trabajos adicionales: el primero en junio de ese mismo año consiste en una exploración mediante georradar que ocupa toda la iglesia, incluido el suelo de la capilla de la Jura. El segundo da como resultado un informe y un anexo; el tercero, con fecha de de octubre de 2012, recoge un seguimiento de las fisuras.

Finalmente el Ayuntamiento de Jerez realizó trabajos de conservación, acometiendo la limpieza de las cubiertas y algunos de los paramentos más estropeados.

2.4 Daños

La bóveda presenta daños perfectamente visibles en la mayor parte de sus componentes. Destacan las grietas, la humedad y la pérdida de material.

Son de destacar las humedades por filtración, que pueden deberse a varias causas como la permeabilidad de los materiales, las uniones débiles entre distintos elementos como las fábricas de ladrillo, los nervios o el relleno, o a las rupturas y grietas en elementos constructivos, que facilitan el paso del agua. Además, el hecho de que el trasdós se encuentre totalmente expuesto a la intemperie, sin protección de revestimientos, permite que el agua pueda filtrarse hacia el interior. Finalmente, los muros exteriores, expuestos y sin materiales aislantes, también contribuyen a la penetración del agua a través de llagas y uniones.

Otra posible causa de humedades puede ser debida a la capilaridad, que puede verse facilitada entre otras razones por la porosidad de la piedra empleada en la construcción.

La pérdida de resistencia que puede presentar la piedra en presencia de humedad es un factor muy a tener en cuenta dado que en este tipo de piedra puede llegar al 30% [4]



Figura 2-9 Daños en nervio y plementería

La pérdida de material que sufre la capilla es bastante significativa. En los nervios se aprecian roturas de bordes y de algunas partes de la sección en ciertas zonas, como la unión de los nervios que ascienden con los que surgen de la clave. El punto de encuentro se encuentra debilitado por la falta de fragmentos de piedra, lo que se traduce en una pérdida de inercia y una menor rigidez en la unión de los nervios.

La plementería de ladrillo está totalmente descubierta en gran parte de la bóveda, quedando ya pocos restos de la capa que la recubría, que además de servir para dar aislamiento al interior contenía decoración pictórica.

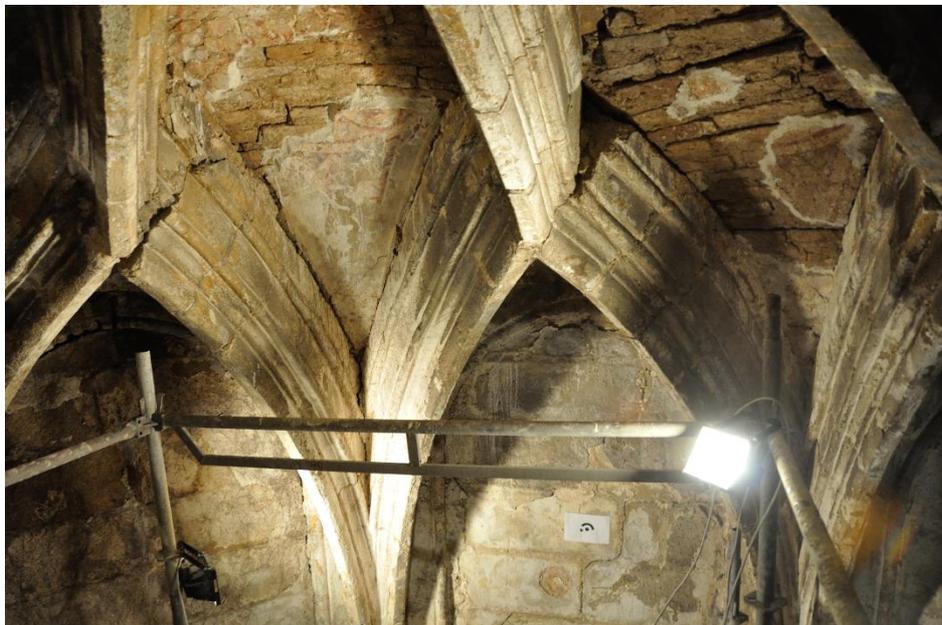


Figura 2-10 Pérdidas de material

Los daños más alarmantes son las grietas y fisuras, que alcanzan en algunos puntos unas dimensiones intolerables. Existe separación entre la plementería y la piedra en algunos tramos, lo que tal vez pueda dar cierta independencia a los ladrillos respecto a los nervios. Ver Figura 2-10

En algunos nervios las fisuras son tan importantes que éstos parecen totalmente seccionados, dejando de ser un

único elemento estructural cuyo comportamiento debe ser estudiado. Estas rupturas ocurren en algunos nudos, que como ya se explicó anteriormente, están mal resueltos y su factura parece algo pobre.

Atendiendo a la Figura 2-11 puede verse que el nervio que sube está roto y separado de los otros dos, prolongándose dicha fisura hacia la plementería. Además el arco mural tiene una llaga que sigue el contorno del mismo.



Figura 2-11 Detalle fisura

Aunque de menor relevancia, al menos en el apartado visual, hay pequeñas grietas presentes a lo largo de todo el muro de piedra desde su base hasta el arco.



Figura 2-12 Detalle del arco mural

3 OBJETIVO

Una vez hecha una introducción de la estructura así como del estado en el que se encuentra, es el turno de fijar los puntos en los que se centrará este trabajo.

Los daños presentes en toda la estructura invitan a cuestionarse a qué pueden deberse. Las fisuras y grietas descritas en el apartado anterior son fruto de tracciones provocadas por empujes de elevada magnitud. Las causas pueden ser diversas. Sería necesario empezar por la propia cimentación así como considerar el nivel freático y los posibles asentamientos del terreno. También puede haberse dado algún sismo de suficiente importancia como para haber afectado a la estructura. Las reformas llevadas a cabo a lo largo de la historia figuran otras de las causas que pueden haber afectado a la situación actual.

Existe la posibilidad de que en algún momento se hayan ejercido acciones externas sobre la bóveda, totalmente a la intemperie y accesible sin demasiada dificultad. Una sobrecarga de uso difícil de cuantificar, con tránsito de personas y objetos de relativo peso dispuestos en su superficie, por ejemplo en una reparación.

La evacuación de aguas parece un problema importante en vista de las humedades de filtración y por la propia geometría de la cubierta, que parece dificultar la correcta expulsión del agua hacia la calle.

La iglesia posee dos piezas troncocónicas de sección circular cerrada hechas de cerámica para evacuación de aguas. Están situadas en los extremos de la fachada de la capilla, a la altura del remate superior del muro y encajadas en la fábrica de ladrillo que remata el muro de piedra que separa la capilla del ábside. Estas piezas parecen estar asociadas a una reforma posterior de la bóveda, luego es un añadido que no se consideró durante el diseño de la misma.

Por último, otra posibilidad es que el problema no esté en la propia capilla sino que todo venga de alguna parte del resto del edificio. A ello apunta el documento “Trabajos previos a la restauración y conservación de la capilla de la Jura de la iglesia de San Juan de los Caballeros” elaborado por Francisco Pinto Puerto y José María Guerrero Vega para la Hermandad de la Vera Cruz, en el cual se detalla que los movimientos del ábside y del primer tramo de la nave son tales que superan en entidad a la propia capilla de la Jura.

Como ya se ha expuesto, la capilla forma parte de una estructura muchísimo mayor, que hasta ahora se ha dejado un tanto al margen. Ello no significa que no deba ser tenida en cuenta, pues condiciona en gran medida a la bóveda. Sin embargo, la gran magnitud y complejidad de la iglesia hacen inviable estudiarla aquí en profundidad, dado el carácter académico del trabajo de fin de grado, y el nivel de conocimientos exigidos así como por los medios necesarios para llevar a cabo un análisis adecuado.

Este proyecto se reduce únicamente al estudio de la capilla de la Jura, aislándola del resto del edificio y simplificando el modelo en la medida de lo posible, tal y como se mostrará más adelante cuando se defina el volumen de control y se apliquen las condiciones de contorno.

Pero incluso con esta simplificación, la cantidad de variables a considerar y problemas a estudiar siguen siendo enormemente elevados como para ser abarcados todos en un único trabajo, por lo tanto es necesario definir un alcance más apropiado y realista del mismo como se expondrá en el apartado siguiente.

3.1 Resumen de objetivos

El presente Trabajo de Fin de Grado se centrará en analizar, mediante un modelo de elementos finitos, el efecto del propio peso de la bóveda así como la posible influencia de los caudales de agua evacuados por las dos salidas antes mencionadas en una hipotética situación en la que están a máxima capacidad.

Con el estudio del peso propio se comprobará si la estructura puede cumplir perfectamente con su función portante sin acciones adicionales o si por el contrario su propio peso ya supone un esfuerzo importante debido a una deficiencia en su propia concepción.

En lo relativo a los caudales de agua, parece interesante comprobar si la acción del agua golpeando con fuerza la cubierta, durante siglos, en días de mucha lluvia, sería capaz de producir alguna de las tracciones necesarias para fisurar los nervios o la plementería. Estos chorros impactan en la superficie del trasdós, aproximadamente en los puntos correspondientes al encuentro de los nervios que ascienden con el que surge de la clave.

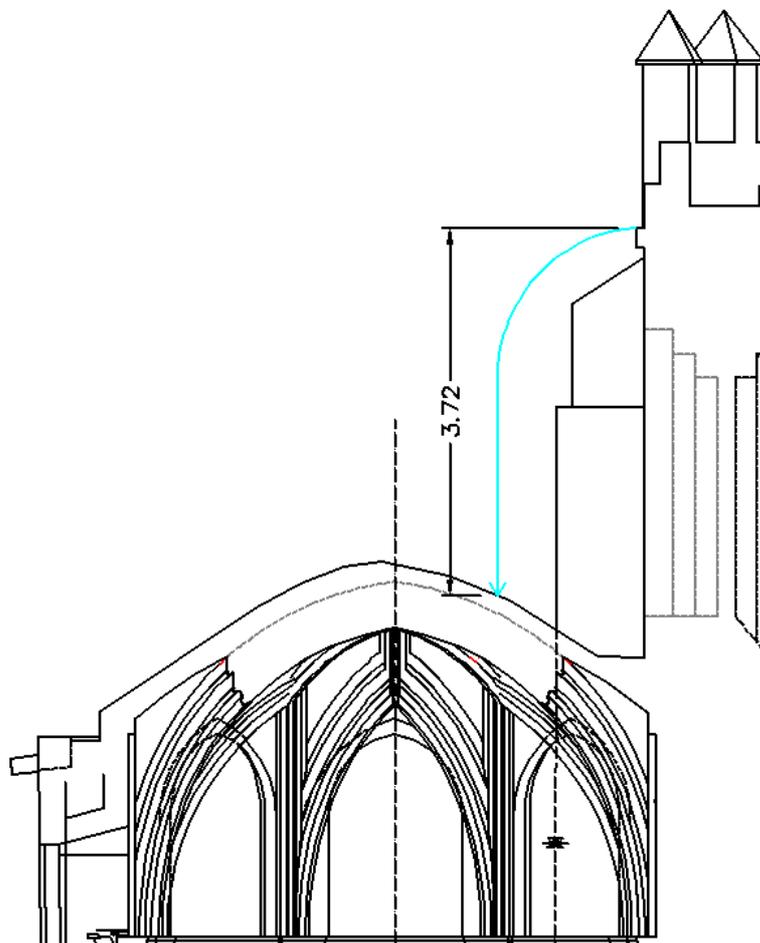


Figura 3-1 Esquema del problema

Finalmente se aplicará una carga de empuje horizontal en el muro que comunica con el ábside que permita comprobar si los daños locales en los nervios proceden de los caudales de agua o si la influencia de éstos es ínfima en comparación con la carga ejercida por la iglesia.

4 ELECCIÓN Y CREACIÓN DEL MODELO

En este capítulo se explica el proceso de elaboración del modelo. Se comenzará con la decisión de la zona de la capilla que se aislará del resto para su estudio. A la hora de modelar esa geometría en CATIA se llevarán a cabo una serie de simplificaciones que facilitarán el trabajo sin generar un error importante. Una vez superado este paso se procederá al mallado en ICEM CFD, dejando nuestro modelo de elementos finitos casi listo para hacer las pruebas necesarias en ANSYS 12, a falta de definir las propiedades de los distintos materiales presentes.

4.1 Zona de estudio

La primera decisión y quizás la más importante es la elección de la zona de la capilla que se va a modelizar. De ello dependerán los resultados, los errores, las condiciones de contorno así como la potencia de cálculo necesaria.

Una primera opción sería hacer la caja entera de la capilla, con los muros completos y todos sus detalles. Esta opción se descarta de inmediato por su complejidad a la hora de modelarlo así como por el elevado coste computacional que supone.

La zona dañada corresponde a la bóveda, es decir, desde los capiteles donde nacen los nervios hasta la clave donde se encuentran. La bóveda apoya en 4 muros a modo de caja que se extienden hasta la solera sin apenas cambios. Parece razonable suprimir todo ese tramo mediante unas condiciones de contorno adecuadas, y centrar todo el esfuerzo en la estructura que aguantará las cargas que se van a estudiar.

Así pues se van a generar los nervios, los arcos murales, la plementería así como el relleno y los muros que parten desde la línea en la cual nacen los nervios. Básicamente se ha hecho un corte horizontal por la línea de los capiteles, excluyendo todo lo que sea inferior a esta cota.

Todo esto queda descrito en las figuras del apartado 2.2.

4.2 Modelado en CATIA

Existen diferentes productos en el mercado perfectamente válidos para generar modelos tridimensionales en el ordenador. Se ha elegido CATIA V5 R19 por su sencillez y su gran variedad de herramientas que permiten crear prácticamente cualquier tipo de geometría posible, por ser un software muy extendido en el mundo de la Ingeniería y cuyo aprendizaje resulta muy ventajoso, y por su gran compatibilidad con el programa ICEM CFD en su versión 12.0.1.

Para la creación del modelo se ha tomado como referencia el plano en CAD de la capilla facilitado para el desarrollo de este trabajo. Éste se ha realizado a partir de la toma de datos métricos con estación topográfica, obteniéndose una referencia dimensional de los puntos más significativos del espacio analizado, con error de milímetros [3]. Cada punto tiene así determinadas sus tres coordenadas en el espacio. El archivo con los planos recoge toda la información de la construcción así como sus dimensiones y material.

4.2.1 Aspectos a considerar

Dado que el modelo se empleará para realizar un análisis mediante Elementos Finitos, la calidad del mallado es fundamental en los resultados que se obtendrán. La distorsión de los elementos afecta directamente a la precisión de la solución. Existen algoritmos que automatizan la generación de la malla, como se verá en el apartado 4.3,

facilitando una tarea que a priori puede llegar a ser muy laboriosa.

La calidad del modelo afectará directamente a la malla generada por dichos algoritmos, por lo que es conveniente realizar una amplia reflexión sobre cómo van a abordarse las distintas partes de la geometría. De esta forma se garantiza que la etapa de mallado no se convierta en una fuente de problemas y contratiempos, reduciendo el número de distorsiones así como la necesidad de refinar la malla.

Se ha procurado que las formas sean suaves, que no haya confluencias con cambios bruscos de geometría así como zonas puntiagudas. Además, será preferible el empleo de curvas en lugar de elementos poligonales. En zonas críticas como en las uniones de los nervios es fundamental garantizar la continuidad de las líneas y superficies. Cualquier tramo con espesores pequeños hará que la malla tenga gran densidad de elementos en el mismo.

Puesto que la bóveda proyecta en planta un octógono, resulta lógico modelar un cuarto y aplicar simetría dos veces.

También hay que tener en cuenta que la bóveda está compuesta por diferentes elementos con sus correspondientes materiales. Para que ICEM CFD detecte cada uno de ellos de forma independiente será necesario separarlos creando superficies cerradas.

4.2.2 Sistema de referencia

El primer paso es ubicar la bóveda respecto al sistema de coordenadas. Se ha dibujado la proyección en planta de la estrella de ocho puntas estableciendo el sistema triaxial en el centro del octógono.

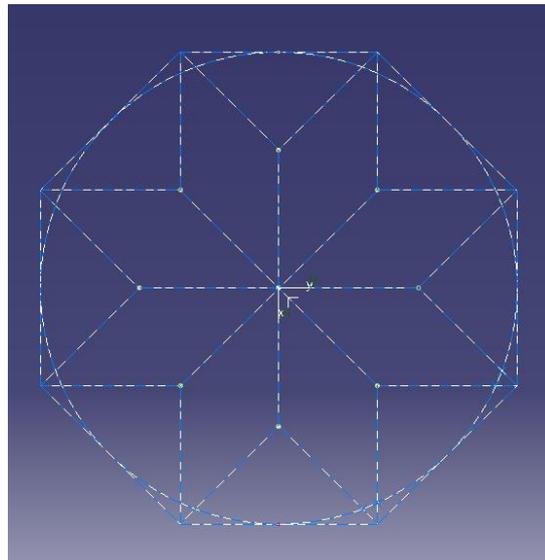


Figura 4-1. Estrella proyectada

4.2.3 Nervios

4.2.3.1 Sección

Como se explicó en el apartado 4.2.1 resulta conveniente simplificar en la medida de lo posible el modelo.

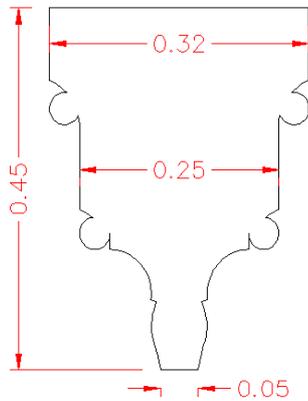


Figura 4-2 Sección real

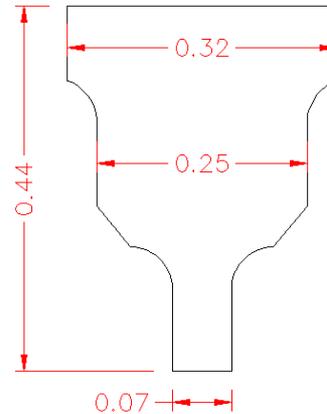


Figura 4-3 Sección empleada

Atendiendo al nervio real representado en la Figura 4-2, encontramos molduras con forma de circunferencia tangentes a arcos de mayor radio, además de un tramo curvilíneo cuya unión con el arco forma un pequeño escalón en la parte inferior. Todos esos puntos pueden presentar problemas a la hora de adaptar la malla, especialmente las cuatro circunferencias de pequeño radio.

Se ha optado por suprimir todos esos elementos superficiales cuya única función es la de adornar el nervio, puesto que no aportan rigidez ni afectan a la inercia de la sección. De esta manera se ha llegado a la sección de la Figura 4-3, de líneas mucho más limpias. Además su dibujado en CATIA es mucho más sencillo.

Puede verse que el nervio simplificado es 1 mm más corto que el original. Esto no afectará al resultado final puesto que la construcción del nervio ha sufrido ligeras variaciones que se verán a continuación.

4.2.3.2 Cuerpo

Los nervios ascienden describiendo una trayectoria circular con radio de 2.72m hasta el punto de encuentro con el nervio que desciende desde la clave. La trayectoria una vez en ese punto describe otro arco de circunferencia, esta vez de 2.82m de radio.

La unión en el punto de encuentro de los tres nervios ha resultado especialmente compleja de representar, dado que no se tiene una geometría definida en ningún plano ni datos de ningún tipo, siendo un elemento de piedra adaptado en plena ejecución para que encaje entre los nervios en lugar de una pieza perfectamente pensada desde el principio. Dicha pieza debe servir de transición entre los dos nervios que se fusionan en uno, garantizando la continuidad de las superficies que a través de ella se comunican para evitar problemas a la hora de generar la malla.

Se han empleado splines, es decir, curvas diferenciables definidas en porciones mediante polinomios. Se han impuesto condiciones de tangencia respecto a las dos curvas que unen para darles continuidad. Es probablemente la herramienta más adecuada para aproximar curvas complejas de forma sencilla. Una vez se tiene un polígono de cuatro lados se cierra con la herramienta Fill que proporciona el programa. Así, a partir de líneas se generan las superficies necesarias para generar la pieza del nudo.

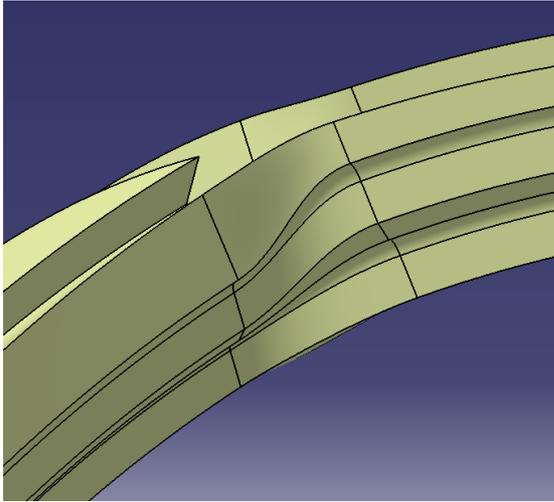


Figura 4-4 Unión (1)

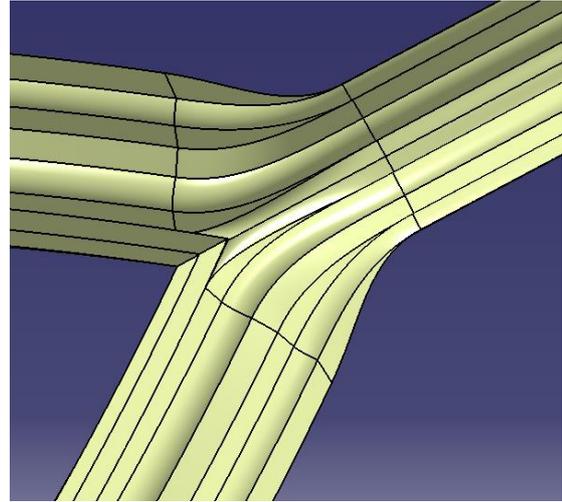


Figura 4-5 Unión (2)

4.2.4 Superficies de cierre

Para realizar el mallado es imprescindible tener superficies cerradas. Para mantener una cubierta continua se ha decidido generar un casquete esférico desde la clave hasta la base. Las líneas superiores de los nervios se han proyectado sobre dicho casquete. De esta forma se garantiza la uniformidad de los elementos y una transición suave entre la piedra y la plementería.

Como se puede ver en las Figuras 4-6 y 4-7, las tapas se han hecho a trozos, siendo cada una de las líneas que se ven proyecciones sobre el casquete esférico.

Esta decisión ha modificado levemente el perfil del nervio, que ha visto cómo uno de sus lados se ha alargado para adaptarse al casquete. La inercia se verá aumentada, aunque en principio no debe alterar los resultados de forma significativa y por el contrario nos dará una geometría mucho más continua y uniforme.

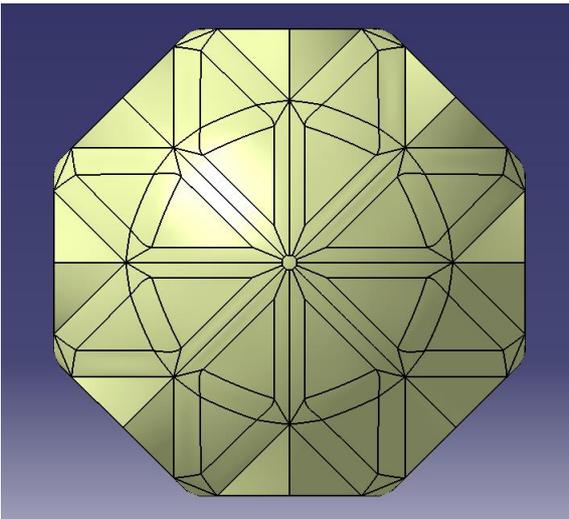


Figura 4-6 Vista en planta de superficies de cierre

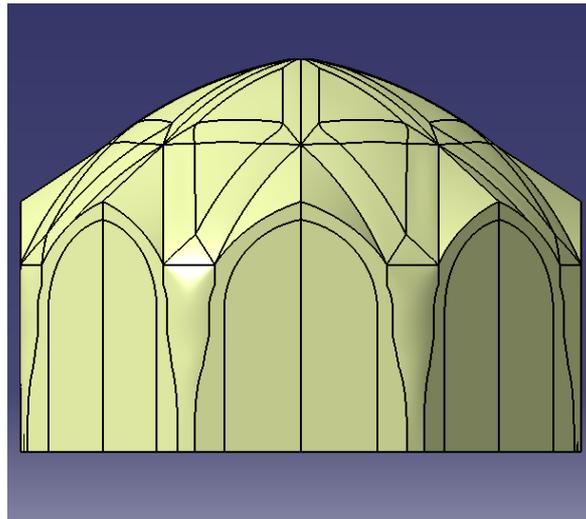


Figura 4-7 Vista en alzado de superficies de cierre

4.2.5 Creación de volúmenes

Como ya se ha explicado, es necesario crear superficies cerradas para asignar las propiedades a los distintos elementos presentes en la estructura. Sería complicado mostrar o explicar cómo se han creado todos y cada uno de ellos debido a la enorme cantidad de planos que se han necesitado para aislar cada uno de los componentes. No obstante todos ellos son perfectamente distinguibles como se verá en el apartado 4.3. A modo de resumen se han separado en:

- Nervios
- Arcos murales
- Contrafuertes entre los muros y los nervios
- Contrafuertes de esquina con la iglesia
- Elementos de relleno entre la bóveda y los muros
- Muros
- Relleno entre muros
- Plementería
- Ventana

En la siguiente figura el lector puede hacer una idea de cómo se han distribuido estas superficies.

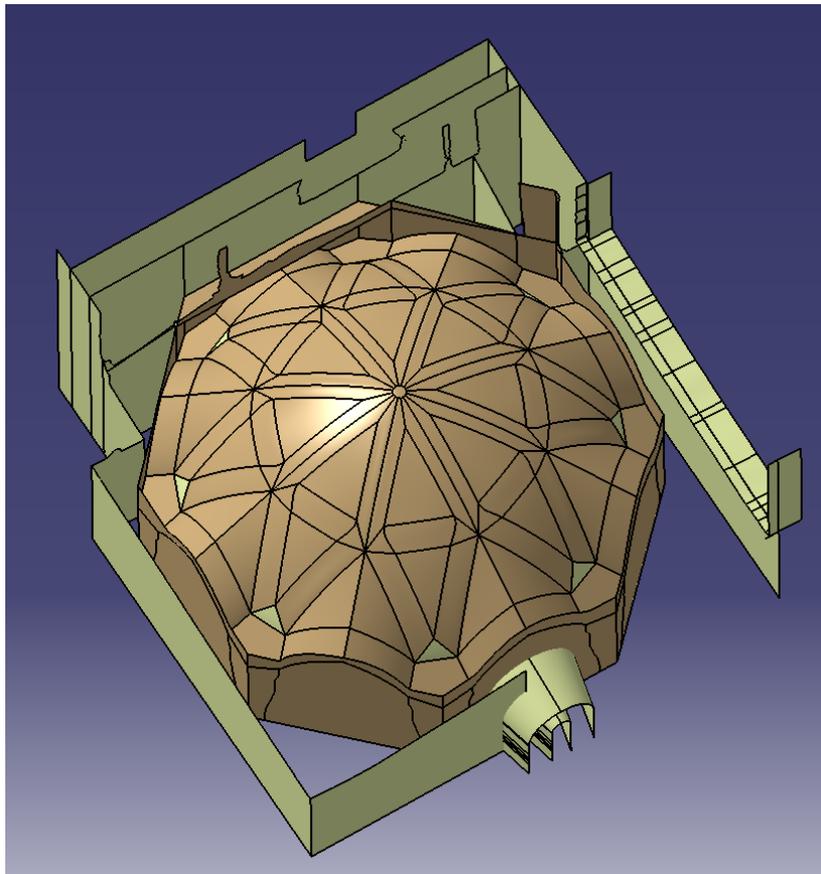


Figura 4-8 Volúmenes aislados

4.2.6 Cubierta

La cubierta es una de las partes con mayor complejidad. La ausencia de dimensiones exactas en el plano de CAD así como la propia irregularidad de las capas de relleno y el acabado del rampante requieren de improvisación así como de cierta experiencia con este tipo de estructuras. Además, esa superficie transitable se encuentra fusionada con dos muros que dan a la calle así como con dos contrafuertes y muros de tres capas en la esquina que une la capilla con la nave principal.

Para simplificar esta parte del proceso de modelado se cuenta con una cubierta generada mediante fotogrametría. Cabe aclarar que esta parte del modelo ha sido creada y decidida por Víctor Jesús Compán Cardiel.

Desde el punto de vista académico despierta gran interés pues es la primera vez que se maneja este tipo de contenido cuyo nivel de precisión es muy elevado. Sería también interesante analizar cómo se comporta un elemento tan detallado como este al trabajar fusionado con un modelo limpio generado íntegramente con CATIA como el que se ha creado aquí, frente a un modelo de la bóveda generado al completo mediante la técnica de fotogrametría.

Si bien este trabajo no profundizará en ello, cabe apuntar que la fotogrametría es una técnica que consiste en determinar las propiedades geométricas de los objetos y sus situaciones espaciales a partir de fotografías. La teoría se basa en que a partir de dos imágenes fotográficas de un mismo objeto, conocidas su posición y orientación es posible calcular los rayos proyectivos de cada una de ellas correspondientes a un mismo punto del objeto. Gracias a la intersección de ambos rayos es posible determinar la posición de dicho objeto. Es necesario conocer la posición relativa de las imágenes respecto a la cámara. [6]

En esencia el método es el siguiente:

- Se fotografía todo el recinto que se quiere representar. Será necesario un gran número de fotografías si se quieren garantizar unos buenos resultados, dado que una única fotografía no proporciona la información suficiente sobre la forma tridimensional del objeto.
- A partir de la identificación de una serie de puntos iniciales del objeto que aparezcan en todas las fotografías comunes, gracias a algoritmos e iterando se puede obtener una nube de puntos en el espacio tridimensional. Para ello existen programas como Orthoware, Photoscan, Photomodeler Scanner, etc.

4.2.7 Modelo definitivo

El modelo que se empleará para generar la malla es el siguiente:

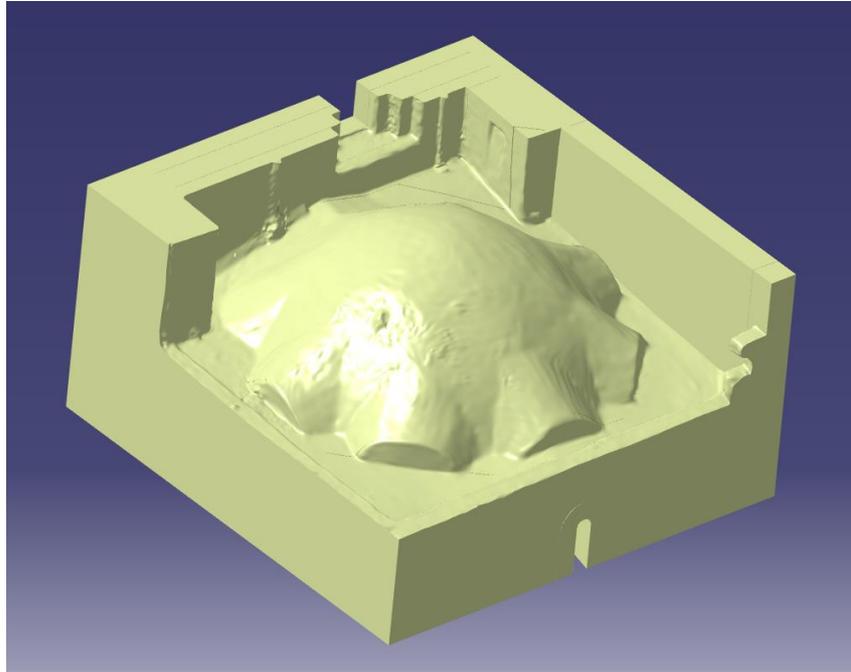


Figura 4-9 Modelo empleado

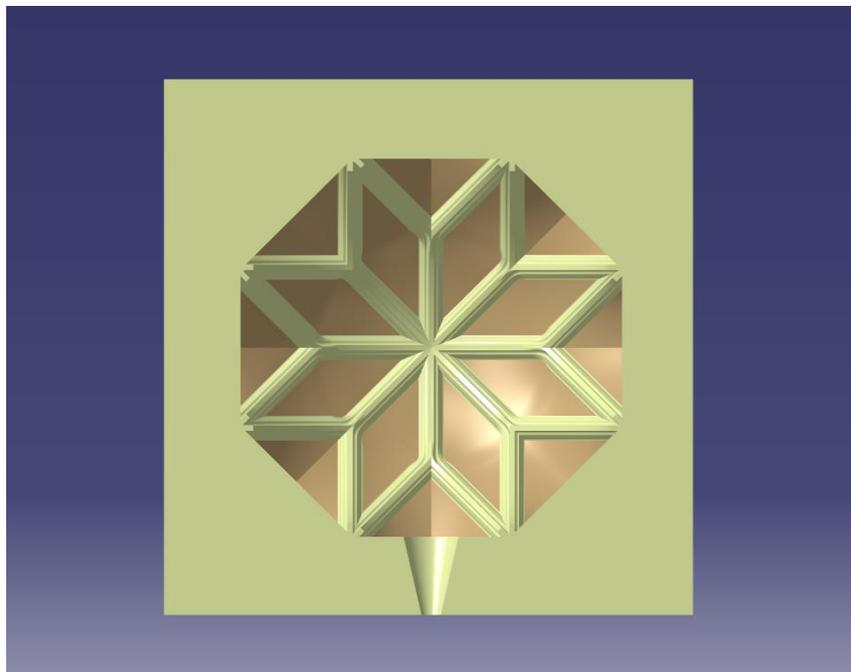


Figura 4-10 Vista inferior del modelo

La limpieza de la geometría interior permite lograr un modelo bastante aproximado a la par que simple, mientras que el levantamiento por fotogrametría consigue que el exterior, más irregular, tenga la precisión exigida.

4.3 Mallado con ICEM CFD

El mallado es la etapa previa a la fase de cálculos. Conviene detenerse en este punto y meditar cuáles son las necesidades de nuestro modelo de Elementos Finitos para así escoger los parámetros más adecuados. Una buena planificación en este punto puede marcar la diferencia entre obtener buenos o malos resultados, además del tiempo necesario para hacer los cálculos, que puede ser elevado en un modelo de estas características.

4.3.1 Requisitos de la malla

Existen diferentes condicionantes que determinan las características que debe tener una malla según el problema a resolver.

Una de las primeras cuestiones a considerar es cómo de densa debe ser la malla para obtener buenos resultados. Podría ser lógico pensar que una malla muy fina en todo el modelo es justamente la solución más acertada. Si bien esto es correcto dado que los resultados serán bastante exactos, hay que tener en cuenta el coste computacional. A mayor número de elementos, mayores serán las exigencias de hardware para resolver el enorme sistema de matrices que se generará.

Una buena opción consiste en hacer la malla más fina en aquellas zonas donde existe la mayor concentración de tensiones y donde más importancia tiene obtener resultados precisos, dejando elementos más grandes en las zonas menos críticas. De esta forma mantenemos una buena precisión en los resultados, los errores son pequeños y el coste computacional se reduce sensiblemente.

Los puntos más importantes en este problema se localizan en los nervios, puesto que ahí se han detectado las grietas más importantes. Aunque la ventana es un punto de concentración de tensiones por ser una discontinuidad en el muro, el no haber detectado ningún problema en la misma resta interés en su estudio.

4.3.2 Técnicas de mallado

ICEM tiene básicamente dos técnicas de mallado [5]:

Blocking: Consiste en generar la malla a través de la determinación de unos ejes imaginarios en los que se dispone linealmente una determinada densidad de nodos. La malla generada con esta técnica tenderá a tener líneas desde los nodos representados en cada eje a otros y a su vez formando paralelas a esta. El resultado es una malla con aspecto de cuadrícula, bastante homogénea. Este método resulta bastante complejo para usuarios iniciados en ICEM y no es adecuado para un modelo como el que se está manejando en este trabajo.

Parámetros globales: Determina el tamaño del elemento que se quiere obtener en las distintas partes de la malla a partir de unos parámetros generales que introducirá el usuario. Este método permite seleccionar el tamaño de los elementos, su crecimiento, su disposición espacial, etc. Gracias a esto el software puede generar una malla bastante próxima a lo que busca el usuario sin exigir conocimientos demasiado profundos en el uso del programa.

Se empleará la segunda técnica por ser la que mejor se adecua al modelo creado.

4.3.3 Tipo de elemento y algoritmo

La técnica de mallado por parámetros globales tienen distintas variantes: Mallado por superficie, Mallado por Volumen y Mallado de capas prismáticas.

En este caso se empleará el Mallado por Volumen. El siguiente paso es definir qué forma tendrán los elementos y su disposición. Se ha optado por una malla de tetraedros, que son los elementos más comunes en este tipo de malla. ICEM a su vez ofrece tres tipos de Métodos para disponer los tetraedros de una forma determinada [5]:

Robust (Octree): Este algoritmo asegura un refinamiento de la malla allí donde es necesario, pero intenta mantener elementos de mayor tamaño siempre que sea posible para permitir una computación más ágil. La transición hacia elementos de menor tamaño será muy brusca. El núcleo de la malla estará compuesto por tetraedros ordenados, dando un aspecto limpio.

Quick (Delauny): Genera una malla de tetraedros desordenados. Esto suaviza la transición entre elementos de distinto tipo de tamaño a la vez que reduce sensiblemente el coste computacional. Sin embargo este algoritmo requiere una malla previa, es decir, será necesario generar una malla Octree en primer lugar.

Smooth (Advancing Front): Es similar a la Delauny, con transiciones entre elementos aún más suaves y con un gasto computacional también superior.

Se va a emplear el primer método, por tener un equilibrio entre resultados y coste computacional.

4.3.4 Parámetros y resultado

En cuanto al resto de parámetros que ofrece el programa, éstos se han dejado por defecto y solo se han definido un tamaño límite de elementos para los nervios y para el muro exterior. Se ha especificado que los nervios deben tener elementos especialmente pequeños (Max Size = 0.05) y que los muros tengan un tamaño bastante superior a éstos (Max Size = 0.3). Además, este parámetro hará que incluso el muro tenga elementos relativamente pequeños, lo que dará lugar a una malla bastante fina en todo el modelo.

Como se dijo, interesa que la malla sea poco precisa allá donde no sea necesario tener un error mínimo. En este caso se ha especificado que determinadas zonas tengan elementos más pequeños, pero se ha buscado a su vez que el conjunto tenga una malla fina.

El resultado es un modelo con 1388586 de elementos y 263472 nodos. Es necesario aclarar que se ha tomado esta decisión asumiendo que los cálculos se harán en una máquina relativamente potente (core i7, 16GB de RAM), y que de haber tenido como requisito el operar en equipos convencionales la malla tendría la mitad o incluso la tercera parte de elementos. Se ha priorizado la precisión antes que la velocidad.

La malla generada por ICEM es la mostrada a continuación. Se ha representado solo la superficie de la malla por la enorme carga gráfica que supone representar todo el volumen.

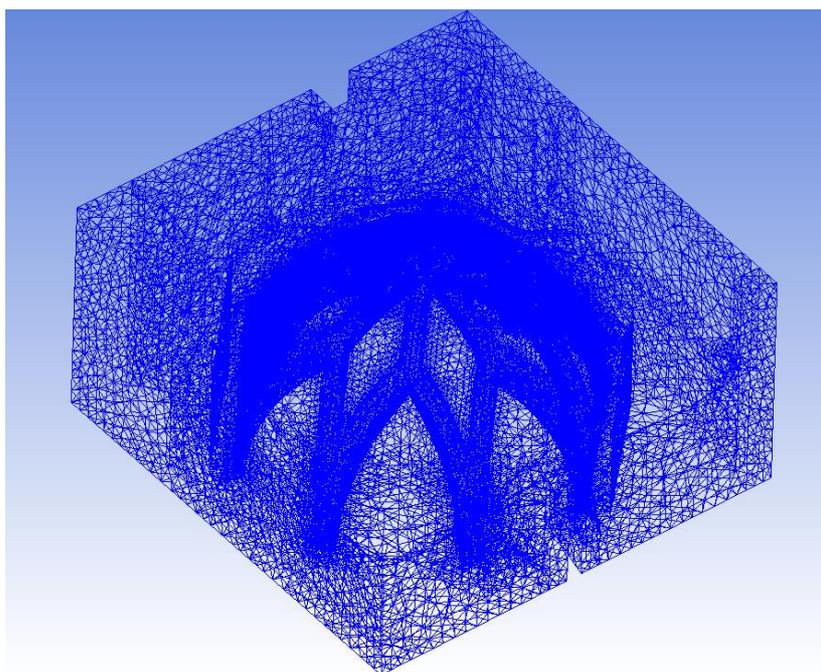


Figura 4-11 Vista general de la malla

A simple vista queda patente la enorme densidad de mallado que se ha generado en todo el volumen. La parte correspondiente a los nervios se ve como un cuerpo casi sin divisiones debido a la gran cantidad de elementos en que se ha subdividido la malla. Esta malla garantizará unos resultados con un error mínimo, sobre todo en las partes fisuradas. Podría ser objeto de estudio la influencia del tipo y densidad de malla en los resultados, así como la optimización del número de nodos y elementos en toda la geometría para economizarla desde el punto de vista computacional.

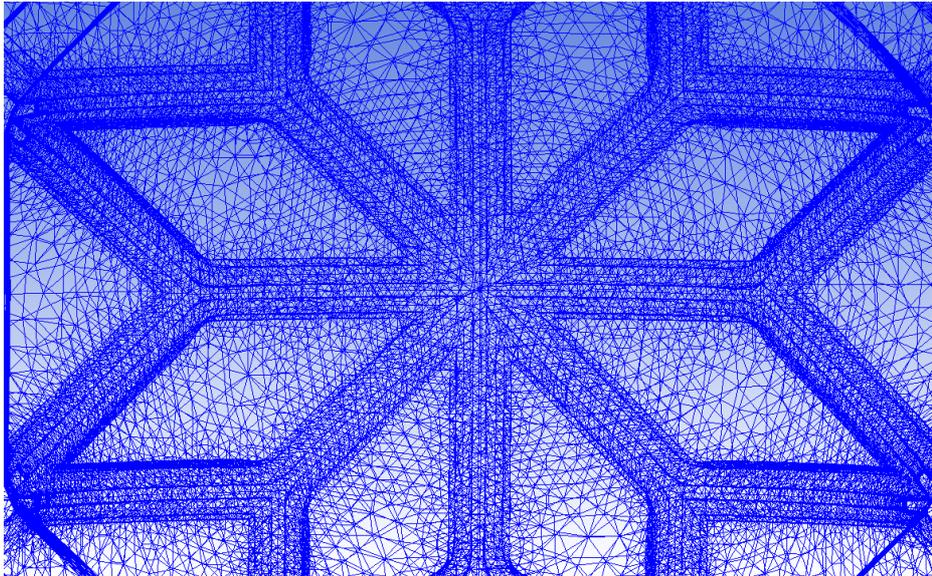


Figura 4-12 Detalle de la malla

En la Figura 4-12 queda demostrado lo bien que funciona el algoritmo de mallado a la hora de determinar el tamaño de los elementos en todo el volumen, siendo éstos mucho más pequeños a medida que nos aproximamos a puntos críticos como la clave y nervios, quedando los de mayor tamaño en la zona de la diagonal menor de los rombos de la plementería donde tiene poco sentido ganar en precisión.

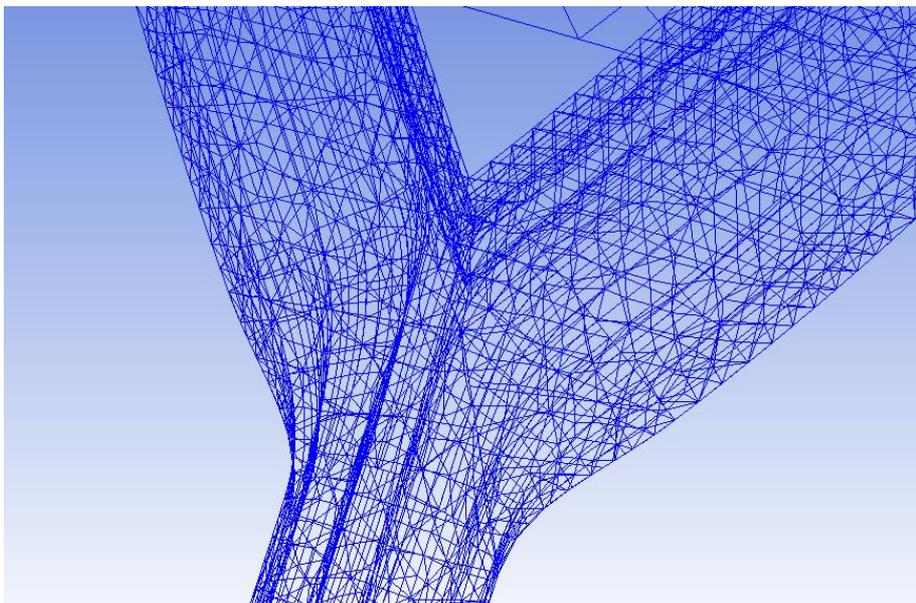


Figura 4-13 Detalle de la malla en la unión

4.3.5 Ajustes finales

Una vez ICEM termina de generar la malla, ésta queda compuesta por tantos volúmenes como se definió en CATIA mediante la creación de superficies cerradas. En este caso se tienen un total de 35 volúmenes distintos.

Se ha realizado un ajuste en las propiedades del archivo para clasificar cada uno de los subvolúmenes que componen la malla en función de las propiedades del material. Esto ahorrará mucho trabajo posterior con ANSYS a la hora de asignar propiedades y condiciones de contorno además también facilitará el trabajo con el modelo de elementos finitos.

De 35 partes iniciales se ha pasado a tener únicamente tres. Éstas corresponderán a la piedra (azul), a la fábrica de ladrillo (rojo) y al relleno (verde). En las Figura 4-14 y 4-15 pueden distinguirse perfectamente todas y cada una de las partes en función del material.

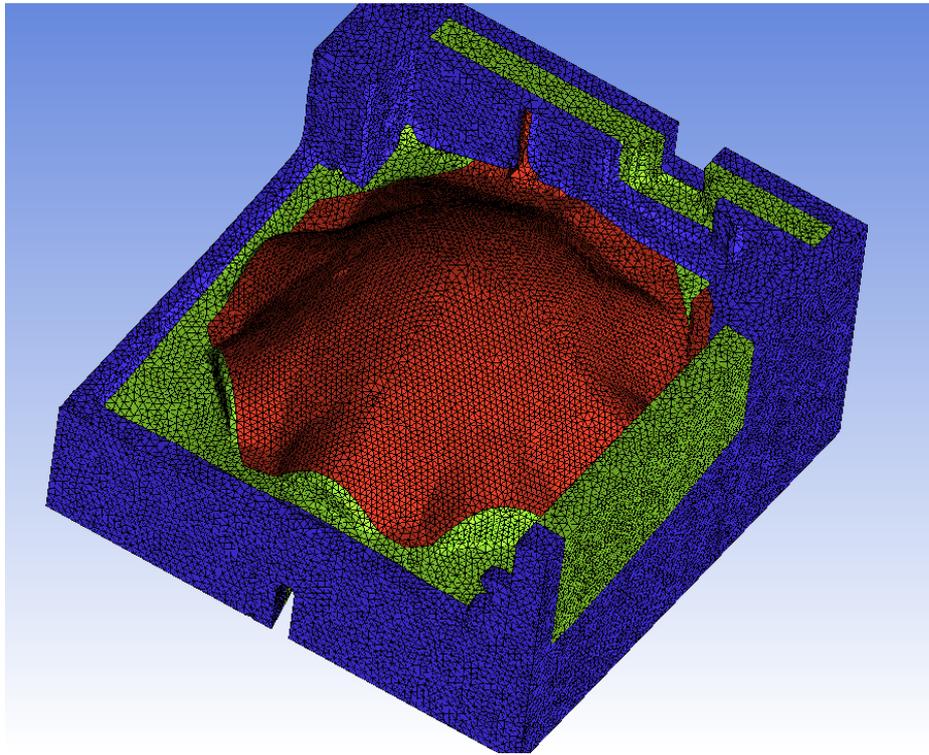


Figura 4-14 Materiales (1)

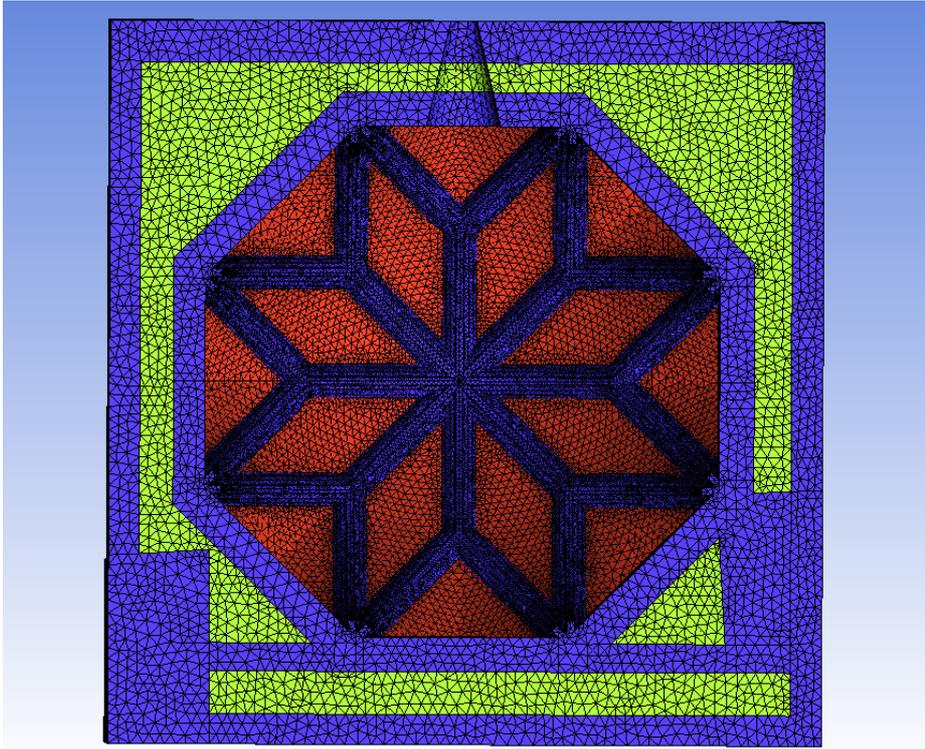


Figura 4-15 Materiales (2)

Con esto el modelo está prácticamente en condiciones para comenzar los cálculos. En el siguiente capítulo se detallará todo el proceso.

5 MODELO DE CÁLCULO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Este capítulo marca el punto y final del proceso seguido para el análisis de la capilla de la Jura. Los resultados que se recojan en los siguientes apartados darán sentido a este Trabajo de Fin de Grado y serán fundamentales a la hora de sacar conclusiones. Aunque parezca la parte más importante, lo cierto es que está totalmente condicionada por todos y cada uno de los pasos anteriores, desde el razonamiento seguido para plantear las posibles causas de los daños presentes en toda la estructura, pasando por el modelado en tres dimensiones y finalizando con el mallado.

El procedimiento a seguir será el siguiente:

En primer lugar se elige el tipo de elemento con el que trabajaremos en ANSYS. Esto realmente se definió en ICEM, pero se ha dejado para este capítulo para agrupar todos los detalles correspondientes a este software. El siguiente paso es definir las propiedades del material, que serán aplicadas inmediatamente después a los distintos elementos. Posteriormente se fijan las condiciones de contorno de nuestro problema y finalmente se aplican las cargas que se crean convenientes.

5.1 Elección de Elemento

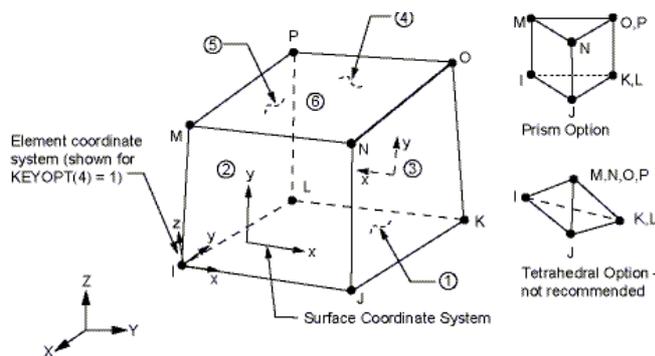


Figura 5-1 Geometría

El elemento escogido es el SOLID45 [6], clasificado por ANSYS como Sólido Estructural 3-D, que resulta adecuado para el modelado tridimensional de estructuras sólidas. Está compuesto por ocho nodos, con tres grados de libertad por nodo (traslaciones en las direcciones X, Y, Z) y aunque no es necesario para el tipo de análisis que se va a realizar, cabe mencionar que permite cálculo plástico, creep, escurrimiento (swelling), endurecimiento por deformación y admite grandes deformaciones.

Este elemento permite emplear integración reducida uniforme, lo cual proporciona muchas ventajas en el caso de un análisis no lineal, como un menor coste computacional en los cálculos o evitar que el análisis sufra un bloqueo por plasticidad. Por el contrario, la precisión disminuye respecto a la integración completa. Otro aspecto importante es que este elemento no permite fijar unas condiciones iniciales.

Tiene las siguientes restricciones:

- No se admiten elementos con volumen nulo.
- El elemento puede no ser retorcido debido a que tenga dos volúmenes separados. Esto suele ocurrir en elementos mal numerados (ver geometría)
- Todos los elementos deben tener ocho nodos.

Se han empleado tetraedros, es decir, elementos de cuatro nodos. Ello implica que se consideran elementos degenerados, es decir, elementos cuya forma característica de la cara es un cuadrilátero pero se modela con al menos una cara triangular. Se suelen emplear para modelar regiones de transición entre mallados muy finos y gruesos, para modelar superficies irregulares y retorcidas, etc.

Estos elementos degenerados formados a partir de cuadriláteros son mucho menos precisos si no tienen nodos intermedios, por lo que no deben usarse en regiones con un elevado gradiente de tensiones.

Los elementos triangulares sí son más recomendables en el caso de elementos muy retorcidos o con grandes deformaciones.

5.2 Materiales

Encontramos fundamentalmente tres tipos diferentes de material: piedra, fábrica de ladrillo y relleno de argamasa.

El material que compone cada parte de la bóveda quedó esquematizado en las Figuras 4-14 y 4-15.

La piedra es un material muy empleado históricamente, usado masivamente como elemento de carga en muros, arcos y bóvedas. Se considera isótropo aunque su resistencia a compresión es muy superior a la que ofrece a tracción.

En rehabilitación y reforma de edificios resulta vital determinar la capacidad resistente de la piedra así como su estado de conservación. Es además un material poroso y es muy importante tener en cuenta la pérdida de resistencia que sufre este tipo de materiales en presencia de humedad.

La fábrica, en general, es un conjunto de elementos constructivos mínimos que supone una estructura arquitectónica. Estos elementos pueden estar ligados por un mortero que aumenta la adhesión entre ellos, o mantenerse juntos por equilibrio. En esta construcción se ha empleado el ladrillo, pieza de arcilla moldeada, extruida o prensada en forma de prisma rectangular y cocida en horno. Como la piedra, se caracteriza por su resistencia a la compresión, la cual es muy superior a la de los morteros con los que se asienta. Es ortótropo aunque aquí se ha modelizado como isótropo para simplificar los cálculos.

El material de relleno es la argamasa. Es un tipo de mortero compuesto por una mezcla de cal, arena y agua. Se caracteriza por su adherencia (resistencia a despegar dos o más elementos unidos), resistencia a compresión y a cortante, permeabilidad y durabilidad.

Para obtener las propiedades de estos materiales se han tomado valores similares a los de la Iglesia de San Dionisio, de la cual hay un informe sobre su restauración [4]. Ésta Iglesia también se encuentra en Jerez de la Frontera y es de una época similar (siglo XV), por lo que los materiales empleados no deberían diferir mucho de los presentes en la Jura. No obstante por seguridad se han bajado un poco las cifras.

Los datos de densidad (ρ), módulo de Young y coeficiente de Poisson (ν) se recogen en la siguiente tabla:

Tabla 5-1 Materiales y sus propiedades

Material	ρ (kg/m ³)	E (Pa)	ν
Piedra	2000	$2.4 \cdot 10^9$	0.25
Ladrillo	1700	$1.7 \cdot 10^9$	0.20
Relleno	1500	$8 \cdot 10^8$	0.20

Puede comprobarse que la piedra, principal elemento resistente, tiene unas propiedades mecánicas bastante pobres. A esto hay que sumar el deterioro que ha sufrido con el tiempo así como los problemas de humedad y su elevada porosidad.

5.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno determinarán en gran medida el comportamiento de la estructura. Resulta imprescindible por tanto conocer cómo funciona la bóveda. Determinar las condiciones de contorno es una tarea compleja dados los innumerables factores que deben ser tenidos en cuenta tales como la rigidez, las propiedades de los muros, la humedad, el desgaste a lo largo de los siglos, las fisuras y pérdida de material así como las reformas que ha ido sufriendo la estructura y que han alterado su comportamiento.

Es necesario llevar a cabo una medición de las frecuencias naturales de la estructura y una actualización de propiedades del modelo hasta obtener las propiedades actuales de la estructura, es decir, módulo de Young de los materiales, su coeficiente de Poisson, la rigidez de los muros sobre los que apoya la bóveda, etc.

Puesto que no se dispone de tal información, se van a emplear tres situaciones diferentes para las condiciones de contorno, dos de ellas serán situaciones extremas y una tercera simulará una situación intermedia.

La primera situación supone que los muros sobre los que apoya nuestro modelo han perdido mucha rigidez y no presentan ningún impedimento para que la bóveda se abra, es decir, que los desplazamientos horizontales en todas las direcciones están permitidos. La única restricción impuesta es la de desplazamientos verticales impedidos en la base.

La segunda situación es el caso totalmente opuesto, es decir, los muros sobre los que apoya nuestro modelo tienen una rigidez elevada e impiden que los muros de la bóveda se muevan horizontalmente, estando todos los desplazamientos impedidos.

La tercera situación plantea un escenario intermedio, asumiendo las siguientes hipótesis:

- En primer lugar se asume que las dimensiones de la capilla son muy pequeñas en comparación a la iglesia de la que forma parte. Esto quiere decir que la entidad de la bóveda es muy inferior a la del resto del edificio, con lo que cualquier carga aplicada sobre la misma no tiene ningún efecto en el resto de la construcción. En base a esto se ha considerado que los muros correspondientes a la esquina de unión con la iglesia están empotrados, con cualquier tipo de desplazamiento impedido. Esto no es del todo cierto, dado que los muros tienen cierta rigidez y condicionan el comportamiento de la estructura. Se asume este pequeño error en los cálculos.
- Se ha establecido que los desplazamientos verticales están impedidos en la base de la estructura. El modelo de la bóveda forma parte de una edificación más grande, y los muros modelados son sólo un tramo del total. Al restringir los desplazamientos verticales suponemos que el resto de la estructura no tiene ningún efecto en la bóveda objeto de estudio. Las reacciones que surjan se transmitirían a los muros seccionados con las correspondientes deformaciones, lo cual no nos interesa dado que no están dañados.
- Por último, se han permitido los desplazamientos horizontales en los muros de la esquina opuesta, es decir los que dan a la calle. Así se pueden ver las deformaciones que sufre la bóveda al intentar abrirse para transmitir las cargas.

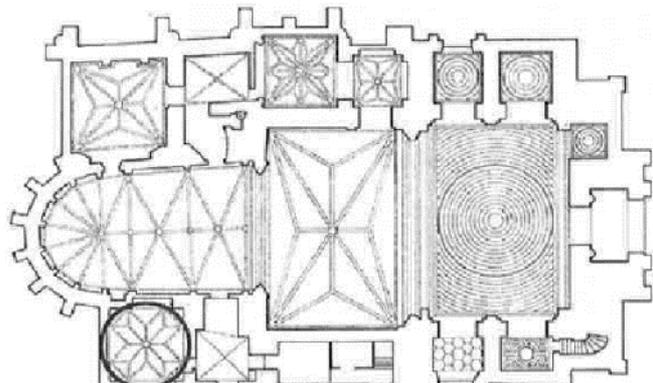


Figura 5-2 Vista en planta de la iglesia

5.4 Aplicación de cargas

5.4.1 Hipótesis de carga

Se han hecho pruebas con distintas hipótesis de carga:

- **Peso propio:** Con este cálculo se pretende comprobar si la estructura en sí misma tienen algún defecto en su diseño, o si su propio peso ya supone un esfuerzo para los materiales que la componen.
- **Dos caudales de agua actuando sin considerar la gravedad:** permite ver el efecto que causan estas cargas en la estructura sin tener en cuenta ningún otro factor.
- **Peso propio y ambos caudales evacuando:** este es el caso más desfavorable posible y al que se prestará más atención.
- **Carga horizontal en el muro opuesto a la ventana:** permite comprobar el efecto del empuje de la iglesia frente al del agua así como entender si las fisuras locales en nervios son causa de uno u otro empuje.

5.4.2 Magnitud de las cargas

Es difícil cuantificar la magnitud de las fuerzas que pueden generarse por la acción de las aguas evacuadas. En primer lugar se desconoce el caudal máximo que puede llegar a circular por cada salida en el caso más desfavorable. En segundo lugar, la carga sería de impacto y en este análisis se considerará una fuerza constante, lo cual no es cierto.

El valor de la fuerza ejercida se determinará de la siguiente forma:

Situación de régimen permanente en el cual se tiene en cuenta únicamente el peso de una columna de agua de 20 cm de diámetro y 3.72 m de altura por cada caño de agua. Esto equivale a un volumen aproximado de 0.12 m³, que multiplicado por la densidad del agua, $\rho=1000$ kg/m³, supone una masa de 120 kg. La fuerza ejercida por esta masa es de 1200 N si consideramos un valor de $g = 9.81$ m/s².

Se va a sumar un 30% por seguridad, con lo que cada fuerza será de 1600 N. El cálculo se hará para este valor, el cual se aumentará en diversas pruebas para comprobar hasta qué punto puede producir daños locales. Los resultados se presentan en el apartado 5.5.

Para el cálculo del empuje en el muro que comunica con la iglesia se ha supuesto una carga de cierta magnitud, en torno a 5000 N/m².

5.4.3 Aplicación en ANSYS

Para simular los efectos gravitatorios se aplica una aceleración de valor 9.81 positiva en el eje Z.

En cuanto a las fuerzas externas hay varias formas de aplicarlas:

- **Como presión en los elementos:** Se ha descartado esta opción por lo tedioso que resulta seleccionar sólo los elementos superficiales de la bóveda. Además, como puede verse en la Figura 5-1, la dirección de la carga depende de la numeración de cada elemento. A la hora de aplicar las cargas éstas se orientan según cada elemento, con lo que algunas apuntan en sentido positivo y otras en negativo.
- **Como fuerza concentrada en un solo nodo:** Esta opción se probó inicialmente. Es la más simple al tener que buscar un único nodo. Sin embargo genera problemas en los resultados al concentrar una fuerza elevada en un único punto. No aporta valores reales ni útiles.
- **Aplicar una fuerza, como en el punto anterior, pero tomando nodos en una superficie de aproximadamente 20 cm de diámetro para el caso del agua.** De esta forma se reparte la carga entre 15 nodos por caudal, lográndose valores más reales. Estos nodos se han representado en CATIA a modo ilustrativo (ver Figura 5-4). Las cargas producidas por empuje del ábside en el muro se modelizan como

fuerzas individuales repartidas entre 158 nodos situados aproximadamente a mitad del muro. No se aplican en la coronación para evitar que parte de las mismas se disipen mediante la flexión del vuelo del muro.



Figura 5-3 Nodos seleccionados

5.5 Resultados

A la hora de analizar las tensiones se han dibujado las tensiones principales, que tienen como ventaja el conocer sus valores máximos y mínimos así como sus direcciones. ANSYS representa las tensiones principales máximas (dirección principal 1) como S1, mientras que las mínimas (dirección principal 3) las nombra como S3.

5.5.1 Peso Propio

5.5.1.1 Desplazamientos horizontales permitidos

En primer lugar se observa que el desplazamiento máximo se produce en la clave y su valor es de 0.1398 mm en la coordenada vertical (Z). La estructura ante peso propio sufre desplazamientos que pueden considerarse despreciables.

Al ser un análisis elástico y lineal, al aumentar las cargas aumentarán los valores obtenidos de forma proporcional, por lo que resulta interesante analizar qué puntos sufren los mayores desplazamientos y por qué.

Los mayores desplazamientos verticales se concentran en la cubierta de la cúpula y en los nervios, con simetría radial y valores mayores cuanto más cerca de la clave se encuentre el punto. Esto se debe a la libertad que tienen los muros para abrirse ante los empujes del peso propio, desplazándose hacia fuera y permitiendo que la plementería y los nervios descendan en el eje vertical. Esto puede verse en los nodos 1, 2, 11, 12 y 17 (Figuras 5-4 y 5-5)

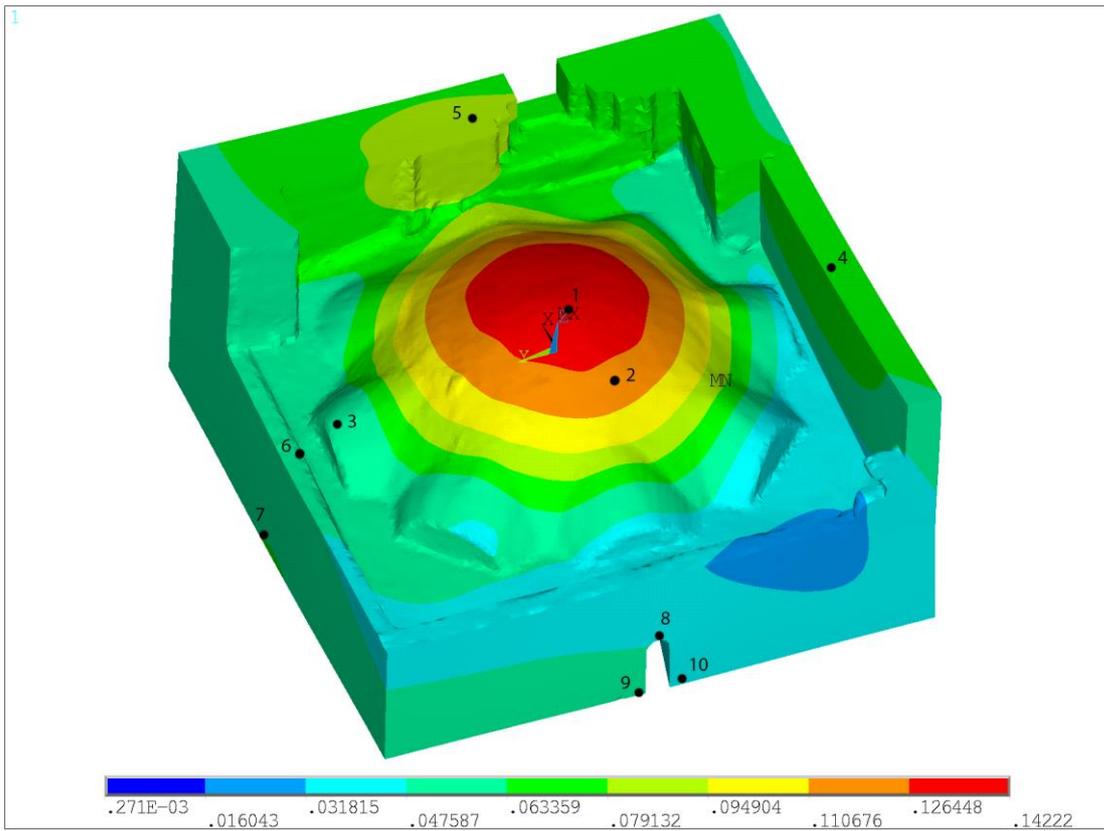


Figura 5-4 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros libres (1)

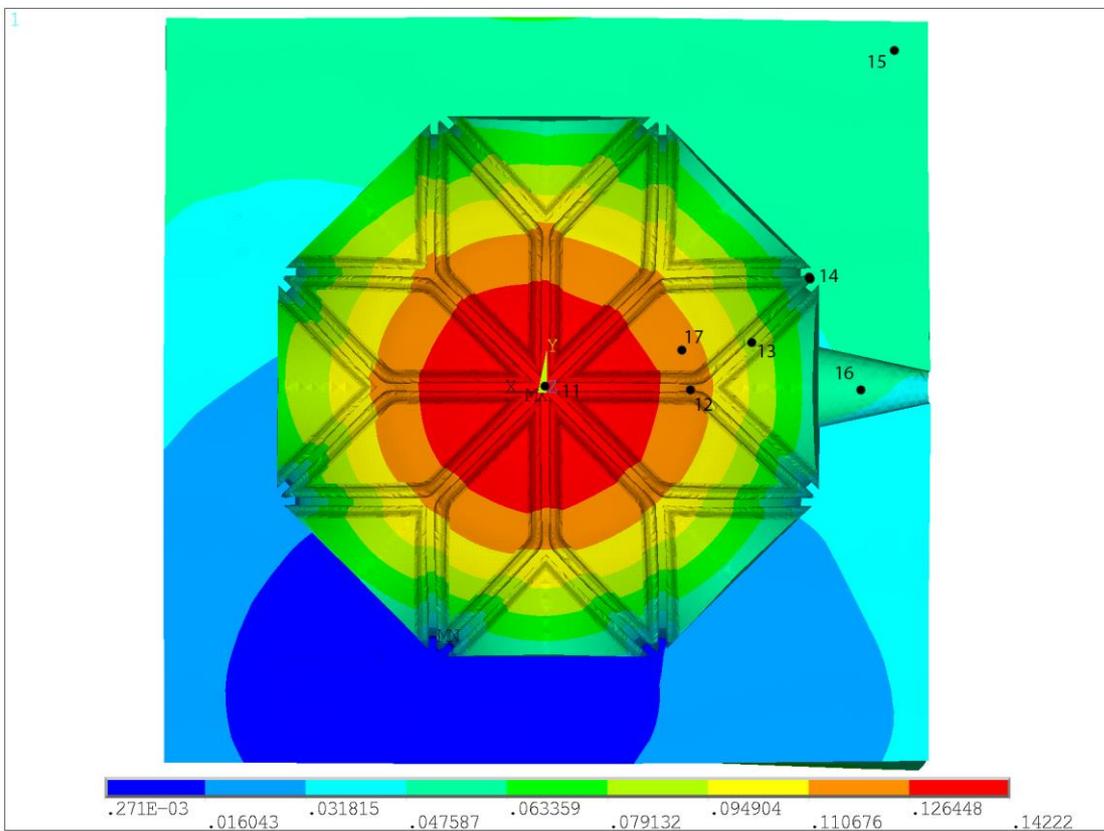


Figura 5-5 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros libres (2)

Los desplazamientos horizontales máximos son aproximadamente la mitad de los verticales, aunque esto no implica que no deban tenerse en cuenta. Éstos se concentran, en primer lugar, en los cuatro muros, lo cual es totalmente lógico dado que no tienen restricciones de ningún tipo. No existe una simetría en los resultados debido a la diferencia de espesor de los muros, menor en los que dan al exterior y mayor en los situados junto al resto de la iglesia que además cuentan con contrafuertes. Además, la presencia de la ventana implica una discontinuidad y por tanto una debilidad estructural en el muro. Todo esto se comprueba fácilmente observando la Figura 5-4 y la Tabla 5-2.

El mayor desplazamiento horizontal se da en el eje Y, en la zona correspondiente al punto 7. Esto se debe como se acaba de explicar a que la ventana se abre en esa dirección favoreciendo el desplazamiento, y a la menor rigidez de ese muro. Esto afecta también a la plementería, que además de bajar con la clave tiende a abrirse desplazándose horizontalmente.

Resulta llamativo también la presencia de torsión en el muro del punto 4, que debido a su altura y geometría se opone a la expansión de los muros, retorciéndose. Esto puede deberse a la mayor esbeltez del mismo con respecto a los otros tres y a tener un extremo totalmente arriostrado por un muro muy grueso con contrafuerte, y el otro extremo con su mitad libre.

Tabla 5-2 Desplazamientos [mm] sin restricciones horizontales en los muros

Nodo	X	Y	Z	Global
1	0.00118	0.01984	-0.13982	0.14222
2	0.00845	0.01984	-0.10875	0.12645
3	-0.01343	0.00910	-0.04661	0.04759
4	-0.00612	-0.00163	-0.07767	0.06336
5	-0.00612	0.01984	-0.09321	0.07913
6	-0.01343	0.03057	-0.03107	0.04759
7	-0.01343	0.06277	0	0.04759
8	-0.03535	0.01984	-0.03107	0.03182
9	-0.04266	0.03057	0	0.04759
10	-0.04266	0.00910	0	0.03182
11	0	0.01984	-0.13982	0.14222
12	-0.00612	0.01984	-0.12428	0.12645
13	-0.02074	0.03057	-0.07767	0.07913
14	-0.03535	0.03057	0	0.04759
15	-0.03535	0.04131	0	0.04759
16	-0.03535	0.01984	-0.03107	0.04759
17	0.00845	0.01984	-0.12428	0.11068

Respecto a las tensiones hay numerosos puntos a comentar. Lo primero y más importante es la presencia de tracciones de valores comprendidos entre 0.0068 y 0.0913 N/mm^2 , que aunque no son deseables, andan lejos de producir el agotamiento de la piedra. Se ha establecido como criterio de rotura que las tracciones máximas son de 1kg/cm^2 o lo que es lo mismo 0.1 N/mm^2 . Las compresiones soportadas por este material pueden alcanzar los $50\text{-}70$ kg/cm^2 , es decir, $5 - 7$ N/mm^2 .

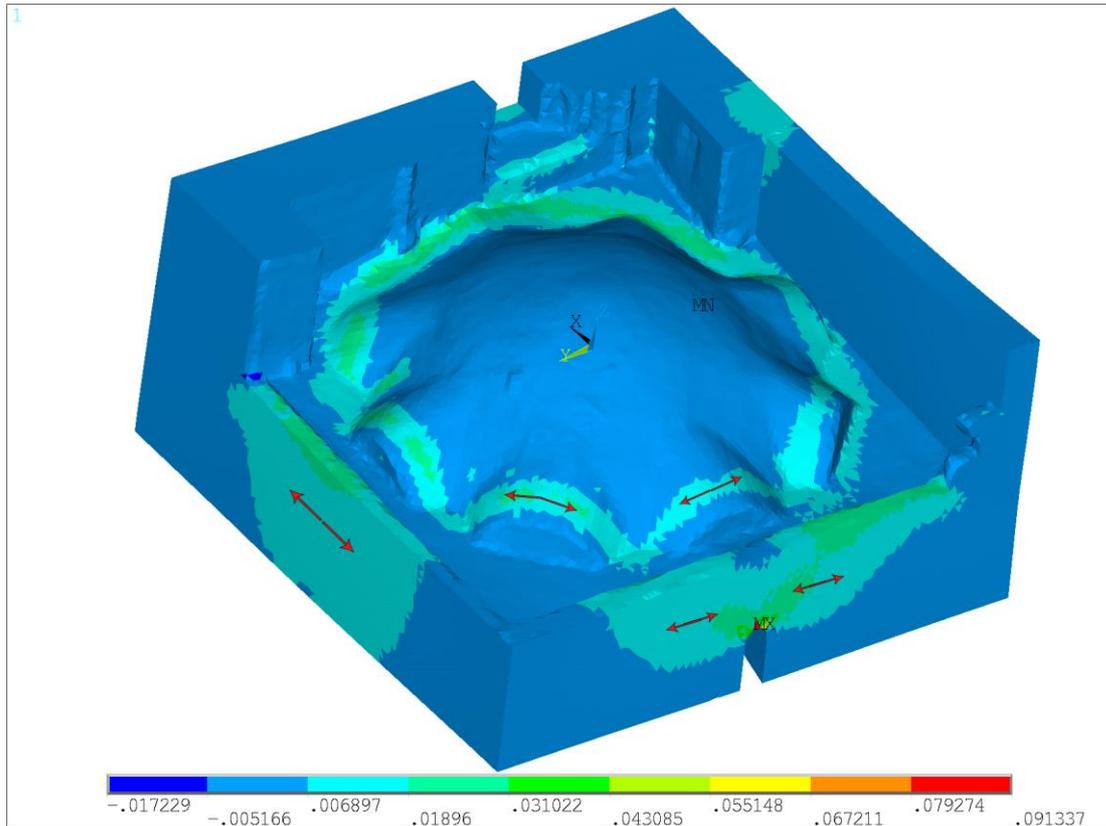


Figura 5-6 Tensiones principales S1 [N/mm^2] por peso propio para muros sin restricciones (Vista 3D)

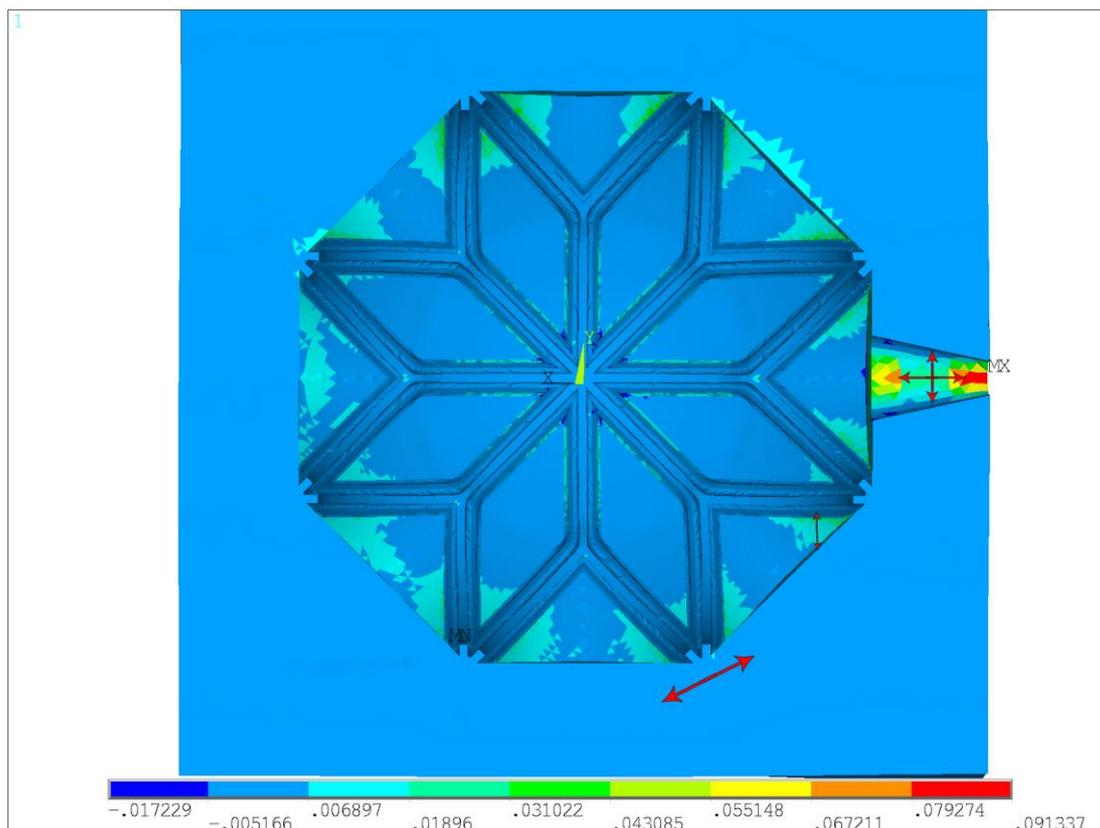


Figura 5-7 Tensiones principales S1 [N/mm²] por peso propio para muros sin restricciones (Vista en Planta)

En cuanto a la distribución de tracciones, las más importantes se sitúan en la ventana al ser un punto de concentración de tensiones. Éstas se extienden desde el arco superior de la ventana hasta la mitad superior del muro casi en su totalidad. La ventana en su intento de abrirse transmite tracciones al resto del muro que se alarga a excepción del punto situado en el eje de giro que se encuentra comprimido.

El muro sometido a torsión que se mencionó antes también tiene una zona sometida a tracciones pequeñas. Algo similar ocurre en el muro que contiene al punto 7, que en su intento de expandirse hacia fuera sufre tensiones concentradas en la zona central, que es la que más facilidad tiene para avanzar puesto que los extremos de los mismos se encuentran arriostrados por los muros con los que conectan. El muro opuesto a la ventana apenas sufre tracciones debido principalmente a su mayor entidad, tanto en altura como en espesor, respecto al resto.

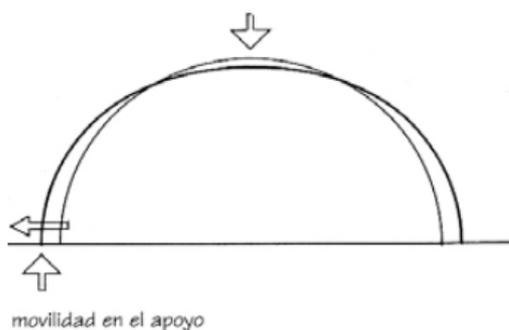


Figura 5-8 Ejemplo de empuje horizontal en arco

Este comportamiento en los muros es totalmente previsible, pues los nervios transmiten la carga a su base, que en consecuencia sufrirá un cortante. Los muros y contrafuertes situados en la base se oponen a estas tensiones y surgen las tracciones observadas. La Figura 5-8 esquematiza este comportamiento.

Los arcos murales también presentan tracciones en el interior. Esto se debe al propio comportamiento de la bóveda. Ésta al intentar abrirse y no encontrar oposición alguna, obliga a los muros situados entre los nervios a actuar como una especie de

zuncho o elemento de arriostramiento que impide la expansión de los nervios hacia fuera, quedando traccionados.

También hay tracciones en el nudo de encuentro de los nervios que bajan desde la clave con los nervios que suben desde el arranque. Esto puede entenderse mejor si visualizamos la cúpula como un arco en 2D. Al hundirse la clave, las tensiones se transmiten a la base que trata de abrirse horizontalmente. Si tenemos elementos que impiden o dificultan este desplazamiento libre, en este caso los muros, contrafuertes y arcos murales, el arco se ve sometido a tracciones al deformarse. En la Figura 5-9 se muestra de forma simplificada este comportamiento.



Figura 5-9 Ejemplo de deformación en arco

Los nervios funcionan a compresión, transmitiendo las cargas de peso propio hacia los arranques, donde las compresiones alcanzan sus valores máximos. Sirven como esqueleto para transmitir los esfuerzos hacia los muros y contrafuertes (Figura 5-10). Los valores de las compresiones son menores en los nervios próximos a la clave y se incrementan desde el nudo a los arranques en la base. Dado que tenemos un flujo de tensiones por los nervios, estas compresiones no pueden desaparecer al pasar por el nudo del encuentro de los tres nervios.

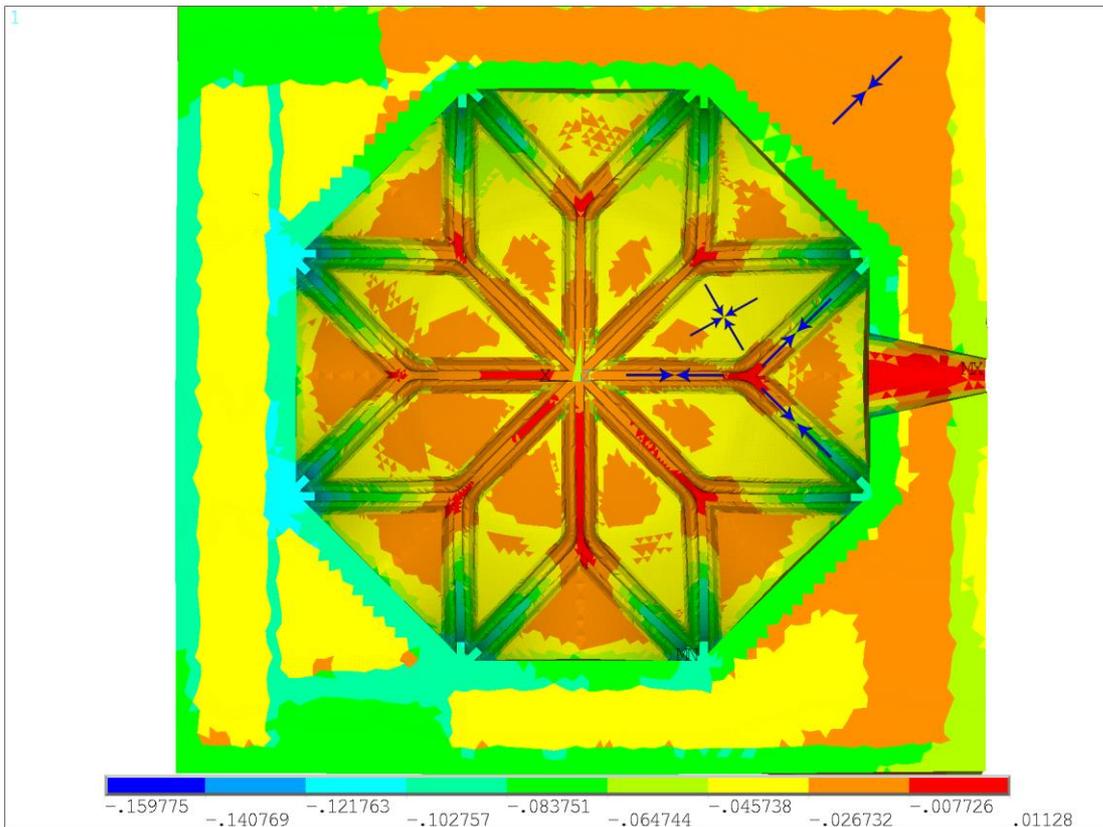


Figura 5-10 Tensiones principales S3 [N/mm²] por peso propio para muros sin restricciones (Vista en Planta)

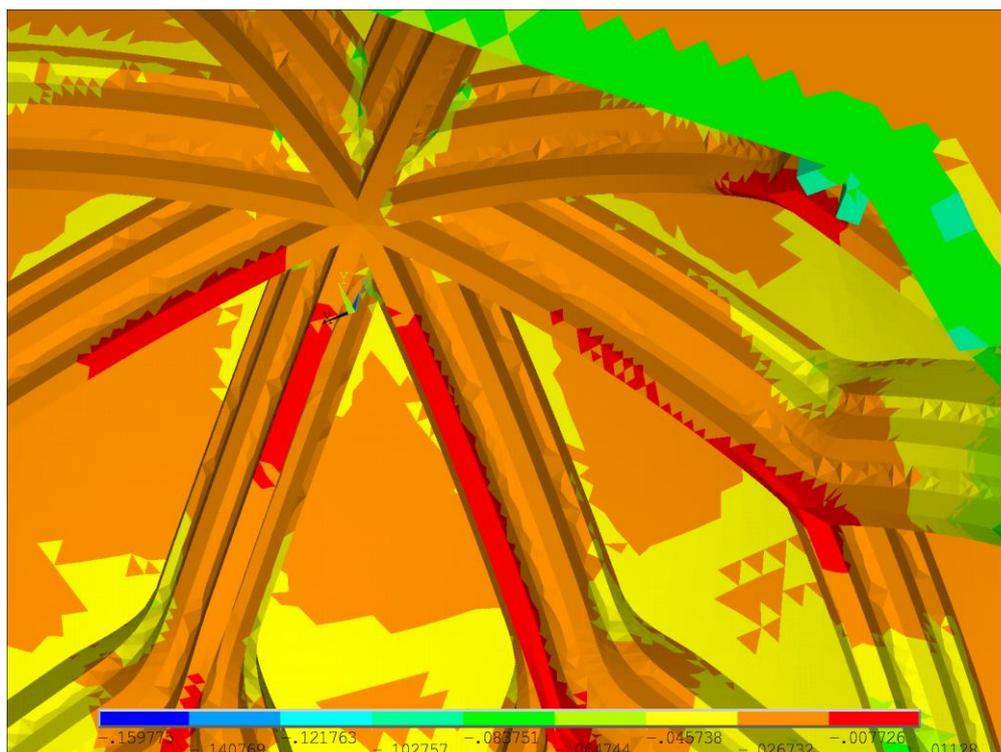


Figura 5-11 Detalle de compresiones por peso propio en los nervios para muros sin restricciones

Los nervios superiores tienen mayor radio de curvatura, lo que hace que las tensiones por peso propio tengan cierta componente cortante, en un plano parecido al de la sección. Una vez las tensiones llegan al nudo, éstas se reparten entre los dos nervios que las llevan a la base. Su menor radio de curvatura les da mayor verticalidad, lo que se traduce en que los cortantes se transmitirán en parte como compresiones, además de las propias compresiones que fluyen por el nervio. Además el propio movimiento de apertura del nervio produce tracciones en la cara interna y compresiones en la externa.

Puede concluirse que con estas condiciones de contorno, que equivale a suponer que los muros de la capilla no trabajan de forma alguna para arriostrar la bóveda en su apertura, la estructura se encuentra en su situación más desfavorable, pues con el peso propio aparecen tracciones en los arcos murales y en zonas de centrales de los muros exteriores, además de en nudos de unión de los nervios. Aunque andan lejos de agotar la piedra, las zonas en las que aparecen estas tensiones sí guardan similitud con las dañadas observadas en la estructura actual.

De haber funcionado de esta forma desde su propia concepción, la bóveda habría podido sufrir daños importantes al combinar el peso propio con el resto de acciones presentes en la realidad. Esta forma de resistir los esfuerzos no es la adecuada y queda claro si se comprende el modo en que se reparten las cargas a través de la estructura. En cualquier construcción similar se busca trasladar las cargas de compresión hacia elementos resistentes como contrafuertes, muros de gran entidad o anillos perimetrales que se opongan a la apertura de los nervios.

No obstante una situación cercana a esta es posible si se consideran los daños ocasionados por reformas en la estructura, por sismos, por posibles fallos en la cimentación, por el desgaste de la piedra así como su pérdida de resistencia por la humedad procedente de filtraciones y capilaridad.

5.5.1.2 Desplazamientos horizontales impedidos

Por la propia geometría de la bóveda los desplazamientos máximos se siguen dando en la clave y en los nodos cercanos a la misma, y su componente más importante es la vertical. El valor máximo del desplazamiento vertical es de 0.1184 mm frente a los 0.1398 mm del caso anterior, es decir, que el desplazamiento máximo es en este caso un 15% más pequeño. Esto se debe a la restricción impuesta en los muros que impiden la apertura de la cúpula y el descenso de la cubierta. En la Figura 5-12 se han representado los desplazamientos globales.

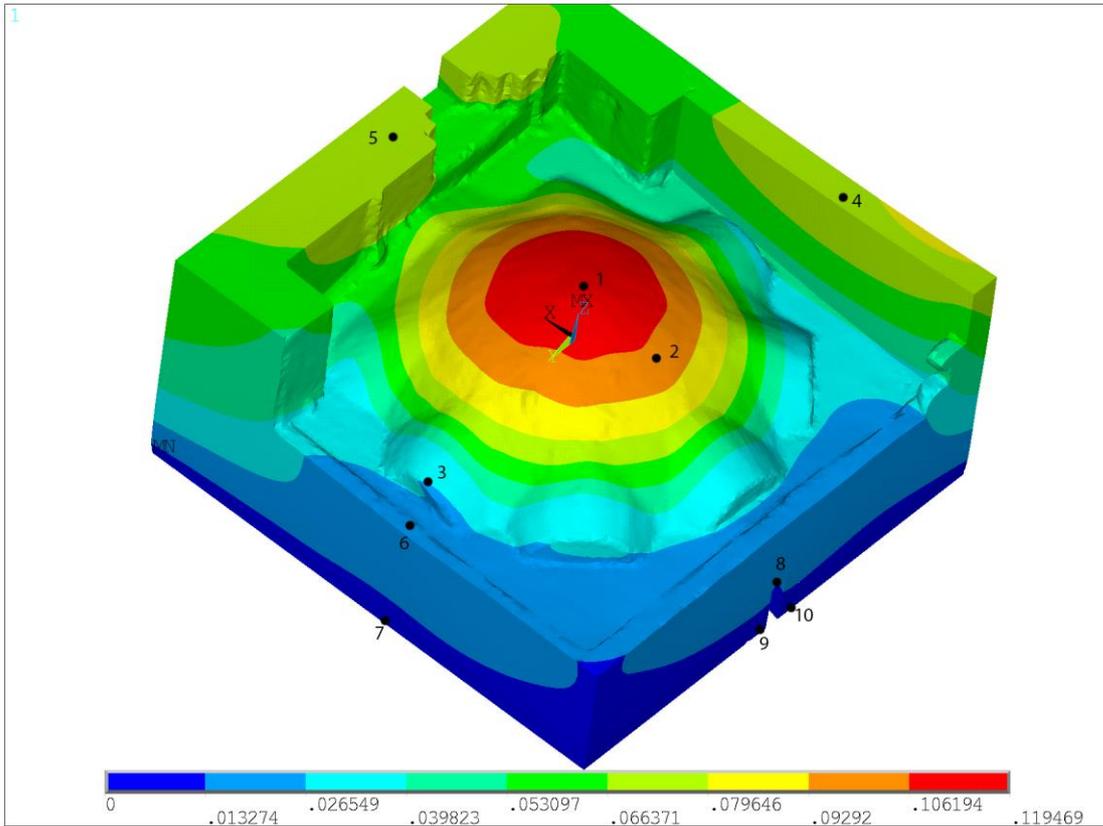


Figura 5-12 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros restringidos horizontalmente (1)

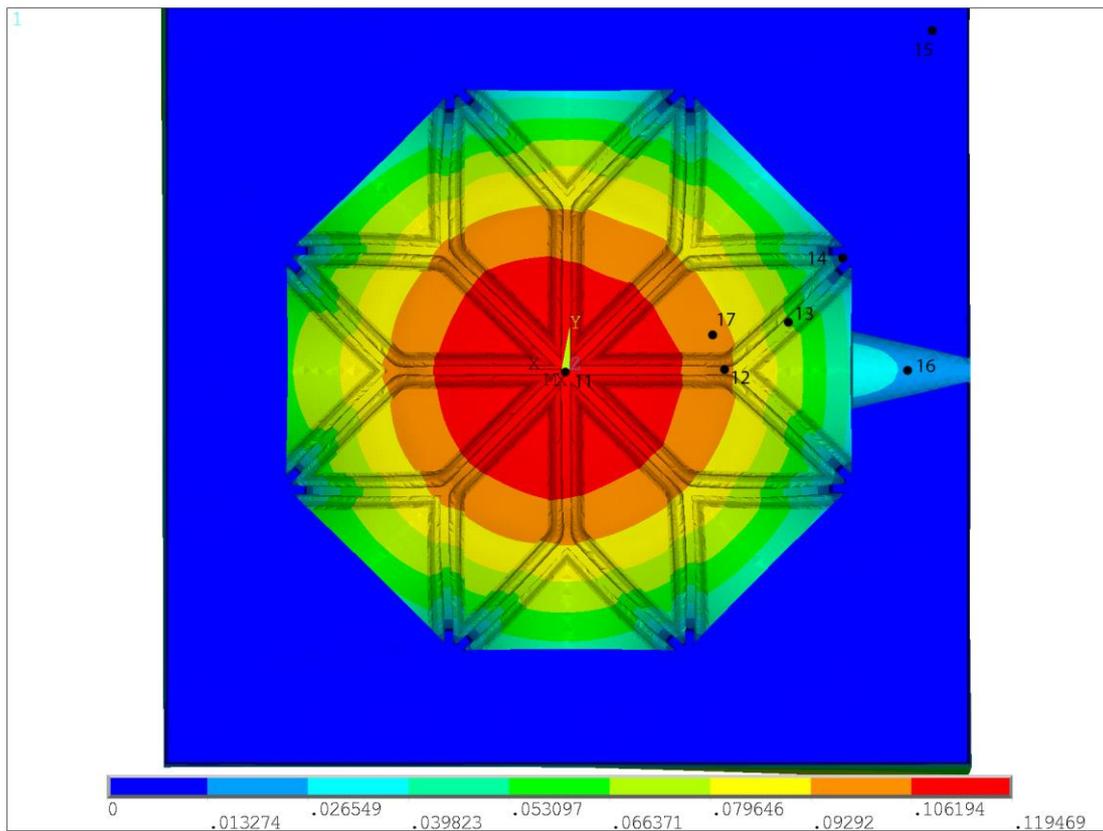


Figura 5-13 Desplazamientos globales [mm] con peso propio y muros restringidos horizontalmente (2)

Los desplazamientos horizontales sí presentan diferencias importantes con respecto al caso restringido. La bóveda transmite los empujes a través de los nervios a la base, la cual se encuentra restringida en desplazamientos. La cubierta del trasdós realiza dos movimientos, uno de desplazamiento vertical y otro de apertura. El empuje vertical es muy superior al de expansión hacia fuera y esto provoca que los muros sufran empujes hacia el intradós. El resultado es que los muros experimentan una pequeña flexión para absorber esos empujes, lo que explica el abarrilamiento. Un caso diferente es el del muro del punto 4, que al tener mayor altura, menor espesor y diferentes condiciones de contorno en sus extremos sufre torsión.

Una vez más, los máximos desplazamientos horizontales se concentran en los muros exteriores pues tienen menor espesor y rigidez que los opuestos, más altos, con contrafuertes y con un espesor que puede incluso triplicarlos. La presencia de un contrafuerte en la esquina del muro que contiene el punto 7 hace que éste se desplace menos que el contiguo, que presenta adicionalmente una debilidad en la ventana. Esto provoca que los desplazamientos no sean de todo simétricos.

Tabla 5-3 Desplazamientos [mm] con desplazamientos horizontales impedidos

Nodo	X	Y	Z	Global
1	0.00923	-0.00078	-0.11841	0.11947
2	0.01316	-0.00078	-0.10525	0.09292
3	-0.00254	-0.00078	-0.03947	0.02655
4	-0.00254	-0.02259	-0.07894	0.06637
5	0.00923	-0.00040	-0.07894	0.06637
6	-0.00254	-0.00040	-0.02631	0.01327
7	0	0	0	0
8	-0.01039	-0.00040	-0.02631	0.01327
9	0	0	0	0
10	0	0	0	0
11	0.00531	-0.00040	-0.11841	0.11947
12	0.00531	-0.00078	-0.10525	0.09292
13	-0.01039	-0.00078	-0.07894	0.06637
14	0	0	0	0
15	0	0	0	0
16	-0.01039	-0.00040	-0.02631	0.01327
17	0.01708	-0.00078	-0.10525	0.09292

La forma de deformarse se puede entender mejor si se analiza la Figura 5-14 en la que se representan los desplazamientos según el eje Y. En ella el muro de la izquierda (rojo) y su opuesto (verde) se expanden por las zonas de media altura debido al pandeo producido por las cargas de peso propio de la cubierta. En la la Figura 5-15 se observa una zona de la cubierta en verde y la otra en rojo. Dichas zonas sufren desplazamientos horizontales hacia sus lados opuestos, es decir, que todos esos nodos se desplazan hacia el centro de la cúpula. Este comportamiento es propio de un arco sometido a carga vertical y empotrado en la base, y queda perfectamente ilustrado en la la Figura 5-16 [7]. Si en lugar de fijar la atención en los propios nervios visualizamos la cubierta como este arco y lo extendemos hacia abajo con muros verticales fijados en su base, el resultado es bastante similar al obtenido en el análisis.

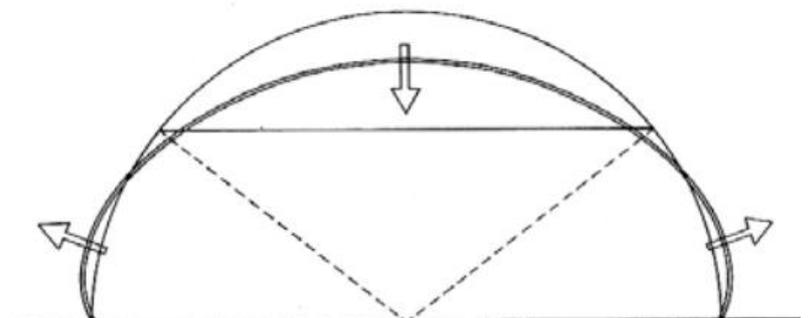


Figura 5-14 Ejemplo de deformación en arco empotrado ante carga vertical

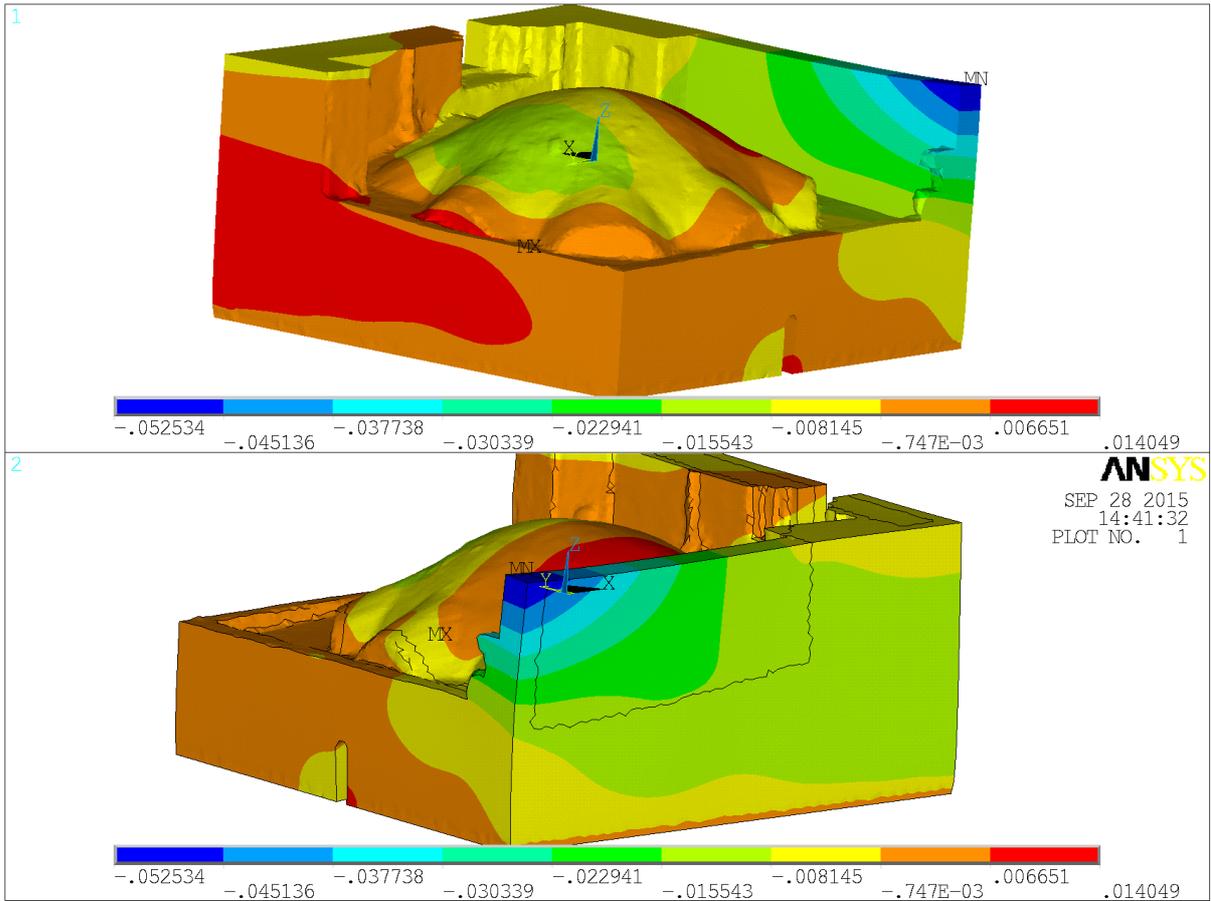


Figura 5-15 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje Y con peso propio y muros restringidos horizontalmente (1)

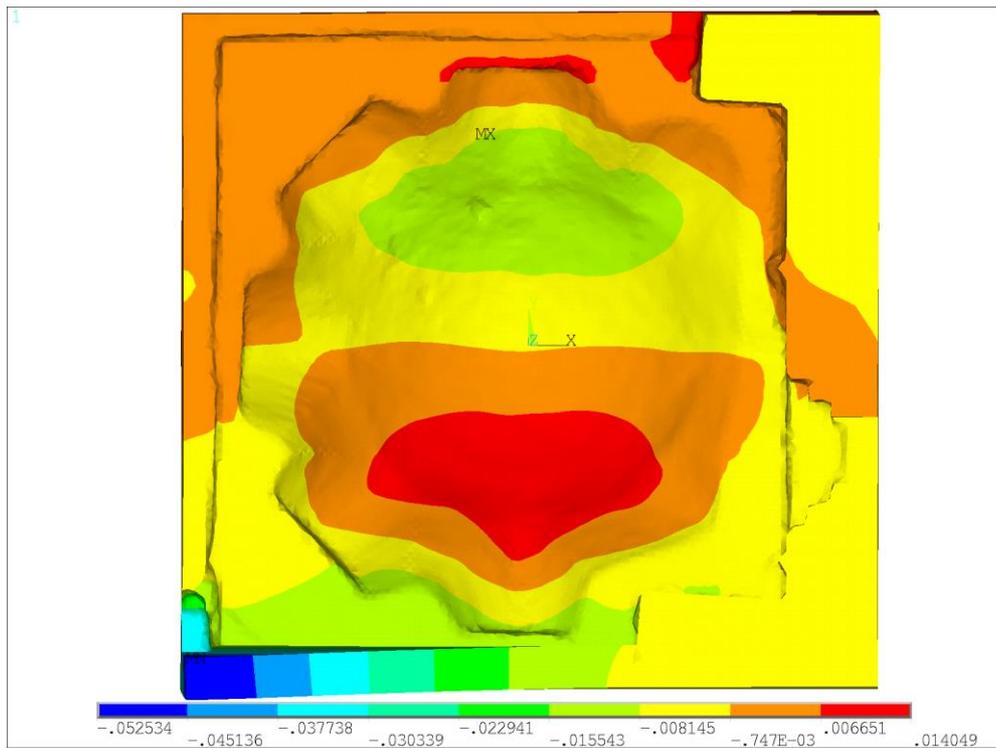


Figura 5-16 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje Y con peso propio y muros restringidos horizontalmente (2)

En cuanto a las tensiones, si se analiza la la Figura 5-16, en la que están representadas las tensiones principales máximas (tracciones máximas y/o compresiones mínimas), puede concluirse que la estructura trabaja a compresión tal como fue diseñada, aprovechando al máximo la capacidad resistente de la piedra, que como ya se ha explicado funciona mucho mejor a compresión que a tracción. En la escala aparecen ciertas tracciones que no están visibles y pueden corresponder a zonas internas como algún relleno cuyas fisuras no se percibirían a simple vista y que por tanto se desprecian al no ser los daños buscados.

Si se representan ahora las tensiones principales mínimas, es decir las máximas compresiones (Figura 5-18), los máximos (azul) no son visibles, y posiblemente se den en el interior de los muros y los rellenos, que ante los empujes del peso propio se vean comprimidos como consecuencia de la tendencia de los nervios a abrirse en el arranque. Las compresiones máximas visibles en los nervios oscilan entre 0.0139 y 0.1143 N/mm², que están lejos del rango de compresiones máximas admisibles por este material.

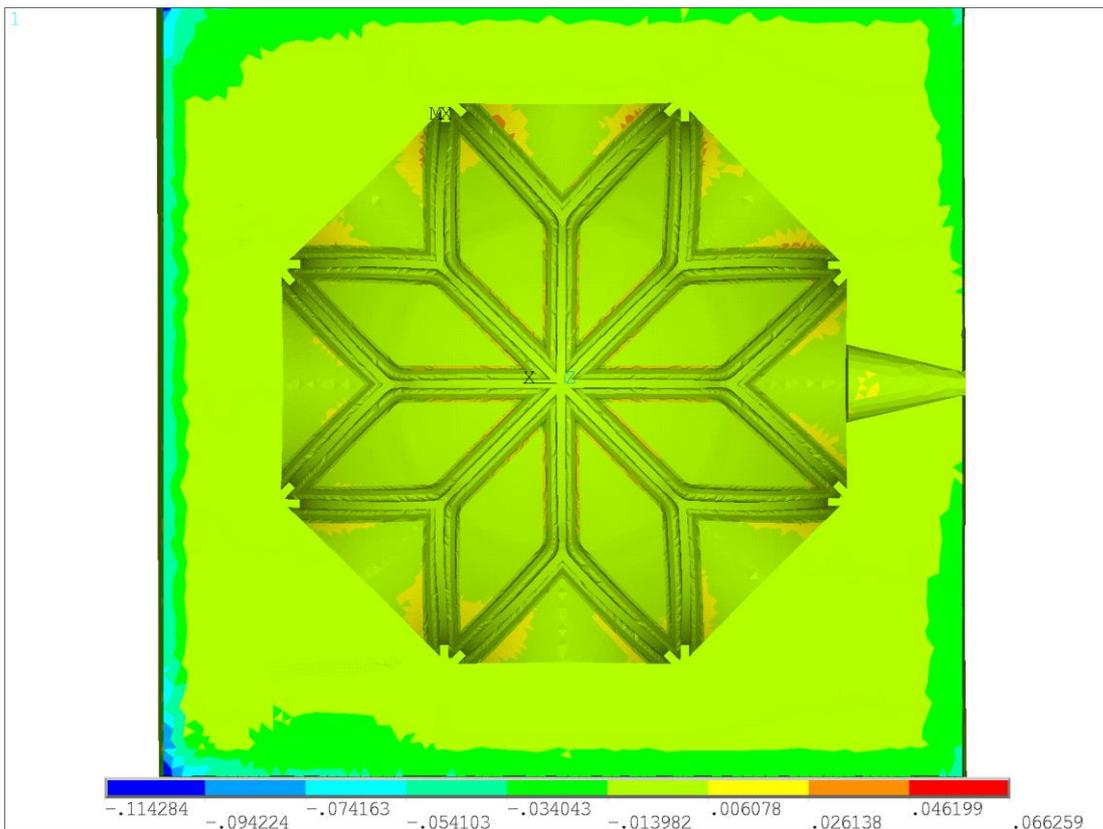


Figura 5-17 Tensiones principales S1 [N/mm²] para muros con desplazamientos impedidos (Vista en Planta)

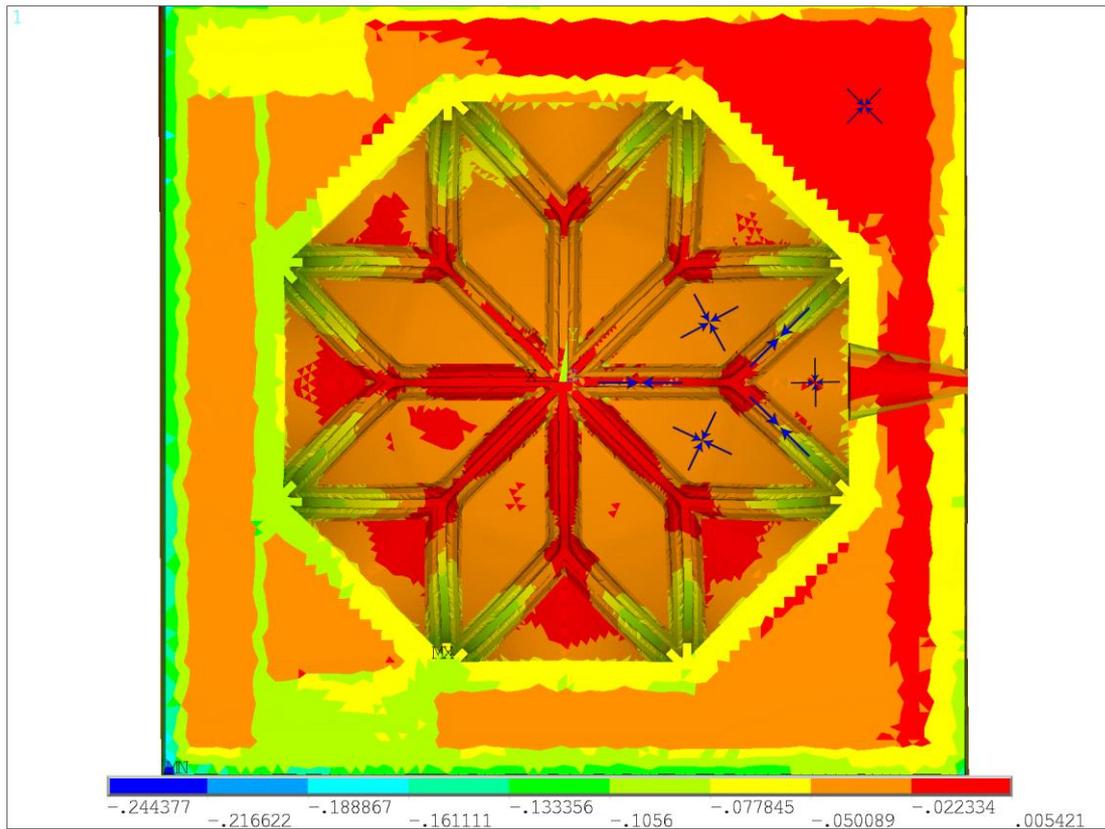


Figura 5-18 Tensiones principales S_3 [N/mm^2] para muros con desplazamientos impedidos (Vista en Planta)

Como ocurría en el apartado anterior, las compresiones en los nervios del tramo superior son menores que en los dos en que se subdividen. La explicación parece ser la misma, estando relacionada con la mayor verticalidad de los nervios ascendentes desde la base. Los máximos se concentran en las zonas inferiores cercanas a la base, que actúan de forma aproximada como un empotramiento absorbiendo el flujo de compresiones procedentes del peso propio.

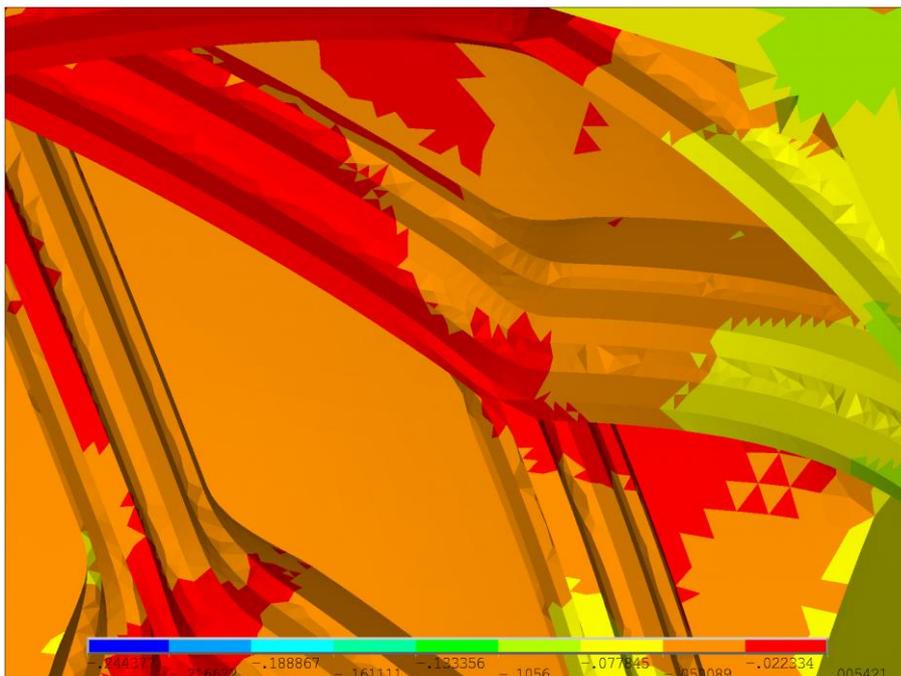


Figura 5-19 Detalle de compresiones en el nervio por peso propio y muros con desplazamientos impedidos

En cuanto a la sección del nervio, ésta no se encuentra comprimida de forma uniforme. Atendiendo a la Figura 5-19, el tramo superior se encuentra menos comprimido por la parte inferior de la sección y se mantiene trabajando de esta forma hasta el encuentro, cambiando el radio de curvatura y también la distribución de esfuerzos en la sección, que aumentan en la mitad inferior y disminuyen en la superior. Esto se debe a la forma de trabajar del arco empotrado. Los tramos superiores descienden hacia el interior lo que comprime más la zona superior de la sección. Una vez pasamos el encuentro de los tres nervios, éstos tienden a desplazarse hacia fuera a medida que se vuelven más verticales, y el funcionamiento es el contrario, pasando a estar más comprimida la zona inferior de la sección. Esto no ocurre de forma simétrica. Si trazamos una diagonal en el plano horizontal de la vista en planta que separe la estrella en dos mitades, los nervios con mayores diferencias de compresiones en su sección son aquellos situados en la mitad que da a la esquina comunicada con la iglesia. Los muros opuestos son más débiles y flectan con más facilidad.

Centrando ahora la atención en los arcos murales, las compresiones de mayor magnitud se dan en el muro opuesto a la ventana. Es lógico pensar que en su labor de mantener arriostrados los nervios, la ventana tendrá tendencia a abrirse, comprimiendo al resto de muros contiguos que, por simetría, transmitirán esos empujes al muro opuesto.

Estamos ante las condiciones de contorno más favorables por la forma de trabajar de la bóveda. Todos los esfuerzos se traducen en compresiones que andan muy lejos de agotar la piedra. Para que esta situación se dé serían necesarios muros muy rígidos, sin daños, sin pérdida de resistencia y con gran espesor.

5.5.1.3 Desplazamientos horizontales parcialmente impedidos

En este análisis se busca una situación en la cual las condiciones de contorno no son totalmente favorables ni desfavorables. Como se ha explicado en el apartado 5.3, estas condiciones pueden reproducir una situación más próxima a la real y, aunque con las dos situaciones anteriores ha quedado demostrado que la estructura soporta perfectamente los esfuerzos, es interesante estudiar cómo trabaja el conjunto con las restricciones impuestas.

Al ser una situación intermedia entre las dos anteriores, los máximos desplazamientos verticales seguirán produciéndose en la clave y en el entorno cercano radialmente. El valor máximo del desplazamiento en el eje Z es de 0.1397 mm, casi idéntico al caso más desfavorable con los desplazamientos horizontales permitidos. La razón es que se han impedido los desplazamientos en aquellos muros que más oposición presentan a expandirse, por su propia geometría y resistencia a empujes, mientras que los muros más débiles y que mayor tendencia tienen a desplazarse no tienen ninguna restricción.

Los resultados estarían más próximos al caso restringido si se hubieran impedido los desplazamientos en estos muros y se hubieran permitido en aquellos que unen la capilla con la iglesia.

Los desplazamientos horizontales máximos se dan como ya se intuye en los muros cuyos desplazamientos están permitidos. Estas condiciones de contorno cambian por completo la forma en que se comporta la estructura. Los empujes se transmiten por los nervios hacia los muros y contrafuertes que se oponen a la apertura. Sin embargo, los desplazamientos horizontales no se producen radialmente comprimiendo los cuatro muros hacia fuera. Si se observan las Figuras 5-22 y 5-23, los muros más débiles ceden ante los empujes desplazándose hacia fuera y arrastrando consigo a los muros restringidos, que sufren una pequeña flexión hacia el interior. En la cubierta del trasdós todos los desplazamientos horizontales van dirigidos hacia la dirección de desplazamiento de estos muros.

Puede afirmarse por tanto que en su intento de soportar los empujes del peso propio la estructura entera sufre un desplazamiento aproximadamente diagonal en dirección $Y = -X$. Este comportamiento es totalmente diferente a los dos anteriores, a pesar de ser un caso teóricamente intermedio. Resulta interesante estudiar qué tensiones se generan.

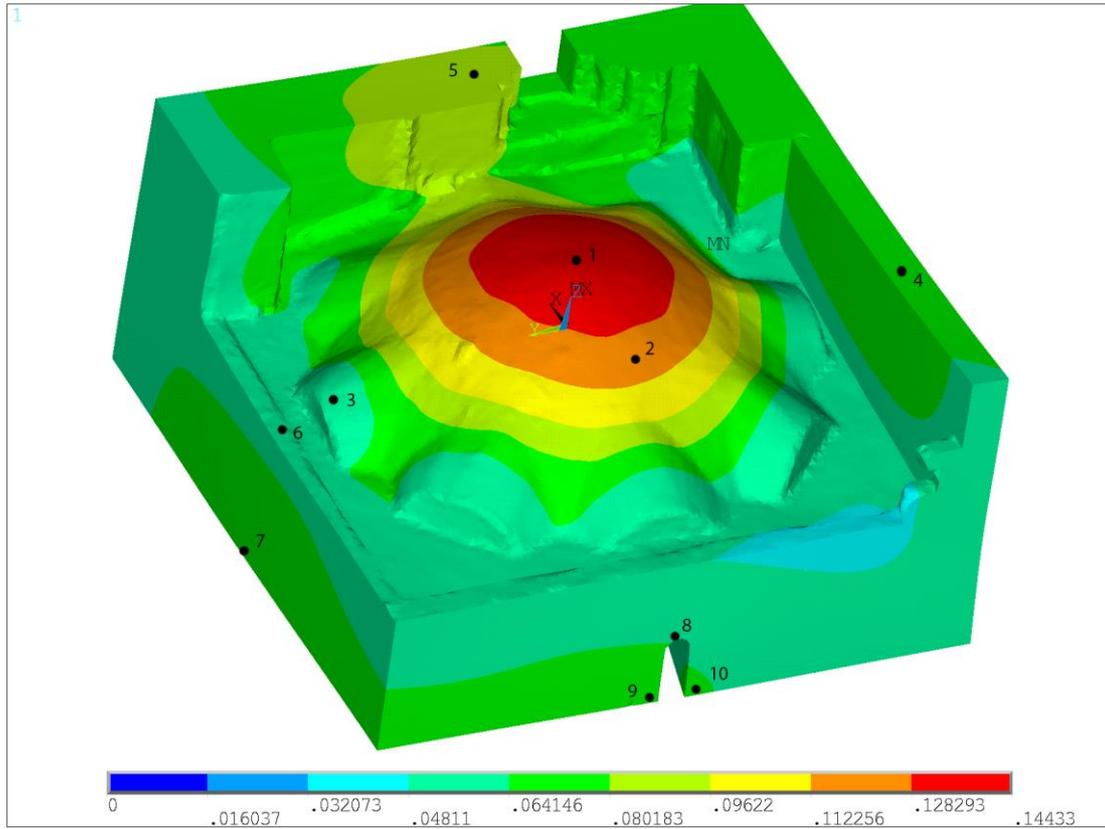


Figura 5-20 Desplazamientos globales [mm] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (1)

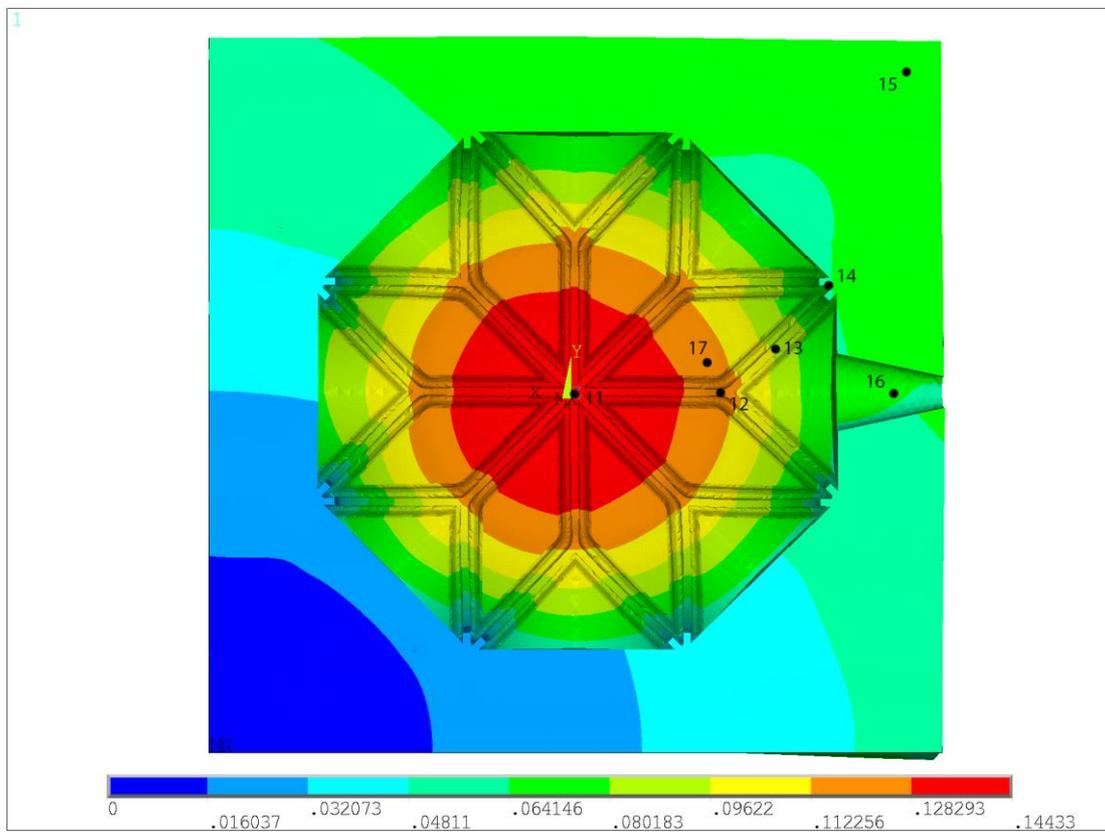


Figura 5-21 Desplazamientos globales [mm] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (2)

Tabla 5-4 Desplazamientos [mm] con desplazamientos parcialmente impedidos

Nodo	X	Y	Z	Global
1	-0.02065	0.02455	-0.13979	0.14433
2	-0.01354	0.02455	-0.12426	0.11226
3	-0.02776	0.03556	-0.04659	0.03207
4	-0.02776	0.00254	-0.07766	0.06415
5	-0.02065	0.02455	-0.07894	0.08018
6	-0.02776	0.04656	-0.09319	0.03207
7	-0.02776	0.06857	0	0.06415
8	-0.05619	0.02455	-0.03106	0.04811
9	-0.06329	0.03556	0	0.06415
10	-0.06329	0.01355	0	0.06415
11	-0.02065	0.02455	-0.13979	0.14433
12	-0.02065	0.02455	-0.12426	0.11226
13	-0.04197	0.02455	-0.09319	0.08018
14	-0.04908	0.03556	0	0.04811
15	-0.04908	0.04656	0	0.06415
16	-0.05618	0.02455	-0.04659	0.06415
17	-0.01354	0.02455	-0.12426	0.11226

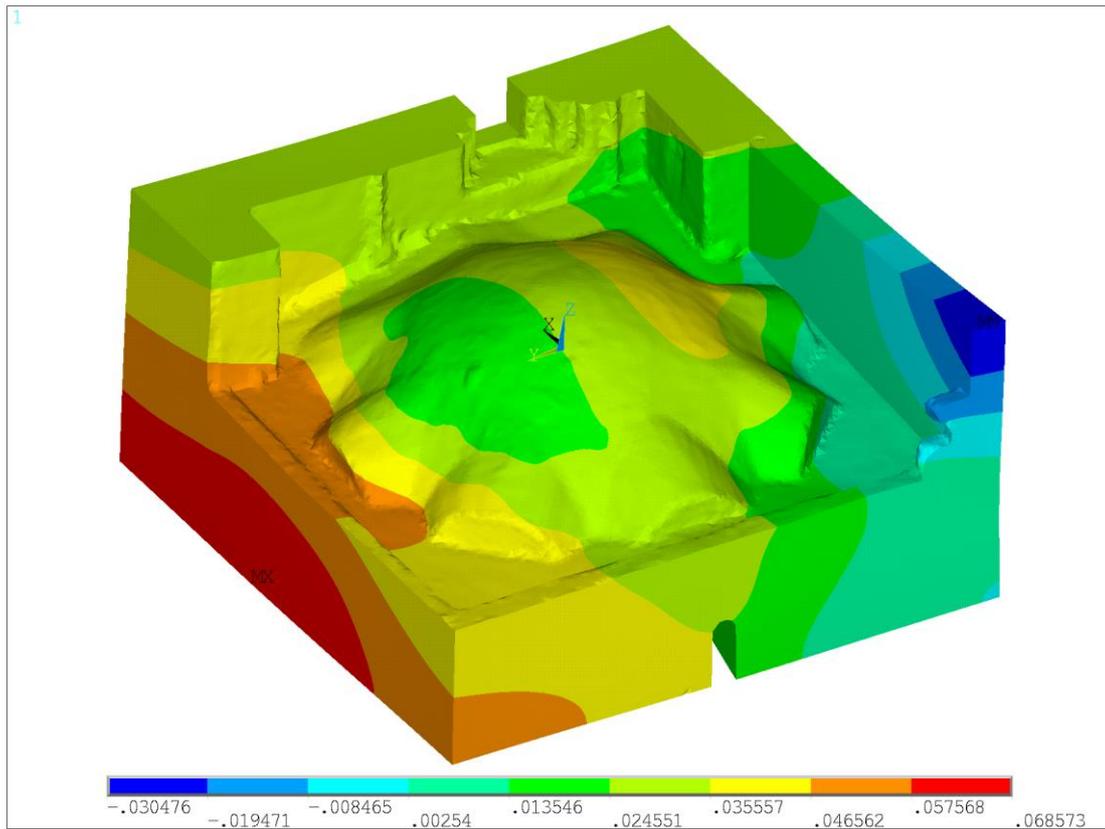


Figura 5-22 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje Y con peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (1)

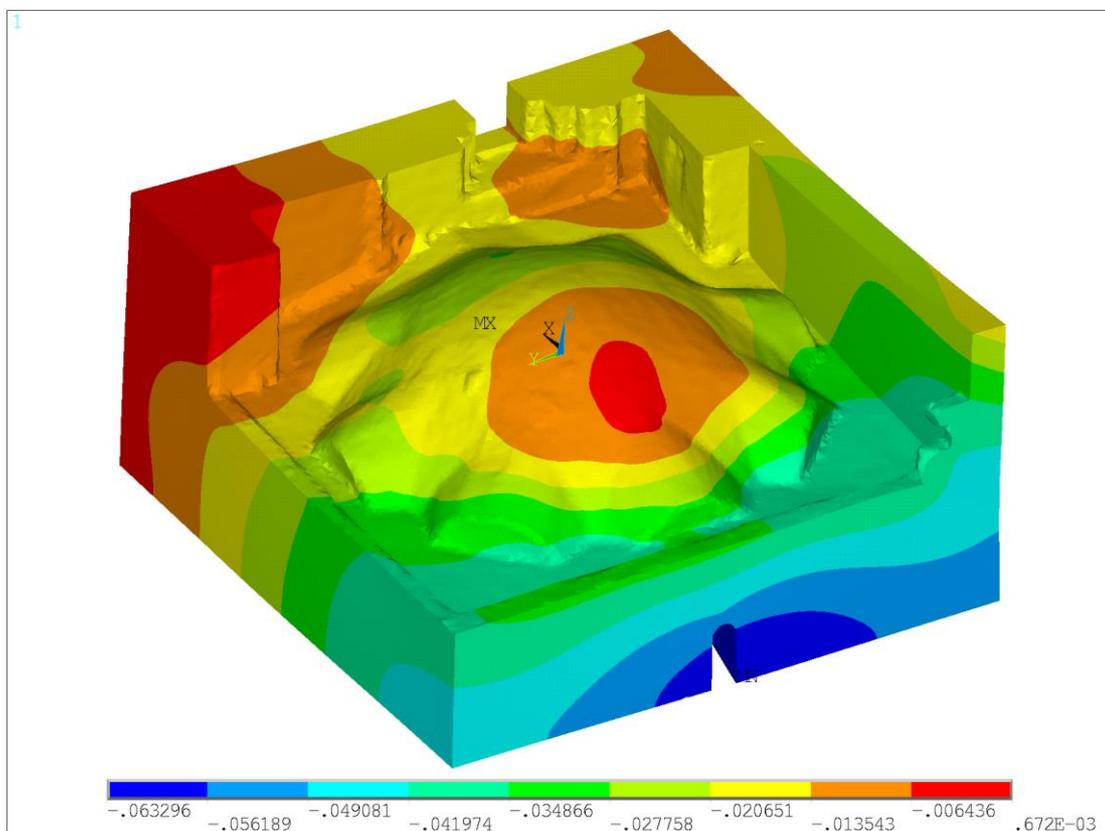


Figura 5-23 Desplazamientos horizontales [mm] en el eje X con peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (2)

Si se representan las tensiones principales máximas (Figuras 5-24 y 5-25), aparecen tracciones en los muros sin restricciones, en el muro sometido a torsión, en los bordes de la cubierta a modo de anillo, en los arcos murales y en la parte superior de ciertos nervios. Se van a analizar una a una cada una de estas tensiones.

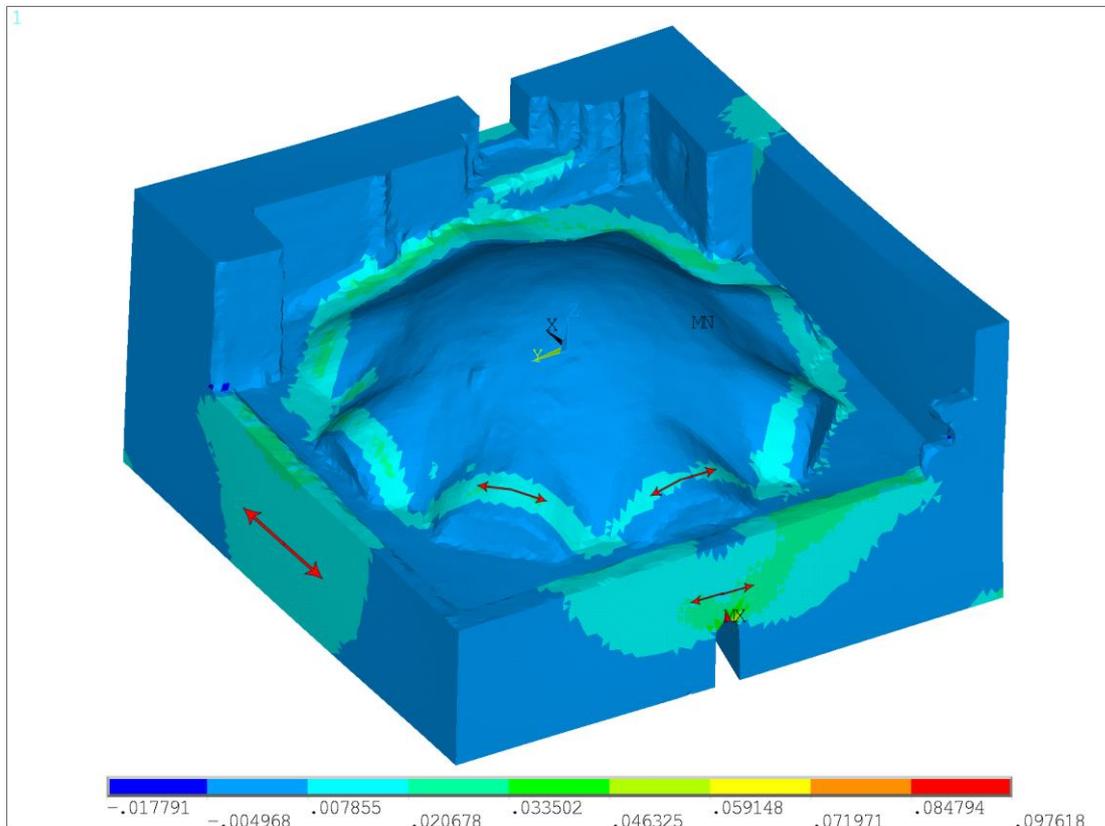


Figura 5-24 Tensiones principales S1 [N/mm²] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (Vista 3D)

Los muros que dan a la calle se abren y flectan al estar arriostrados en sus extremos por los muros contiguos, surgiendo tracciones en su zona central. En el caso de la ventana además tiende a abrirse a través de la misma surgiendo tracciones más importantes. El muro que contiene el punto 4 se ve sometido a tracciones debido a las condiciones de contorno desiguales en cada uno de sus extremos y a los empujes horizontales a los que se ve sometido. El muro, con su extremo libre, trata de desplazarse de forma solidaria con los otros dos muros. Sin embargo su otro extremo se encuentra empotrado a un contrafuerte y al muro más rígido de la estructura. El resultado es el que se observa, con una torsión y tracciones en su zona central.

La cubierta tiene tracciones a modo de circunferencia, con valores más elevados en la parte donde une con el muro opuesto a la ventana. Estas se deben a dos fenómenos. Por un lado, la plementería de ladrillo tiende a abrirse por el propio peso, surgiendo las tracciones que se observan. Por otro, sufre una traslación en dirección diagonal a medida que los dos muros se abren, pero el gran muro la arriostra debido a su enorme peso y rigidez, impidiendo que se desplace y generándose consigo las tracciones que se observan.

El arco mural situado en la esquina que avanza se encuentra traccionado en su práctica totalidad. Esto es lógico al ser el muro que más empujes soporta, con deformaciones en el plano que lo contiene. En el arco opuesto sin embargo prevalecen las compresiones, con tracciones mínimas. Si se visualiza el conjunto como un anillo de muros, al tratar de abrirlos por un extremo (tracciones), el opuesto tiende a comprimirse.

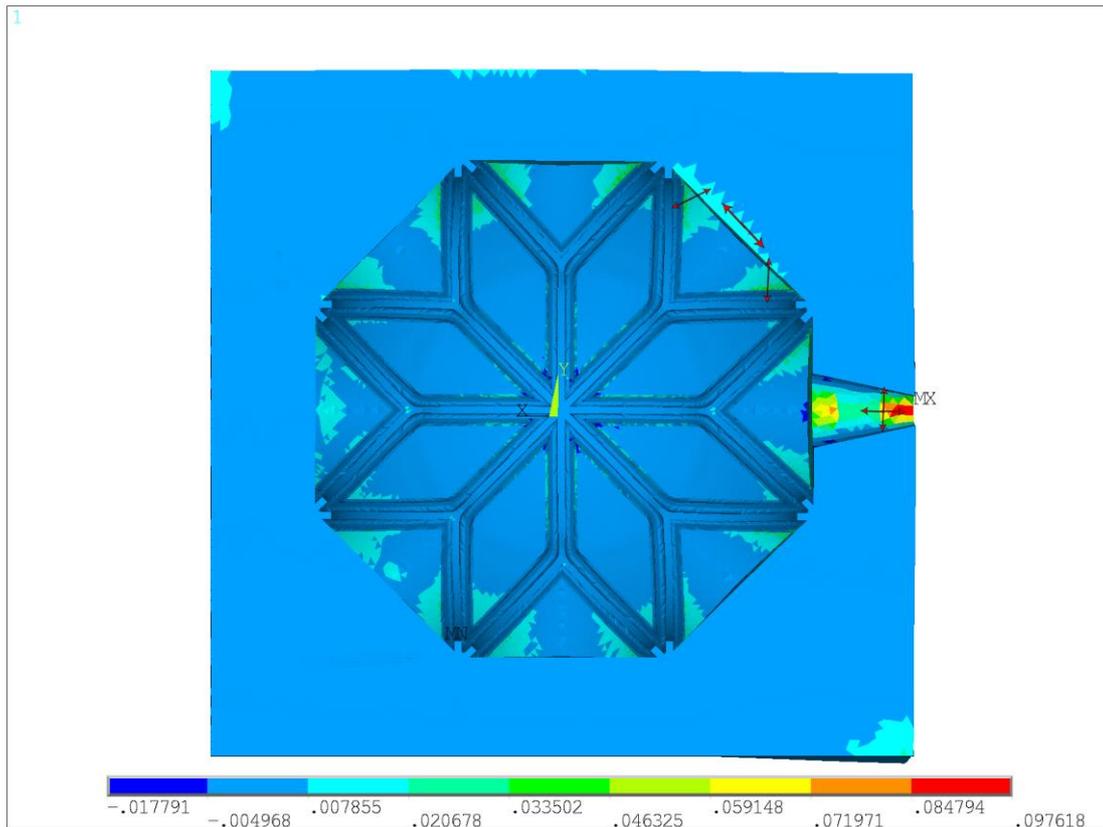


Figura 5-25 Tensiones principales S1 [N/mm²] por peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos (Vista en planta)

Los nervios trabajan a compresión por el propio diseño de la bóveda. Surgen pequeñas tracciones en los superiores (ver Figura 5-26), en las partes cercanas a la plementería. Los desplazamientos permitidos en los muros producen esfuerzos horizontales en los nervios, traduciéndose en cortantes cuanto mayor sea su verticalidad o en tracciones si su orientación se asemeja a la dirección de las fuerzas. Los nervios que parten de la base no sufren tracciones por su radio de curvatura mientras que los superiores no funcionan de forma homogénea. El radio de curvatura en las dovelas no es constante, sino que la cara interior sigue un radio de 2.82m y la exterior es fruto de una proyección sobre un casquete esférico de gran radio, dándole mayor horizontalidad. Esto explica que surjan tracciones en estas zonas de la pieza. Además, la tendencia a abrirse hace que la parte exterior se comprima y la interior se traccione.

El valor de las tracciones en ningún caso representa un riesgo para la estructura.

Las compresiones alcanzan valores muy lejanos a los de agotamiento de los materiales, siendo máximas en el muro opuesto a la ventana, inmóvil y con mayor capacidad para retener a la bóveda en su movimiento de apertura y desplazamiento. Los arranques de los nervios correspondientes a dicho muro sufren compresiones hasta el doble de grandes que los situados en la esquina que se desplaza, lo que deja patente el desigual reparto de esfuerzos entre los distintos nervios. No es una situación favorable dado que los muros más débiles no trabajan como se espera. No obstante prevalecen las compresiones y por ello la estructura sigue funcionando de forma aceptable.

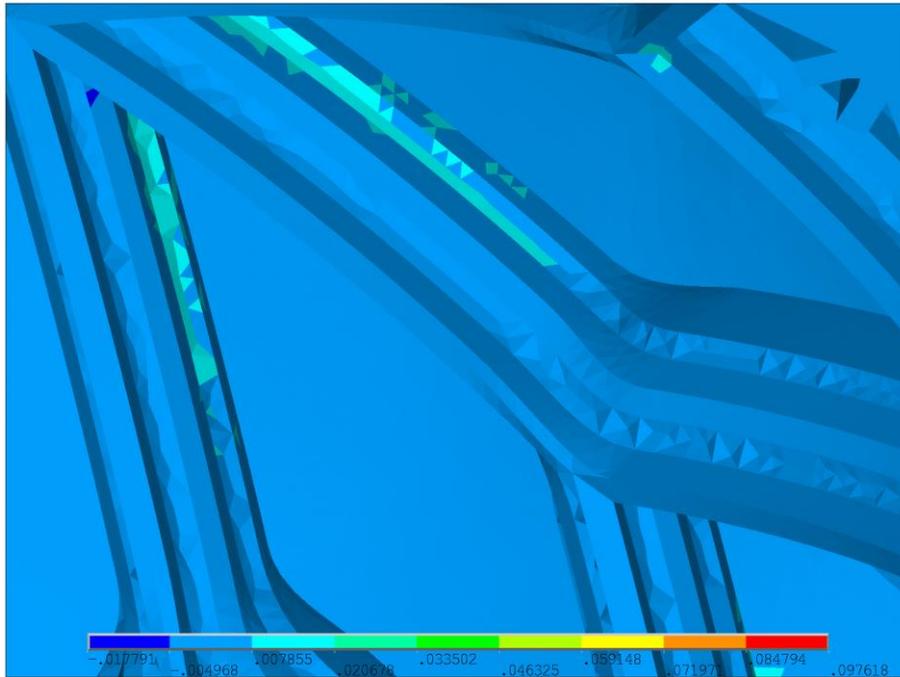


Figura 5-26 Detalle de las tensiones máximas en nervio superior para peso propio y desplazamientos horizontales parcialmente impedidos

5.5.2 Acción del agua

Se van a aplicar dos fuerzas de 1600 N cada una en los puntos explicados en el apartado 5.4.3 para estudiar si son posibles causas de daños locales en los nervios situados inmediatamente debajo del punto de aplicación.

Las condiciones de contorno aplicadas son las del caso intermedio, con dos muros fijos y dos muros más débiles libres, más cercana a la realidad si se consideran los posibles daños y desgastes en los materiales y los muros.

Lo primero que destaca es que los efectos de estas acciones son muy locales, sin influencia alguna más allá de la zona de aplicación y alrededores. En segundo lugar la carga situada más cerca del exterior tiene mayor repercusión que la otra, tanto a nivel de deformación máxima como en área afectada. A priori, este comportamiento parece fuera de toda lógica dado que las cargas son aproximadamente simétricas, al igual que lo son los nervios. Puede deberse a la irregularidad de la superficie y al comportamiento del relleno, que no funciona igual en toda la cubierta dado que se ha generado por fotogrametría.

De acuerdo con la Figura 5-27, estas cargas producen tracciones importantes en los nervios situados debajo de la zona de aplicación y coinciden con los daños percibidos en los mismos. El valor de estas tracciones alcanza los 0.02 N/mm^2 , es decir, un 25% de la tensión de rotura, aunque suficiente para causar grietas considerando la pérdida de resistencia de la piedra. Los empujes verticales se traducen en cortantes para las dovelas, unidas entre sí por simple argamasa y por la compresión del nervio, lo que podría explicar la ausencia de trozos completos de piedra en las mismas.

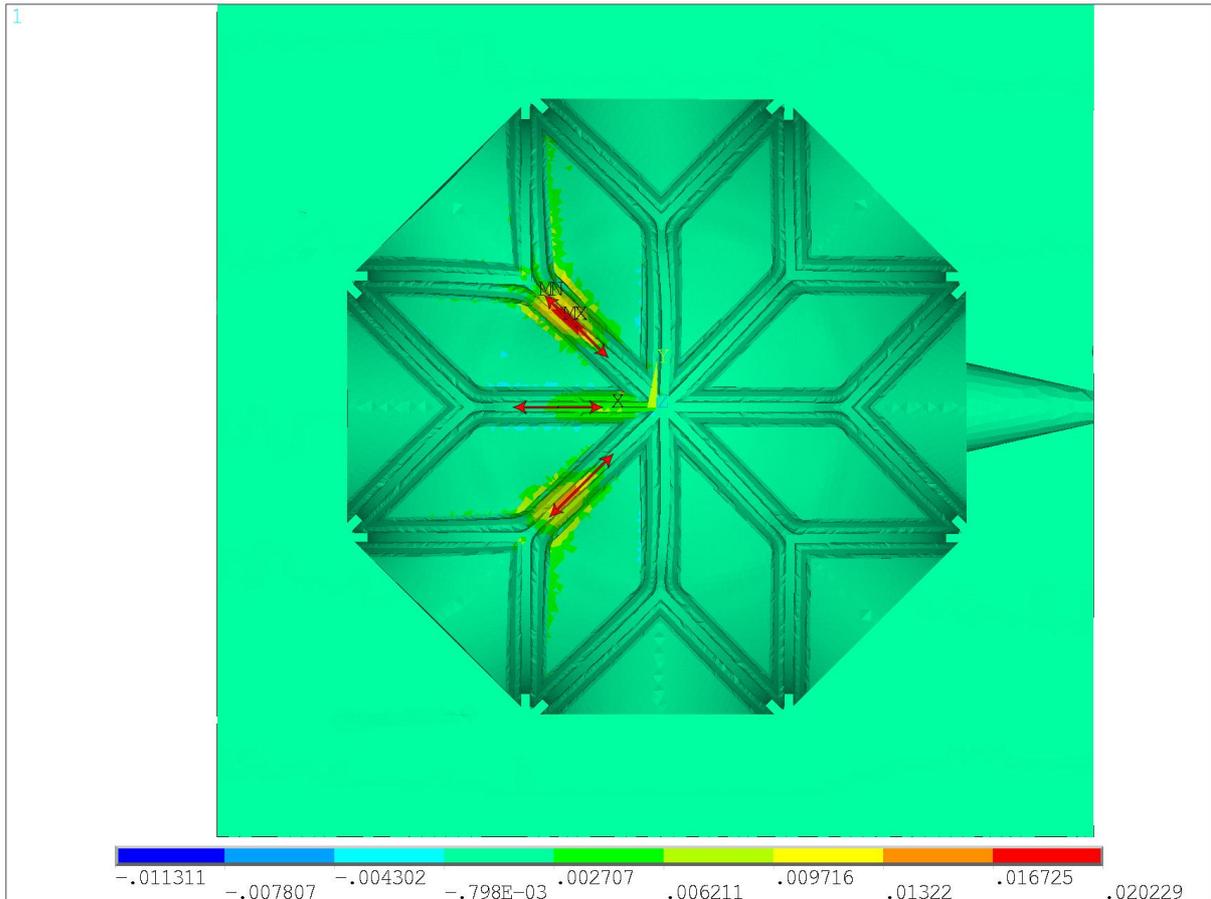


Figura 5-27 Tensiones principales S1 [N/mm²] por 160 kg de agua

A pesar de que estos resultados parecen demostrar que las aguas evacuadas pueden causar las tracciones buscadas, el estudio no acaba aquí. El siguiente paso es ver cómo se comporta la estructura una vez se consideran los efectos gravitatorios.

La Figura 5-28, que representa las tensiones principales máximas producidas por la combinación de peso propio y columnas de agua, muestra que las tracciones ejercidas por las cargas anteriores han desaparecido.

El fenómeno se asemeja al que experimenta un elemento sometido intencionadamente a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio con el objetivo de contrarrestar parte del esfuerzo de tracción que producen las cargas de servicio. Esto queda ilustrado en la Figura 5-28.

De forma análoga, una vez se considera el efecto gravitatorio los nervios se comprimen para transmitir su propio peso así como los de la plementería y la cubierta hacia los muros y contrafuertes. Estas tensiones de compresión en los nervios contrarrestan las tracciones causadas de forma aislada por las aguas evacuadas.

Si se multiplican estas cargas por 2.5, es decir, que cada columna de agua ejerce un peso de aproximadamente 400kg, surgen tracciones suficientes para causar los daños locales descritos. Esto se ilustra en la Figura 5-29

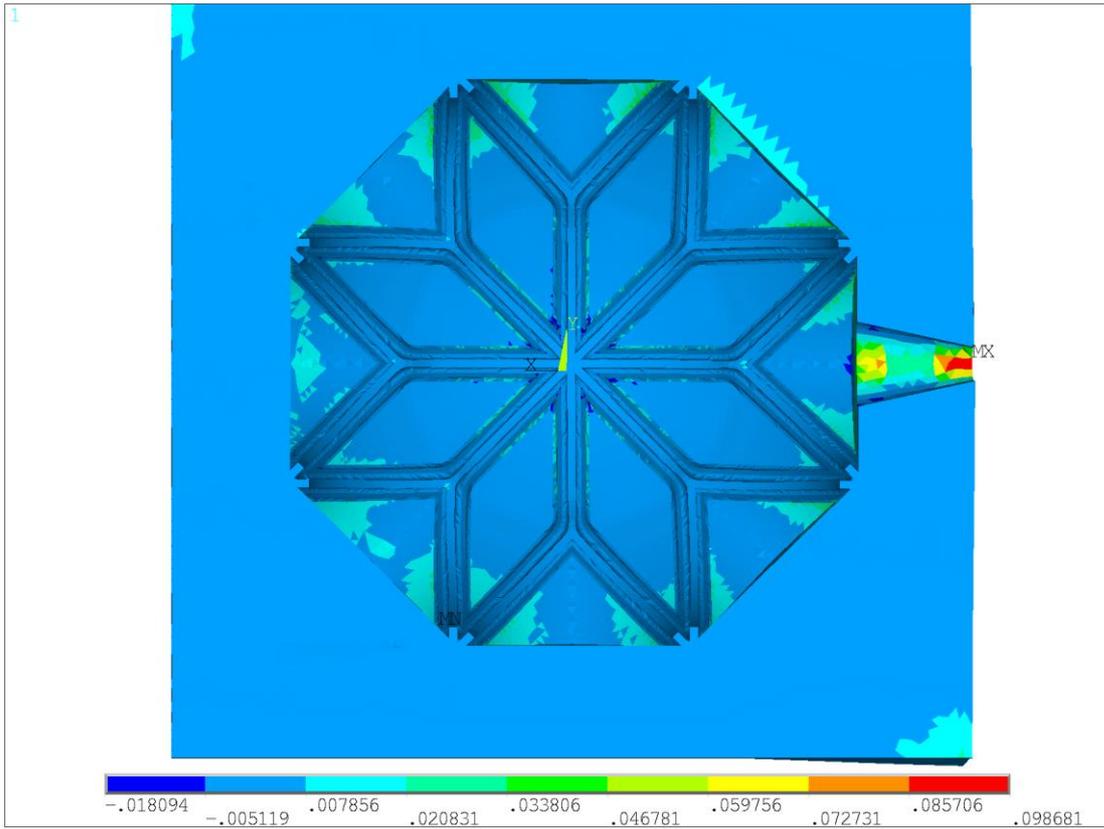


Figura 5-28 Tensiones principales S1 [N/mm²] por peso propio y 160 kg de agua

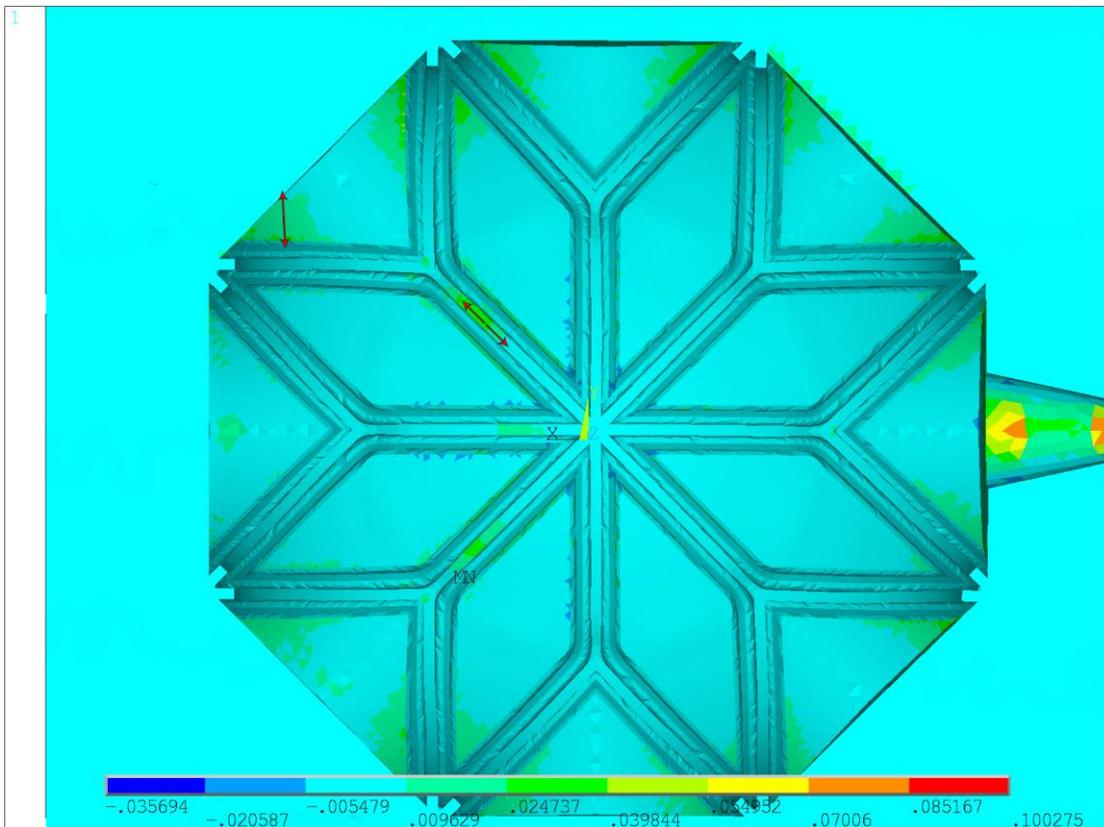


Figura 5-29 Tensiones principales S1 [N/mm²] por peso propio y con 400 kg de agua

5.5.3 Empuje del ábside

Se va a analizar la hipótesis que se baraja en el documento “Trabajos previos a la restauración y conservación de la Capilla de la Jura de la iglesia de San Juan de los Caballeros”, que se basa en que fallos en el ábside y el primer tramo de la nave pueden estar causando empujes sobre la Capilla de la Jura que expliquen las patologías estructurales.

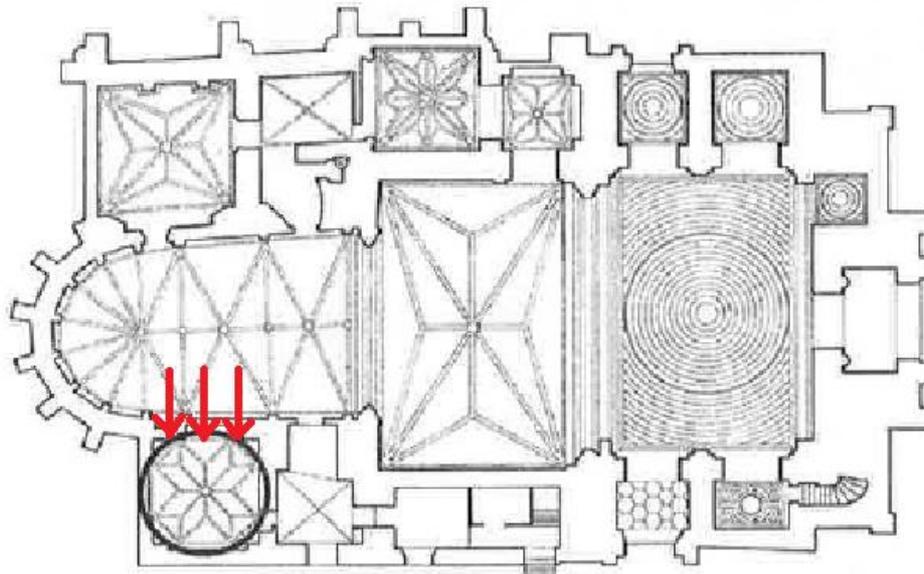


Figura 5-30 Esquema de la hipótesis de empujes externos

La carga aplicada no tiene ningún estudio previo y no es más que una carga con la suficiente magnitud como para alterar la bóveda y permitir un estudio preliminar de las tensiones generadas. Se ha combinado con los efectos gravitatorios para evitar reacciones que induzcan a error. La carga de partida es de aproximadamente 5000N/m^2 y aunque no se muestra en esta memoria, se ha aumentado su valor con resultados similares. Esto solo tiene sentido para un análisis local de la bóveda, dado que los muros reales tienen 9 m de altura y estos resultados no representan las tensiones en los mismos.

La Figura 5-31 muestra ausencia total de tracciones en los nervios. Éstas se concentran en la ventana y en la plementería próxima a los arcos murales, donde se han detectado pequeñas grietas así como pérdida de elementos decorativos.

En la Figura 5-32 se detallan las tensiones en los arcos murales, los cuales se encuentran traccionados lo suficiente como para que aparezcan pequeñas grietas en los mismos. Esta afirmación no deja de ser una hipótesis de trabajo y debe considerarse en sus valores cualitativos, dado que lo importante en este análisis no son las intensidades de las tracciones sino su ubicación.

Gracias a estos resultados se puede ver que los empujes externos sobre el muro causan daños generales en la construcción pero no los daños locales tan graves que se tratan de explicar.

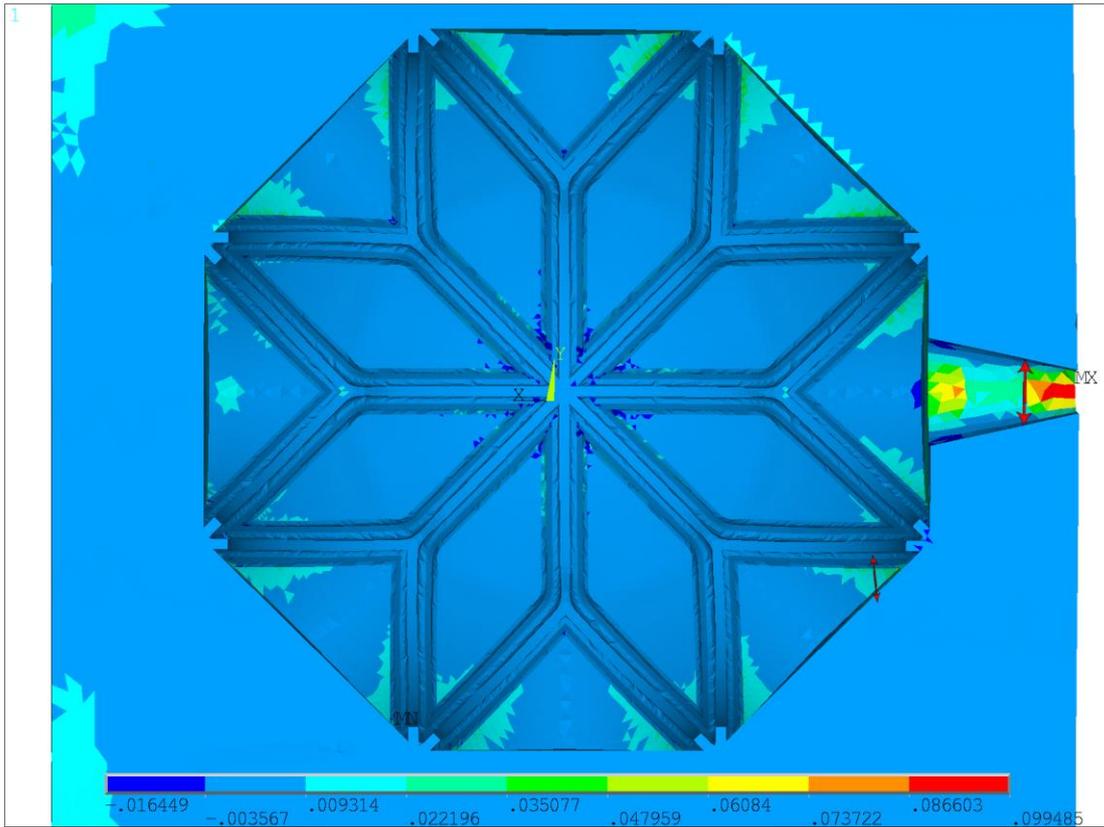


Figura 5-31 Tensiones principales S1 [N/mm²] por empujes horizontales y peso propio (1)

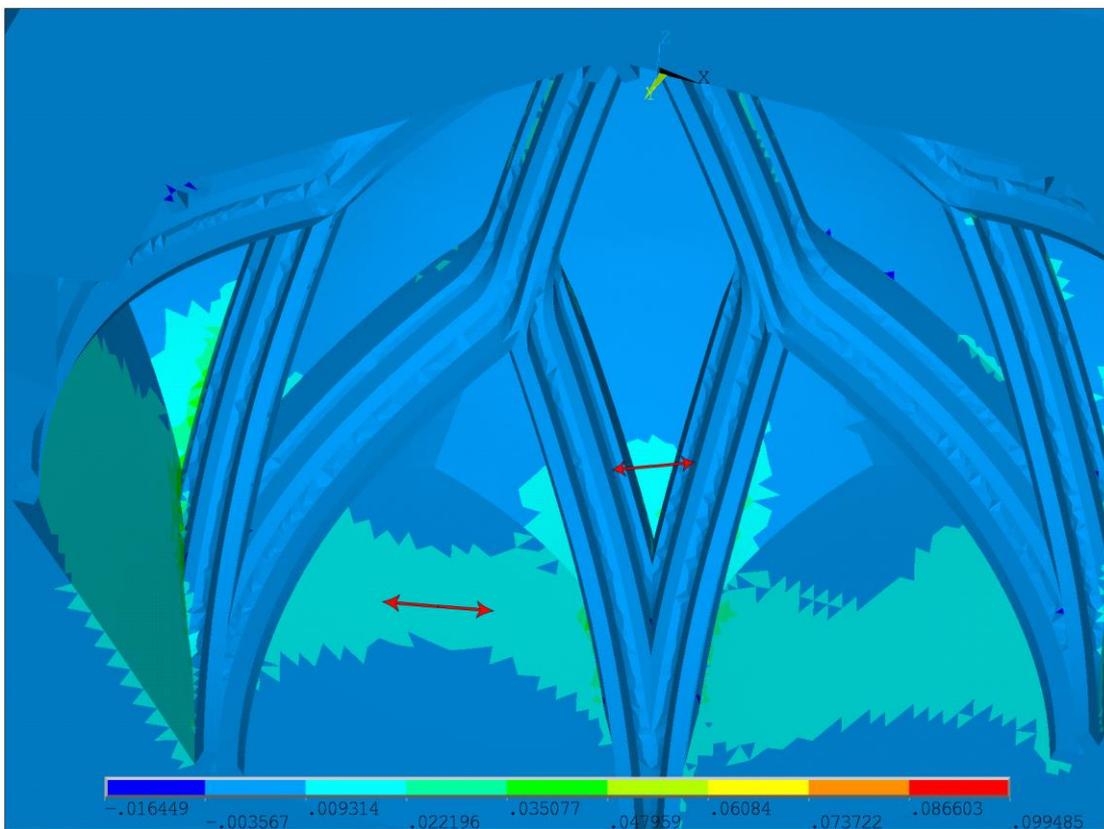


Figura 5-32 Tensiones principales S1 [N/mm²] por empujes horizontales y peso propio (2)

6 CONCLUSIONES

La primera conclusión que puede sacarse es que la cúpula resiste sin ningún tipo de problema su propio peso en cualquier condición de contorno aplicada, con compresiones muy lejanas a los valores límite y tracciones despreciables en el caso más desfavorable. Este tipo de construcciones resultan muy óptimas por la forma en la que trabajan la piedra y los arcos, y en este caso particular la luz a salvar es pequeña para la capacidad resistente real. En vista de las cifras arrojadas, incluso estando en la situación más desfavorable, esto es, con los muros abriéndose horizontalmente sin ningún tipo de impedimento, la estructura sigue estando dentro de los valores aceptables de tensiones.

Los resultados dejan muy claro que la bóveda apenas se ve afectada por la gravedad, estando totalmente infrutilizada a la hora de cumplir su función resistente. Es imposible que los daños presentes sean fruto de un defecto en su diseño e incluso ejecución en vista del margen que tiene para soportar cargas.

Ahora bien, esto no descarta posibles fallos en la cimentación, hundimientos del terreno o acciones accidentadas y puntuales como un sismo que pueden haber producido daños importantes que aquí no se consideran.

Suponiendo que nada de esto ha ocurrido, la única explicación posible para los daños acumulados en la piedra y plementería está en acciones externas no consideradas en su diseño, es decir, ajenas a las cargas permanentes, al propio viento y sobrecarga de uso.

En este sentido, se pueden considerar reformas en la propia capilla que hayan debilitado elementos importantes como los muros o arcos, construcciones posteriores a la propia capilla que generen cargas adicionales en la misma o fallos estructurales en el resto de la iglesia que se traduzcan en empujes sobre la Jura. Las grietas, humedades y pérdidas de material son daños muy globales cuyas causas pueden ser cualquiera de las mencionadas.

Sin embargo, esto no implica que puedan existir acciones adicionales no consideradas que agraven los daños en puntos muy localizados como los encuentros entre los dos tramos de nervios, que como muestra la figura 2-11, presentan fisuras mucho más importantes que el resto de la construcción.

Los empujes horizontales causados por un desplazamiento en la nave principal pueden servir de explicación a los daños globales en arcos murales, elementos decorativos y plementería, donde se han visto numerosas grietas y filtraciones de humedad tan repartidos por toda la estructura que no pueden tener su causa en una acción puntual.

Sin embargo esto no explica las tracciones necesarias en los encuentros de los nervios para producir las enormes fisuras fotografiadas así como la caída de material. El estudio efectuado con cargas localizadas a modo de caudal de aguas evacuadas a gran altura da una explicación razonable al problema.

Puede concluirse que los daños totales presentes en la Capilla de la Jura son fruto de una combinación de acciones externas no consideradas en su diseño así como del desgaste propio de la misma con el paso de los siglos y las innumerables reparaciones y reformas a las que se ha visto sometida.

7 DESARROLLOS FUTUROS

La Capilla de la Jura ofrece muchas posibilidades de estudio. Un punto interesante sería analizar el estado de la cimentación y de los estratos sobre los que se asienta. La iglesia de San Juan de los Caballeros también despierta gran interés, aunque un estudio de la misma resultaría bastante complejo dada su enorme entidad. Sin abarcar tanto, sí podría resultar conveniente estudiar en mayor profundidad el ábside y su efecto sobre la bóveda. Es un elemento que ha presentado problemas para los que se han ejecutado las reformas consecuentes a lo largo de la historia.

El análisis efectuado en este trabajo podría repetirse, esta vez mejorando condiciones de contorno con muelles, empleando cargas de impacto en lugar de cargas permanentes y utilizando distintos tipos de malla. Los resultados podrían compararse con los aquí obtenidos a fin de cuantificar el porcentaje de error asumido con las hipótesis de cálculo aquí establecidas.

Recientemente se ha llevado a cabo una campaña de medición de las frecuencias naturales en la bóveda. Para ello se han colocado acelerómetros en distintos puntos de la estructura que recogen los distintos modos de vibración así como las frecuencias correspondientes.

Con esto se podría elaborar un trabajo sobre actualización del modelo de elementos finitos a partir de los datos experimentales. Resulta muy útil pues con esto es posible determinar, mediante un algoritmo de actualización de parámetros, las nuevas propiedades de la estructura tras los daños siendo posible modelizar las condiciones de contorno exactas así como la rigidez de los muros. Una vez realizado este paso sería perfectamente viable estudiar con poco margen de error su capacidad resistente mediante elementos finitos así como determinar las posibles soluciones.

Por otro lado el análisis aquí presente se rige por un modelo de tensión-deformación elástico y lineal, siendo imposible que la piedra se agote en ningún momento. Sirve como punto de partida para sacar conclusiones y entender mejor qué ocurre en la estructura, dejando paso a un nuevo trabajo basado en un análisis no lineal que tenga en cuenta el comportamiento real de la piedra y el ladrillo tanto a tracción como a compresión así como las tensiones de rotura.

Las posibilidades son amplias y una edificación con tanta historia, tan particular en diseño, materiales y localización tiene mucho que ofrecer a la hora de aprender más sobre estructuras.

REFERENCIAS

- [1] Wikipedia, «Iglesia de San Juan de los Caballeros (Jerez de la Frontera),» [En línea]. Available: [https://es.wikipedia.org/wiki/Iglesia_de_San_Juan_de_los_Caballeros_\(Jerez_de_la_Frontera\)](https://es.wikipedia.org/wiki/Iglesia_de_San_Juan_de_los_Caballeros_(Jerez_de_la_Frontera)). [Último acceso: 13 Septiembre 2015].
- [2] F. López Vargas-Machuca, «Arquitectura cristiana medieval en Jerez: Sobre la Capilla de la Jura en San Juan de los Caballeros,» 7 noviembre 2013. [En línea]. Available: <http://flvargas.blogspot.com.es/2013/11/sobre-la-capilla-de-la-jura-en-san-juan.html>. [Último acceso: 13 septiembre 2015].
- [3] F. Pinto Puerto y J. M. Guerrero Vega, «Trabajos Previos a la restauración y conservación de la capilla de la Jura de la Iglesia de San Juan de los Caballeros,» Jerez de la Frontera. Cádiz, 2015.
- [4] E. Rodríguez-Mayorga, E. Yanes, V. Compán y A. Sáez-Pérez, «La restauración del templo parroquial de San Dionisio (Jerez de la Frontera, España) ISSN: 0020-0883,» Madrid (España), 2013.
- [5] I. ANSYS, ANSYS ICEM CFD Help Manual, Canonsburg, 2012.
- [6] ANSYS_Inc, «ANSYS Mechanical APDL Element Reference,» Canonsburg, 2009.
- [7] I. Requena Ruiz, «Análisis de Tipologías Estructurales: Bóveda, Lámina, Cúpula y Paraboloide,» [En línea]. Available: <http://deim.urv.cat/~blas.herrera/2.pdf>. [Último acceso: 26 Septiembre 2015].
- [8] E. Avendaño Rodríguez, «Detección, tratamiento y prevención de patologías en sistemas de concreto estructural utilizados en infraestructura industrial,» San José, 2006.
- [9] R. Martín Talaverano, «Documentación gráfica de edificios históricos: principios, aplicaciones y perspectivas,» *Arqueología de la Arquitectura*, 11: e011, doi.org/10.3989/arq.arqt.2014.014.
- [10] R. Escolá Gil, Construcciones con defectos, fallos o peligros, Bilbao: Bernardo Martín Hernández, 2010.
- [11] G. López Collado, Ruinas en construcciones antiguas. Causas, consolidaciones y traslados, Madrid, 1976.
- [12] P. Lourenço, «Computational strategies for masonry structures. PhD Thesis,» Delft University of Technology, 1996.
- [13] A. Zucchini y P. Lourenço, «Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach, Computers and Structures 85,» 2007.
- [14] L. Ramos, L. Marques, P. Lourenço, G. De Roeck, A. Campos-Costa y J. Roque, «Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: Two case studies, Mechanical Systems and Signal Processing 24,» 2010.