

Investigación de las causas del colapso de la iglesia de la Coveta Fumà de El Campello (Alicante)

Investigation of the Causes of the Collapse of the Coveta Fumà Church in El Campello (Alicante)

Luis J. Marco García¹ y Jaime de Marco Mendivil^{2*}

Resumen

A finales de junio de 2018 colapsó violentamente la iglesia de la Coveta Fumà en El Campello. Se investiga en este artículo las causas que originaron este desenlace basándose en el comportamiento de las obras de fábrica y sus hipótesis de cálculo, el análisis de las posibles influencias externas a la obra que lo provocaron, el estudio de los puntos singulares de la estructura susceptibles de convertirse en defectos de proyecto y/o ejecución, el examen de la sensibilidad de la obra frente a los fenómenos de fragilidad y fatiga. Para ello, se han modelado todos estos comportamientos mediante diferentes métodos, contrastando los resultados obtenidos con lo observado en la realidad.

Palabras clave: arco, bóveda, obras de fábrica, fallo por cortante, colapso arcos, teoría de la excentricidad para obras de fábrica.

Abstract

At the end of June 2018, the Coveta Fumà Church in El Campello collapsed violently. This article investigates the causes leading to such an outcome on the basis of the behavior of factory works and their calculation hypotheses, the analysis of possible external influences at work that provoked it, the study of the singular points of the susceptible structure to become defects of either the project or the execution, and the assessment of the sensitivity of the work against the phenomena of fragility and fatigue. To do so, all these behaviors have been modelled through different methods, contrasting the results obtained with what was observed in reality.

Keywords: arch, vault, roadworks, masonry works, shear failure, collapse arches, Theory of Eccentricity for Masonry Works.

1. INTRODUCCIÓN

El domingo 24 de junio de 2018 alrededor de las 11h 15m se derrumbó sin previo aviso aunque se habían detectado daños en la techumbre, la cubierta de la iglesia de la Coveta Fumà en la población alicantina de El Campello, provocando el colapso de uno de sus muros laterales que aplastó a tres vehículos estacionados en su entorno, figura 1.

Afortunadamente, aunque apenas un cuarto de hora antes se había celebrado un oficio religioso para unos ochenta asistentes, al encontrarse el templo totalmente vacío no hubo que lamentar desgracias personales.

Se pretende en esta comunicación, partiendo de los antecedentes, proyecto y construcción e historia de la obra, aplicando los conceptos teóricos y prácticos estructurales que justifican su empleo a esta iglesia, analizar las causas que llevaron a su colapso.

2. ANTECEDENTES

El proyecto de la iglesia se visó en septiembre de 1965. De sus planos de cimientos, plantas y cubiertas, figura 2, se determina que la nave tiene, referido todo a ejes, unas dimensiones de 7,40 m de ancho por 10,20 m de largo, en tres módulos de 3,40 m cada uno, con una sacristía adosada al muro noreste de 3,10 m de ancho por 3,40 m de largo. Inicialmente en el proyecto, tal como se ve en la misma figura, existen cuatro contrafuertes por lateral, siendo dos de ellos los propios muros de la sacristía, sin embargo los otros seis nunca se construyeron.

El plano de secciones, figura 4, pone de manifiesto que la cubierta, de la nave es una bóveda cilíndrica de 3,7 m de radio construida con cuatro hojas de rasilla, la primera cogida con yeso y las otras tres con mortero de cemento 1:3 de dosificación encima de la cual se asientan las tejas curvas de cubrición sobre un lecho de mortero de cal, estimándose el peso del conjunto en 190 kp/m².

Los muros, de mampostería de piedra caliza tomada con mortero de cemento son vistos por sus dos paramentos, presentan una altura de 3 m con un espesor de 40 cm en el arranque de la bóveda que presenta un espesor de 15 cm y su eje en el apoyo coincide con el del centro del muro. El muro en la base es de 80 cm con la intención de formar un talud que contrarrestara el empuje de la bóveda,

El proyecto considera una resistencia a compresión entre 10 y 40 kp/cm² para el muro de mampostería de piedra

* Autor de contacto: jaimedemarco@gmail.com

¹ Profesor, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, Infraestructura y Transporte, Alfonso XII 3-5, 28014 Madrid, España.

² Catedrático de Construcción, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, Infraestructura y Transporte, Alfonso XII 3-5, 28014 Madrid, España.



Figura 1. Fotos tomadas tras el derrumbe de la cubierta.

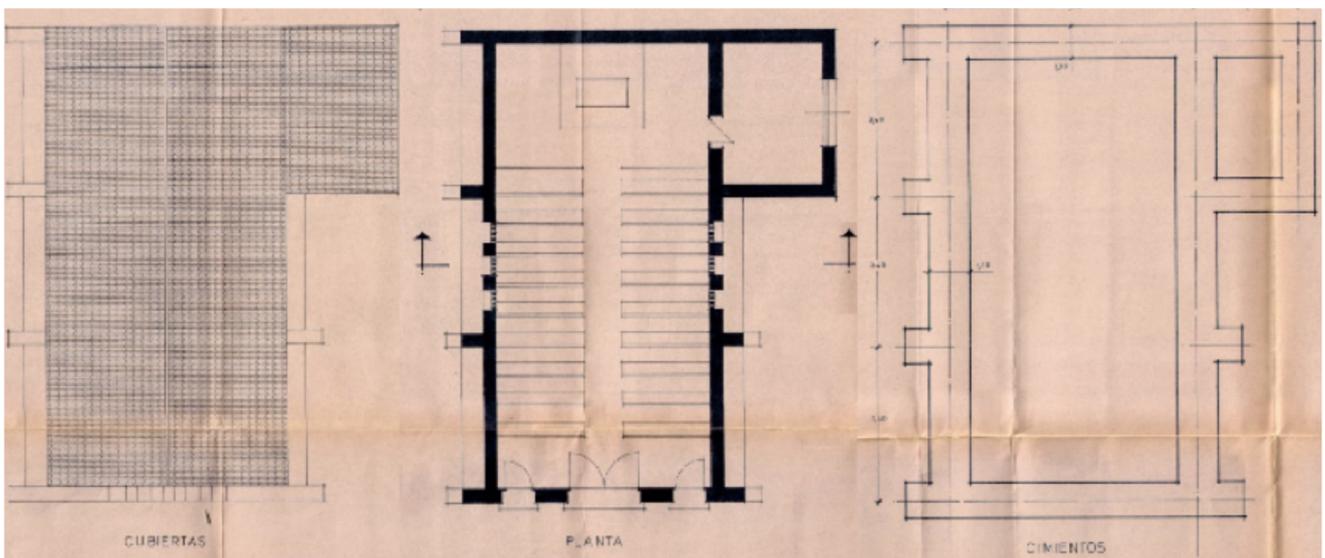


Figura 2. Plano inicial de cimientos, plantas y cubiertas.

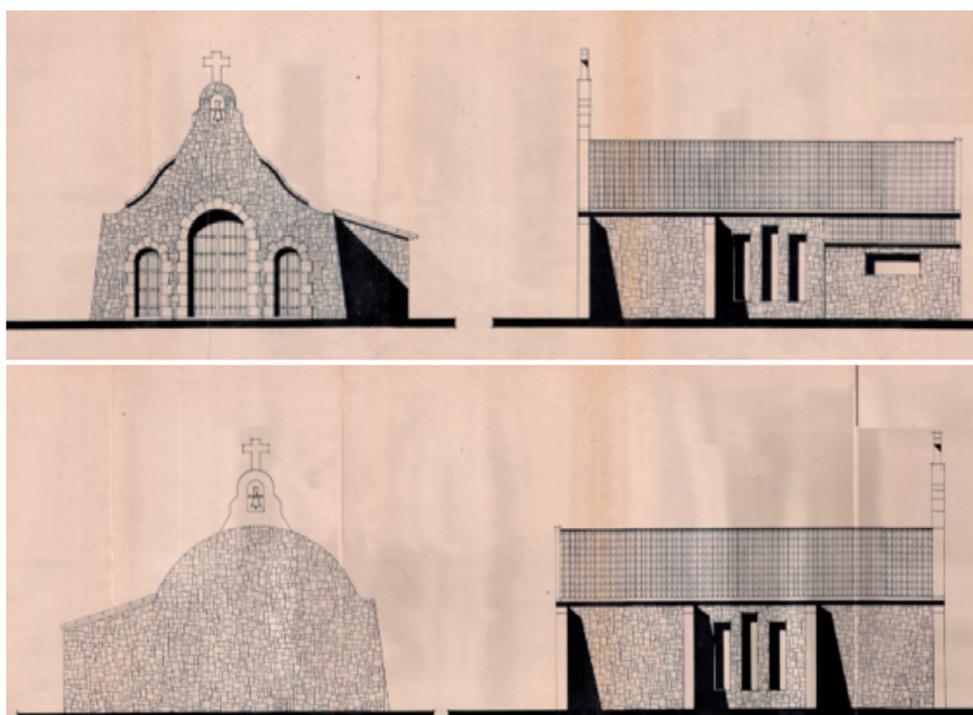


Figura 3. Plano inicial de alzados.

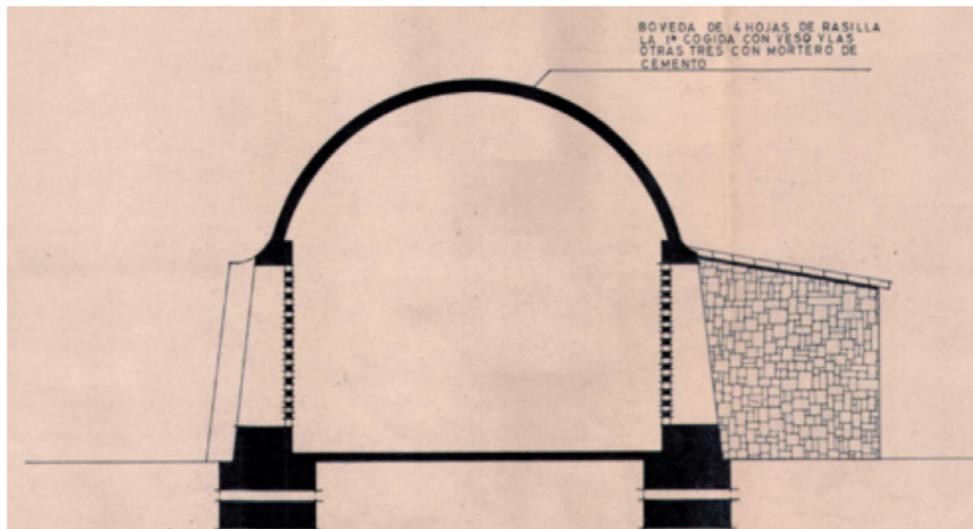


Figura 4. Plano inicial de secciones.

tomada con mortero de cemento de dosificación 1:5, sin embargo no fija la resistencia a compresión de la bóveda y que puede cifrarse, de acuerdo a construcciones similares en unos 50 kp/cm².

Los contrafuertes previstos, que nunca se construirían, se suponía serían también de piedra caliza vista.

3. HIPÓTESIS BÁSICAS

Dada la naturaleza del material de la cubierta como obra de fábrica se suele asumir en este desarrollo las hipótesis de cálculo, propuestas por Heymann, (1), siguientes:

1. Si una fábrica aguanta 5 minutos aguantará 500 años.
2. La estructura de fábrica puede describirse por un modelo que suponga resistencia nula atracción e infinita a compresión, (Hipótesis de Coulomb).
3. Como consecuencia una estructura de fábrica resultará estable si es posible una línea de presiones contenida dentro de la sección.

Con relación a la primera hipótesis este estudio justifica, precisamente, la causa del colapso repentino de la

estructura que se mantuvo en pie durante 52 años incumpliendo la idea anterior.

En este desarrollo se admite la segunda hipótesis en toda su extensión.

Respecto al tercer punto en lugar de utilizar una resolución gráfica, normalmente empleada en estos casos, emplearemos el “Método de la excentricidad para el cálculo de obras de fábrica”, (2), que entendemos no solo obtiene los mismos resultados que los procedimientos gráficos sino que además permite obtener información adicional en el proceso de la mecánica del colapso de las obras de fábrica.

4. INFLUENCIAS EXTERNAS

Dentro de las acciones externas que pueden alterar la durabilidad de este tipo de estructuras se encuentran:

- a) Las acciones térmicas
- b) El efecto del viento

Acciones térmicas:

En las fechas en que se produjo el suceso estudiado las temperaturas en la población eran acordes a los valores medios de las series históricas (28°-19°) aunque ligeramente más altas (29°-21°), la diferencia de temperaturas

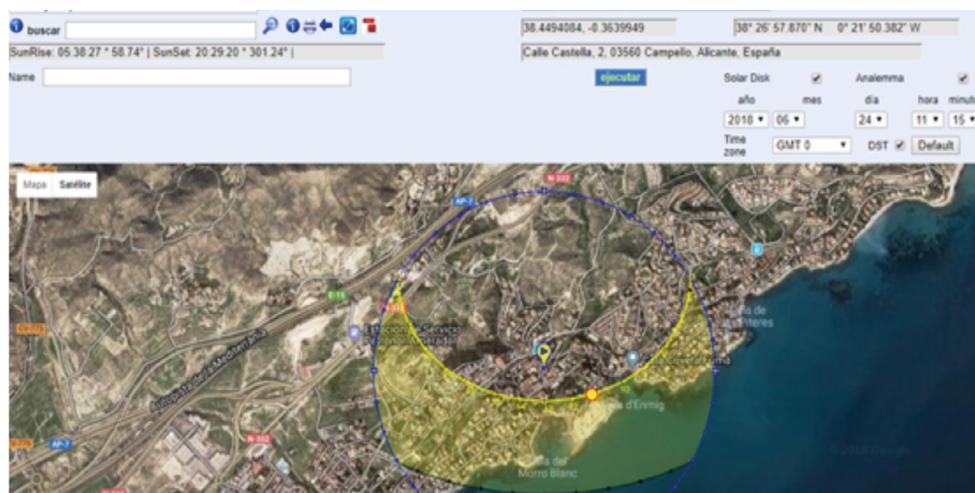


Figura 5. Recorrido solar en la hora del colapso.

ente la fachada Noreste y la Noroeste de acuerdo a las horas de insolación, figura 5, puede cifrarse en unos 4°, por lo que el factor temperatura carece de toda importancia a efectos de este estudio.

Efecto del viento.

La iglesia se encuentra en una situación de exposición



Figura 6. Ubicación de la iglesia en su entorno.

al viento, figura 6, por lo que dadas las características del colapso, ha de analizarse la posible influencia del mismo.

De acuerdo a las series históricas de los valores del viento en El Campello y la aplicación de la rosa de los vientos sobre las fachadas Noreste y Noroeste, figuras 7 y 8, se desprende que la acción del viento sobre ambas fachadas es muy similar por lo que puede tomarse un mismo valor para éstas con la diferenciación que de acuerdo a la bibliografía y normativas, (3) y (4) puede considerarse que las cargas a barlovento son el doble de las originadas a sotavento. Si se analiza el comportamiento del viento las dos semanas anteriores a la situación del colapso, se observa que la fachada que se ha mantenido en pie fue sobre la que sistemáticamente sopló el viento, pudiéndose establecer como carga del mismo a barlovento de 20 kp/m y de 10 kp/m a sotavento.

De las figuras 7 y 8 se puede diseñar el diagrama de la carga cíclica producida por el viento sobre cada una de las fachadas consideradas, figura 10, en periodos de 20 minutos.

Evidentemente esta aproximación es una forma de establecer un diagrama que se aproxime al efecto cíclico del viento con el fin de poder darle un tratamiento adecuado en la evaluación de la estructura a cargas por fatiga pero que es perfectamente admisible de acuerdo a la literatura técnica, (5). Según todo lo analizado el número de ciclos como el anterior a los que ha sido sometida

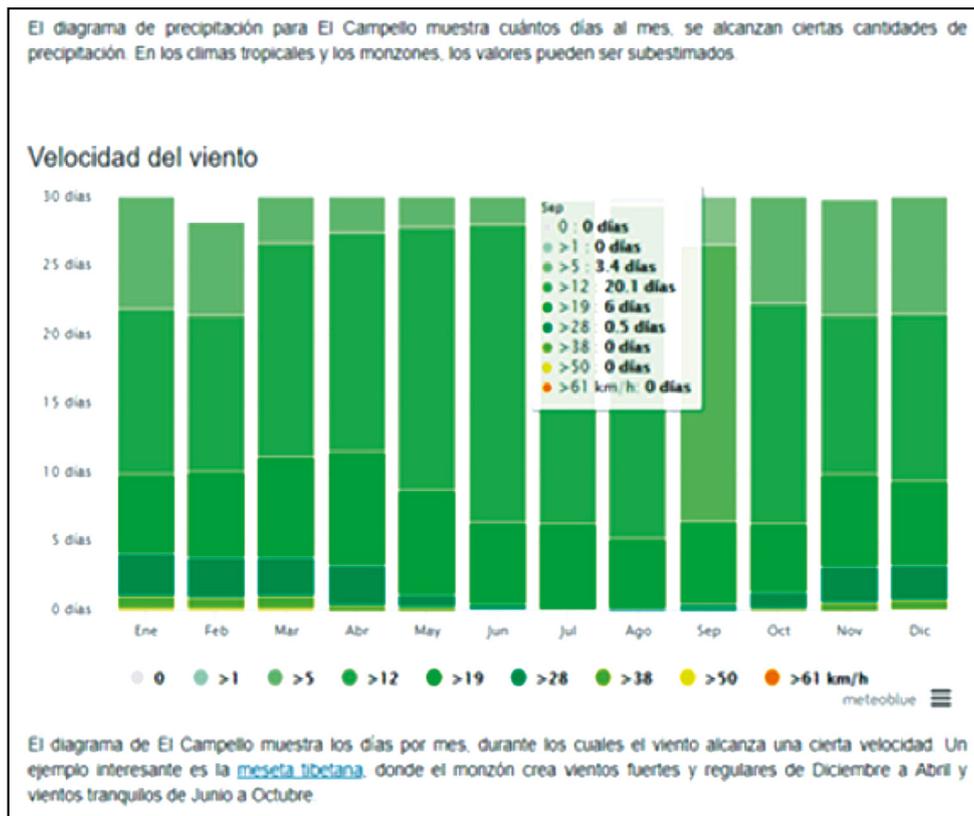


Figura 7. Series históricas de la velocidad del viento.



Figura 8. Rosa de los vientos aplicada a las fachadas laterales.

la estructura se puede cifrar en unos 825.000 a lo largo de toda su vida.

5. PUNTOS SINGULARES DE LA ESTRUCTURA

La estructura presenta un punto singular que afectará

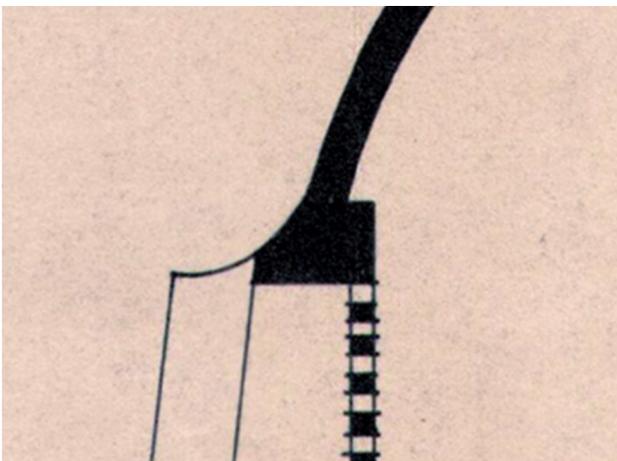


Figura 11. Detalle de la unión de la bóveda con los muros.

su comportamiento: El enlace de la bóveda con los muros, figura 11.



Figura 9. Actuación del viento en los 14 días anteriores al colapso.

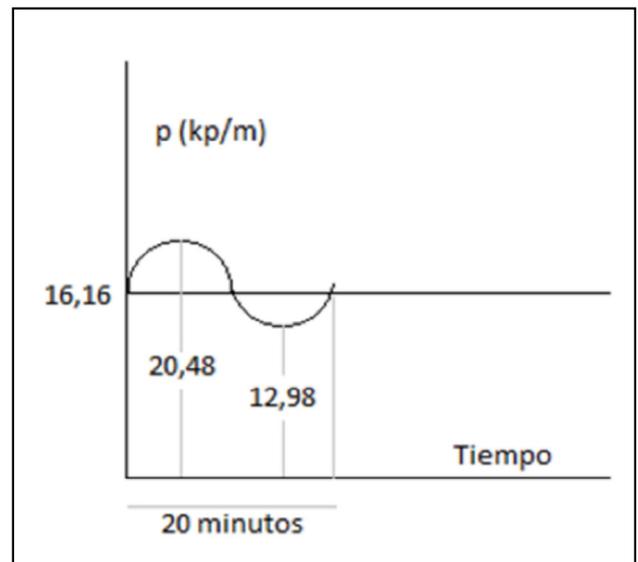


Figura 10. Actuación del viento en los 14 días anteriores al colapso.

En efecto mientras la transición con el muro en el extradós se realiza mediante una curva de acuerdo, en el intradós está situación no se produce, provocando un cambio brusco de sección y el consiguiente efecto de concentración de tensiones.

6. COMPORTAMIENTO FRÁGIL DE LA ESTRUCTURA

Como se sabe las estructuras como consecuencia de perforaciones, cambios, bruscos de sección entallas, etc., experimentan un efecto de concentración de tensiones que pueden originar micro fisuras susceptibles de desarrollarse más o menos rápidamente, enfocándose su estudio de formas diferentes como Griffith, criterio energético, o Irwin, criterio tensional, (6), tratándose, en general, mediante la Mecánica Lineal Elástica de la fractura MELF o LEFM, que permite abordar los problemas de establecer la magnitud y distribución de las tensiones cerca de los extremos de la grieta en función de las propiedades del material, las tensiones aplicadas a distancia del elemento agrietado y el tamaño y la forma de la grieta. En nuestra situación el material es elástico pero frágil.

En un caso general de carga, la zona de tensiones singulares se puede obtener superponiendo las tensiones

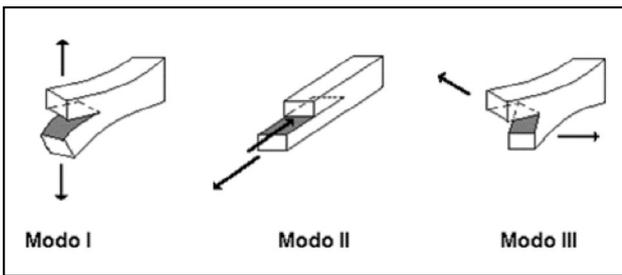


Figura 12. Patrones de sollicitación.

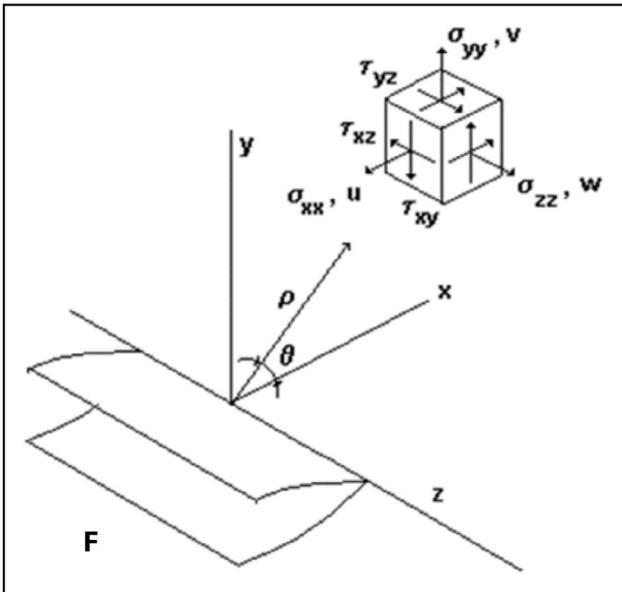


Figura 13. Nomenclatura.

ocasionadas por tres patrones distintos de sollicitaciones, representados en la figura 12.

En el caso analizado solo se producen las situaciones correspondientes al Modo I y al Modo II.

Las tensiones y deformaciones asociadas a cada uno de los Modos elementales son, de acuerdo a la nomenclatura de la figura 13.

Modo I
 =
 $s_{zz} = n (s_{xx} + s_{yy})$ (Deformación plana)
 $s_{zz} = 0$ (Tensión plana)

=
 $w = 0$ (Deformación plana)
 $w = -$ (Tensión plana)

Modo II
 =
 $s_{zz} = n (s_{xx} + s_{yy})$ (Deformación plana)
 $s_{zz} = 0$ (Tensión plana)

=
 $w = 0$ (Deformación plana)
 $w = -$ (Tensión plana)

Siendo m el Módulo de elasticidad transversal o módulo de cortadura del material, y $k = 3 - 4\nu$ en el caso de deformación plana y $k = (3\nu)/(1 + \nu)$ para los estados de tensión plana. Las magnitudes K_I , K_{II} , y K_{III} , representan los coeficientes de concentración de tensiones para los tres Modos elementales.

Para la determinación de los coeficientes de concentración de tensiones se ha empleado el método de los elementos finitos, modelizando el apoyo de la bóveda, figura 14, obteniéndose para la situación del pre colapso, figura 15, como valores: $K_I = 2,20$ y $K_{II} = 1,85$.

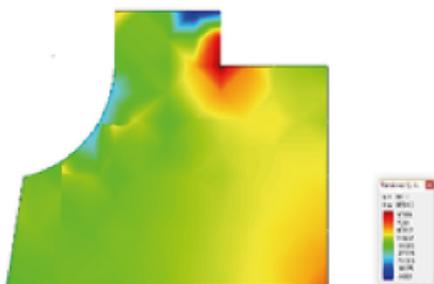


Figura 14. Modelización del nudo en el MEF.

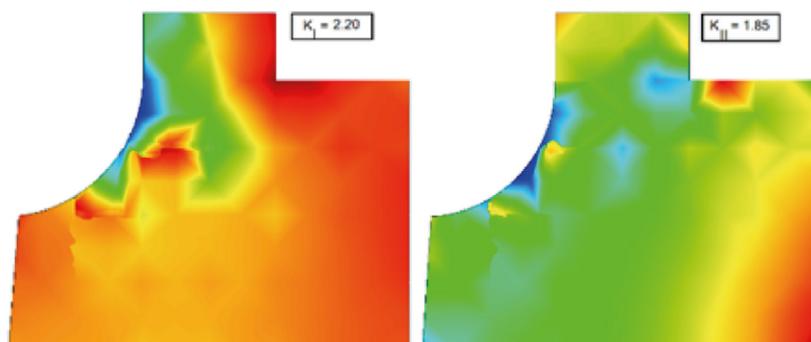
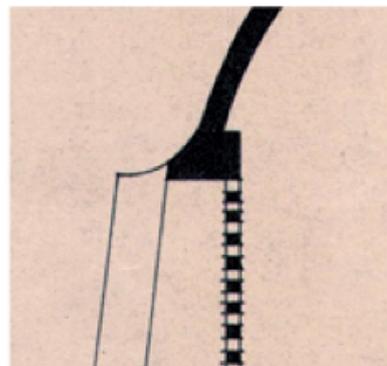


Figura 15. Resultado de la modelización del nudo.

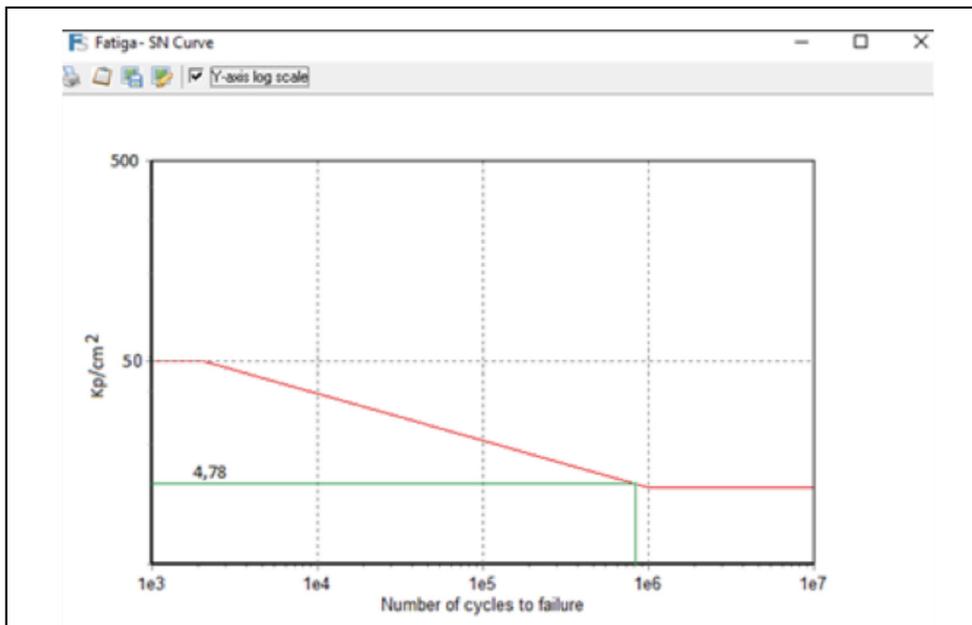


Figura 16. Diagrama S-N.

Es de esperar que una vez formada una grieta de tamaño $2a_0$, si se somete la pieza a una serie de N ciclos de carga crezca de una manera como la propuesta por la Ley de Paris-Erdogan.

7. COMPORTAMIENTO A FATIGA DE LA ESTRUCTURA

La fatiga es un proceso de cambio estructural localizado permanente y progresivo que sufre el material cuando se le somete a condiciones que le inducen tensiones y deformaciones en uno o varios puntos conduciéndole a la creación de grietas que le pueden llevar hasta la rotura después de un número suficiente de fluctuaciones ante esfuerzos mucho menores que los correspondientes a la fluencia.

La fatiga comienza con una dislocación o deslizamiento de la estructura microscópica del material seguida por el desarrollo de una grieta que crece de forma progresiva de tamaño, hasta que el material no tiene capacidad para soportar el esfuerzo aplicado rompiendo entonces en forma instantánea por deformación plástica o por fragilidad.

La iniciación de la grieta es de carácter más frágil que dúctil por lo que casi siempre aparece, como se ha visto, en los puntos de concentración de esfuerzos como agujeros, soldaduras, muescas o raspaduras, localizados preferentemente en la superficie, si bien, pueden ser también internos.

El comportamiento a fatiga se ha analizado mediante el Método de Tensión-Vida, obteniéndose los resultados de la figura 16, que pone de manifiesto que en la situación del pre colapso en la transición de la bóveda al muro se reduce prácticamente a la décima parte de la resistencia inicial de modo que el borde longitudinal Noroeste de la bóveda prácticamente trabaja como un apoyo deslizante, mientras que el Noreste a causa de los apoyos proporcionados por los apoyos en los muros transversales y en la sacristía mantendrá un cierto grado de rigidez.

8. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LA EXCENTRICIDAD

En estas condiciones se puede modelizar el comportamiento de un anillo de bóveda mediante el Método de la Excentricidad, (7), obteniéndose los resultados siguientes bajo peso propio y la acción del viento:

Tabla 1. Valores de la excentricidad en la formalización de las diferentes rótulas hasta el colapso

Tramo	e 1ª Rótula	e 2ª Rótula	e 3ª Rótula
1	0,316	0	0
2	0,112	0,045	0,05
3	0,034	0,2	0,241
4	0,124	0,529	0,775
5	0,173	1,118	2,84
6	0,18	2,312	-7,631
7	0,146	5,003	-2,104
8	0,075	14,138	-0,971
9	0,0185	-303,208	0
10	0,119	-25,817	-1,511
11	0,179	-20,263	-8,08
11_12	0,214	-17,216	-12,733
12	0,215	-39,175	13,681
12_13	0,218	-49,325	17,813
13	0,217	65,778	7,898
14	0,153	7,643	5,43
15	0,066	2,403	4,526
16	0,023	0,591	3,978
17	0,088	0,221	3,628
18	0,124	0,664	3,392
19	0,121	0,905	3,225
20	0,082	1,035	3,055
21	0,012	1,089	2,92

Los cálculos corresponden a los resultados proporcionados por el programa SAP2000, y algunos resultados fueron testeados a mano mediante el método energético de

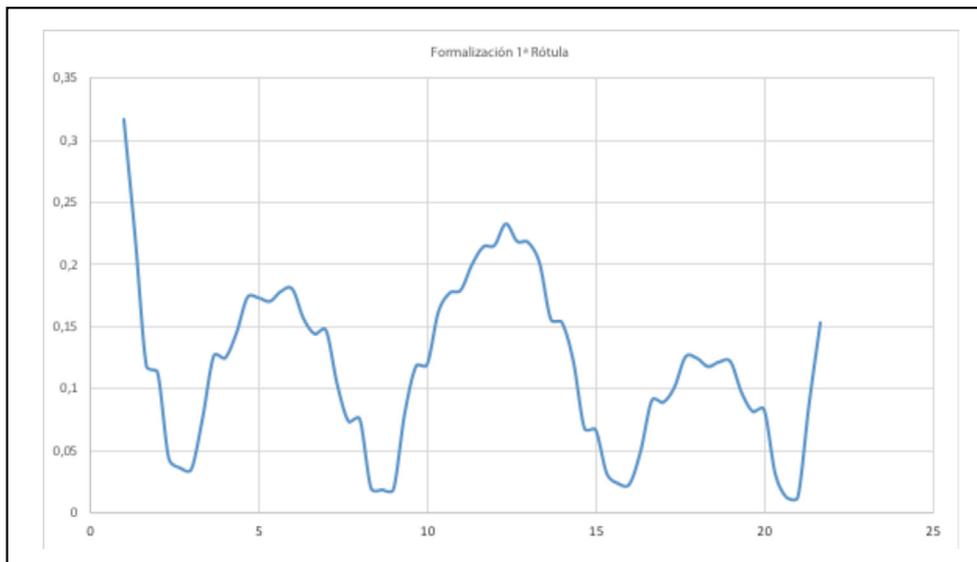


Figura 17. Formalización primera rótula.

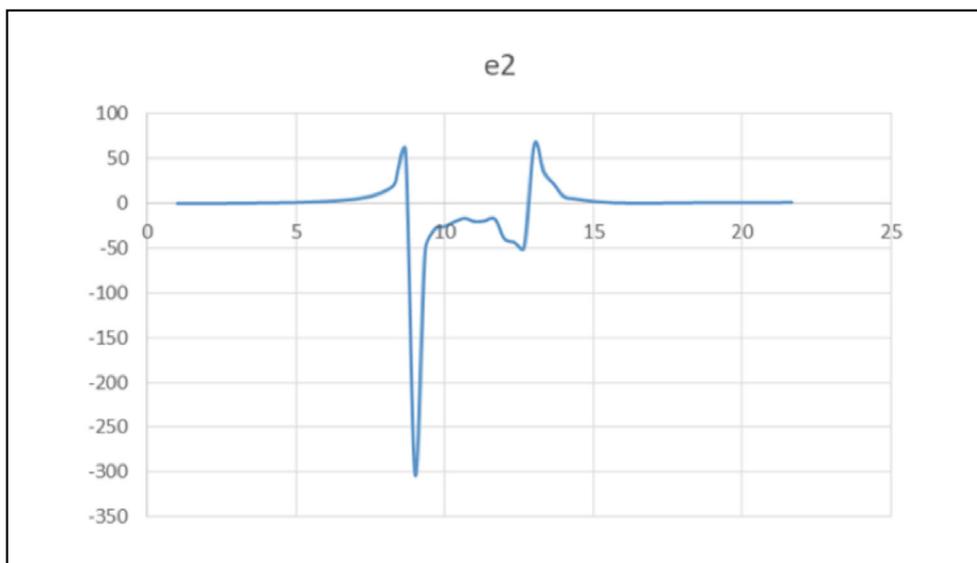


Figura 18. Formalización segunda rótula.

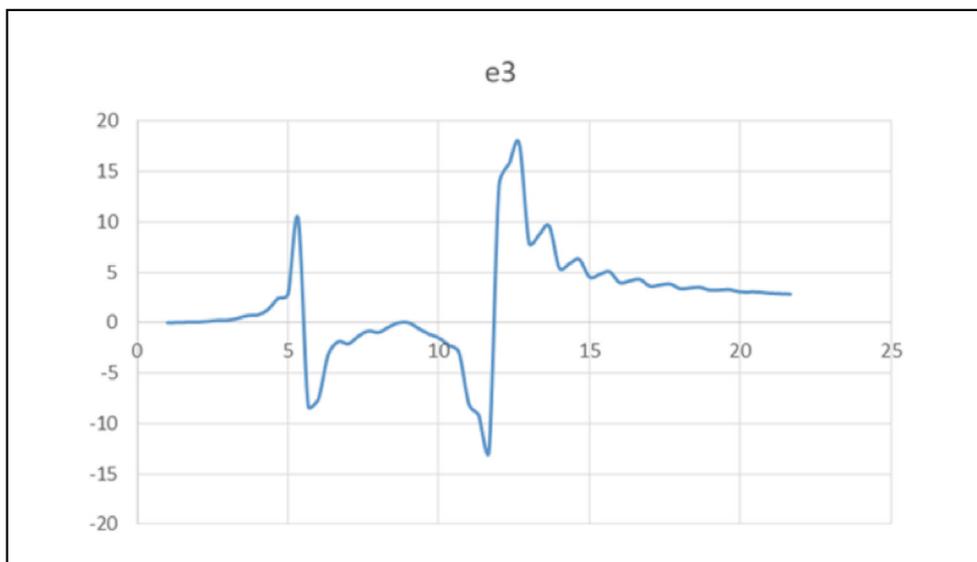


Figura 19. Formalización tercera rótula.

Castigliano, obteniéndose valores idénticos salvo por errores de redondeo.

Los resultados se representan gráficamente en las figuras 17,18 y 19.



Figura 20. Modelización de los resultados frente a ensayo en modelo reducido.

En la figura 20 se contrasta el resultado previsto frente a un ensayo sobre modelo reducido efectuado en el laboratorio de geotecnia de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Madrid, en el que aunque las cargas gravitatorias pretenden emular el efecto de los rellenos sobre el arco, el mismo está sometido a un desplazamiento horizontal de un apoyo consecuencia de las reacciones del arco. En la figura se aprecia como los mecanismos de colapso son idénticos aunque por la diferencia del estado de cargas, las rótulas se producen en puntos ligeramente distintos a los previstos. Se ha elegido este modelo debido a que en el estado final, figura 21, casualmente la parte caída



Figura 21. Situación de colapso del modelo reducido.

sustenta la parte del arco correspondiente al apoyo no desplazado, reproduciendo el colapso de este estudio.

9. CONTRASTE DEL MODELO DE RUPTURA REAL CON EL MODELIZADO EN TRES DIMENSIONES DE ACUERDO A LAS HIPÓTESIS DESARROLLADAS EN EL ARTÍCULO

Como complemento del modelo bidimensional anterior, se ha desarrollado uno tridimensional mediante el Método de los Elementos finitos, que dadas las circunstancias de la estructura en el estado de pre colapso y al introducir las condiciones de borde en el apoyo propuestas debe reflejar el comportamiento previsto de la estructura ante las cargas solicitantes, figura 22.

Si se compara la línea de rotura propuesta por el modelo con la real, figuras 23 y 24, se aprecia la bondad de ajuste entre ambas, lo que supone una garantía de que todo el proceso aquí empleado es un buen reflejo del comportamiento estructural real.

Es igualmente de destacar el buen ajuste con la realidad de la formalización de la rótula de colapso prevista mediante el Método de la Excentricidad, que prevé su formación a una altura del 97% del radio, figura 25, especialmente en

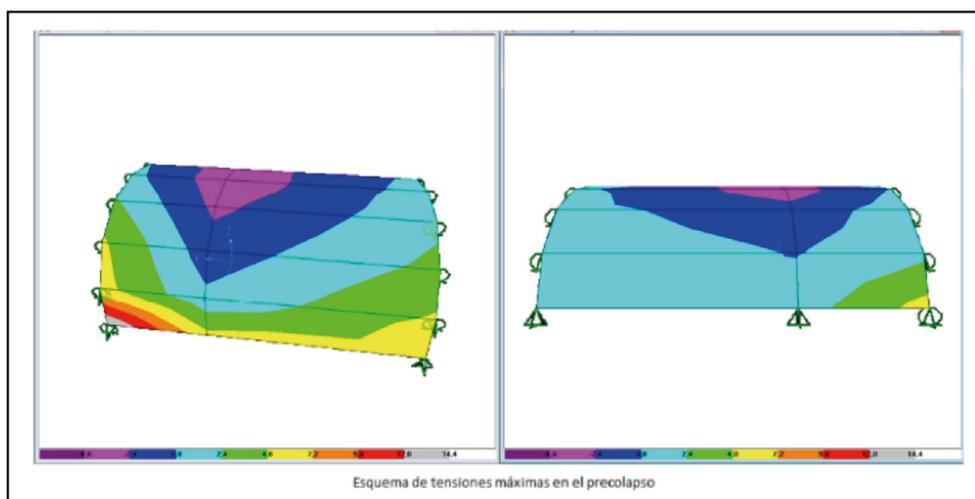


Figura 22. Diagrama de las tensiones máximas en la situación de pre-colapso.

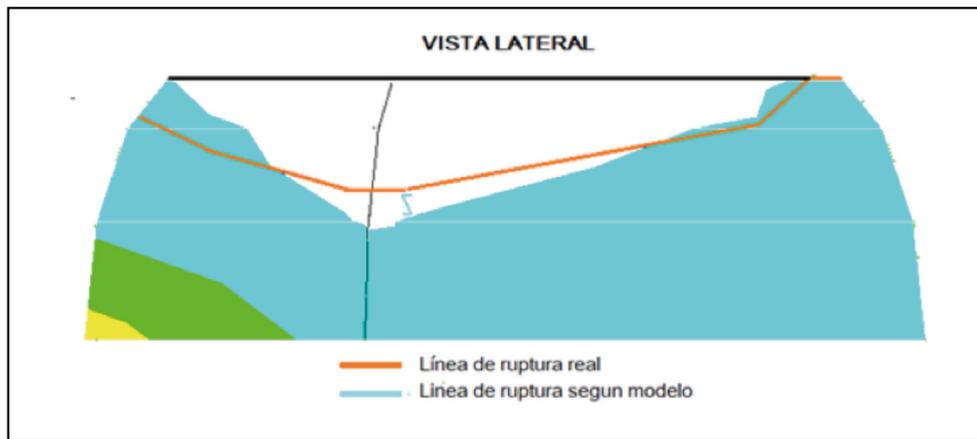


Figura 23. Contraste entre la línea de rotura propuesta y la real.

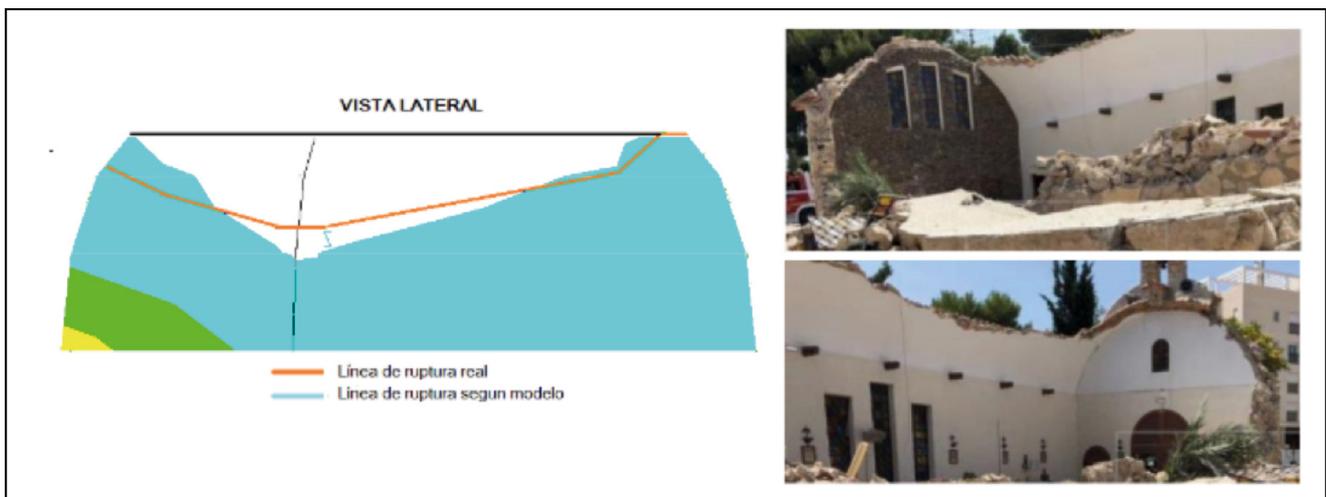


Figura 24. Contraste del colapso propuesto con las fotos de la iglesia tras el mismo.

las uniones de la bóveda con los muros frontales, donde el coeficiente de empotramiento de la bóveda es más próximo a la unidad, valor éste utilizado en los cálculos del arco empleado en el método, lo que no solo certifica la validez de éste, sino que nos permitiría, de modo inverso, ajustando la altura real de la rótula de colapso en cada anillo de la bóveda, determinar el grado de empotramiento de la

misma como consecuencia de los procesos de plastificación de sus bordes de apoyo.

El proceso de colapso propuesto justifica también el del muro longitudinal Noreste arrastrado en la caída de la cubierta por el rozamiento debido al deslizamiento de ésta sobre él y por el descentramiento de la reacción vertical de la bóveda, provocando ambos efectos un momento de vuelco que no puede ser contrarrestado por el peso del muro, produciendo su derrumbamiento hacia el exterior tal como se contempla en las fotografías. Igualmente queda justificado igualmente que el muro longitudinal Noroeste permanezca en pie pese al derrumbe de la cubierta.



Figura 25. Formalización de la rótula de colapso en los apoyos transversales de la bóveda.

10. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN EL CASO DE QUE EN SU CONSTRUCCIÓN SE HUBIERAN DESARROLLADO LOS CONTRAFUERTE PREVISOS EN EL PROYECTO ORIGINAL

Como se ha indicado al principio, el proyecto original preveía la colocación de seis contrafuertes adicionales para añadir al efecto provocado por la sacristía en este sentido, y que nunca se construyeron. Se plantea aquí, dando por buenas todas las hipótesis de trabajo anteriores, y tras haber comprobado la bondad de su funcionamiento, cuál hubiera sido la situación si los mismos hubieran sido edificados. Para ello se ha

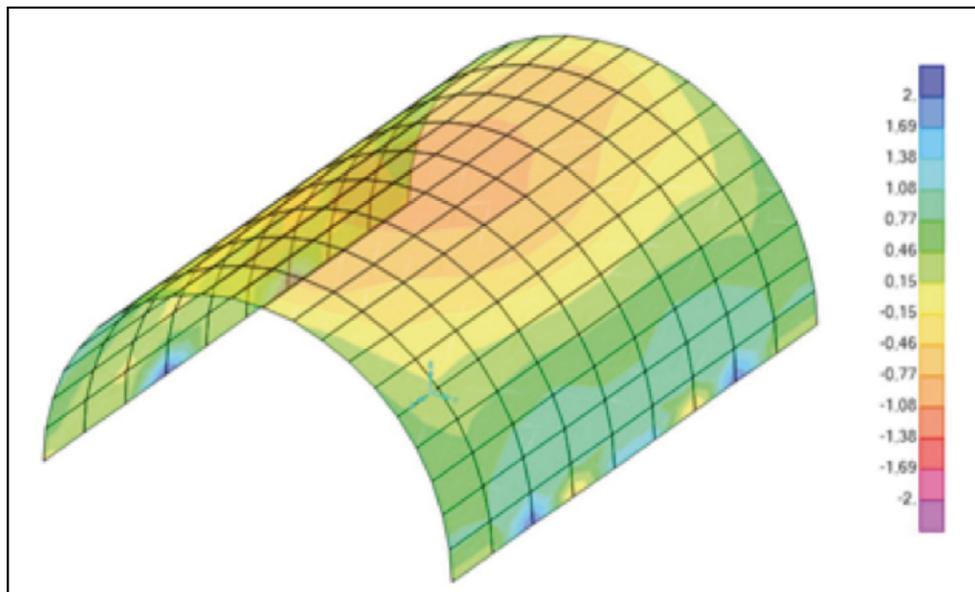


Figura 26. Estado tensional de la bóveda con contrafuertes.

efectuado una modelización tridimensional mediante el MEF, figura 26, en la que se puede apreciar que en las condiciones de borde equivalentes a la propuesta anteriormente, las tensiones de tracción son mínimas con picos que no superan los 1.7 kp/cm^2 , de lo que se deduce que si el proyecto constructivo se hubiera adecuado al previsto el derrumbe de la cubierta no se habría producido.

11. CONCLUSIONES

De acuerdo a lo aquí expuesto, queda claro que el colapso, tal como se ha producido, de la cubierta de la iglesia de la Coveta Fumà en El Campello obedece a diferentes factores:

- Un mal diseño de la unión entre la bóveda y los muros longitudinales que provoca micro fisuras por un proceso de amplificación local de tensiones.
- Un crecimiento brusco de las grietas producidas en el proceso anterior provocando la plastificación y rotura por fatiga, debido a la acción del viento sobre los bordes de apoyo de la bóveda en los muros.
- La acción beneficiosa del efecto contrafuerte que suponen los muros adosados de la sacristía en el muro noroeste que proporciona, junto a los muros transversales, una rigidización en la parte correspondiente de la bóveda.

El análisis pone también en valor los métodos de modelización del fenómeno empleados, por cuanto sus resultados se adaptan muy bien al comportamiento real observado del colapso.

12. REFERENCIAS

- Heyman, J. (2015). *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera, Escuela Técnica Superior de Arquitectura Madrid.
- De Marco Mendivil, J., y Marco García, L.J. (2016). *Un nuevo enfoque para el diseño y cálculo de obras de fábrica*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).
- Balendra, T. (1993). *Vibration of buildings to wind and earthquake loads*. Nueva York/Berlín/Heidelberg: Springer-Verlag.
- Meseguer, J. (2001) *Aerodinámica civil, Cargas de viento en las edificaciones*. Madrid: McGrawHill Profesional.
- ISFF'91 Proceedings (1991). *Fatigue and fracture in steel and concrete structures*. Structural Engineering Research Centre. Madrás, India.
- Marco García, L.J. (1998). *Fundamentos para el cálculo y diseño de estructuras metálicas de acero laminado*. Madrid: McGraw-Hill.